UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

MONOGRAFÍA

GUÍA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE CONTENCIÓN CONVENCIONALES APLICADOS A PROYECTOS DE LA CIUDAD DE MANAGUA.

Para optar al título de ingeniero civil

ELABORADO POR

Br. Francis Magdalena Galo Miranda

Br. Marian Adriana Mendieta Gutiérrez

Br. Nathalye Nicholes Solórzano Medrano

Tutor

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

Managua, Diciembre 2022

Resumen ejecutivo:

Se realizó el presente trabajo titulado: “Procedimientos de diseño estructural para muros de contención convencionales aplicado a proyectos de la ciudad de Managua”, donde se explica el análisis y diseño de cuatro tipos de muros de contención del tipo convencional: Un muro de contención de gravedad un muro de contención de semigravedad, un muro de contención en voladizo y un muro de contención con contrafuertes.

El presente documento consta de 9 capítulos, en el capítulo 1 se presentan las generalidades, tales como la introducción, antecedentes, justificación y objetivos. En el capítulo 2, se presenta el marco teórico con los tipos de muro de contención estudiados en el documento, las teorías de presión de tierra en los muros de contención, y otras consideraciones para el estudio de los mismos.

En el capítulo 3 se describe el procedimiento de diseño para los muros de contención convencionales, tales como el predimensionamiento, el análisis geotécnico, tanto por esfuerzos admisibles (tomados del libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición), como de esfuerzos últimos (utilizando el manual de diseño de puentes LRFD AASHTO 2017), además de la consideración de empuje sísmico en los muros, utilizando los coeficientes sísmicos del RNC-07 para aplicar a condiciones de Managua.

El capítulo 4 describe los procedimientos de diseño estructural utilizados para los muros de semigravedad, voladizo y muro con contrafuertes, tomados del manual del ACI 318S-14. El capítulo 5 presenta el diseño metodológico del documento.

El capítulo 6 y 7 presentan los datos del proyecto A y B de los cuales se utilizaron para el diseño de los muros de la manera siguiente: diseño de muro de gravedad y semigravedad con los datos del proyecto A, y el diseño del muro de contención en voladizo y el muro de contención con contrafuertes con los datos del proyecto B, en estos capítulos están aplicados todos los procedimientos descritos en los capitulo anteriores.

En el capítulo 8 se presentan los procedimientos y consideraciones utilizadas para introducir y revisar los muros de contención en el software geotécnico GEO5 2020 y en el capítulo 9 las conclusiones y recomendaciones.

ÍNDICE

1. CAPÍTULO 1: GENERALIDADES 1
1.1. Introducción 1
1.2. Antecedentes 2
1.3. Justificación 3
1.4. Objetivos 4
2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO 5
2.1. Tipos de muro: 5
2.1.1. Muros de contención convencionales: 6
2.2. Teorías de presión de tierra: 9
2.2.1. Presión lateral en reposo de tierra: 11
2.2.2. Presión activa: 14
2.2.3. Presión pasiva: 21
2.3. Clasificación del suelo: 25
2.3.1. Clasificación SUCS: 25
2.3.2. Clasificación AASHTO: 27
3. CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA MUROS CONVENCIONALES: 28
3.1. Predimensionamiento para muros de gravedad y semigravedad: 28
3.2. Predimensionamiento para muros de voladizo y con contrafuertes: 29
3.3. Análisis geotécnico: 32
3.3.1. Análisis por esfuerzos admisibles: 32
3.3.2. Análisis por esfuerzos últimos: 39
3.4. Consideraciones AASHTO usadas para el diseño de muros: 47
3.4.1. Estado del muro: 47

3.4.2. Sobrecarga vehicular: 48
3.4.3. Diseño sísmico para muros de contención convencionales: 49
3.4.4. Cálculo de los coeficientes de aceleración sísmica para diseño de muros: . 51
3.4.5. Consideraciones sísmicas para Managua: 53
3.4.6. Teoría de Mononobe-Okabe: 54
3.4.7. Combinaciones de carga: 56
3.4.8. Relaciones Demanda-Capacidad: 57
3.5. Drenaje. 57
4. CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL: 59
4.1. Consideraciones de diseño según ACI-318: 60
4.1.1. Combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia $\boldsymbol{\phi}$: 60
4.1.2. Determinación del refuerzo: 60
4.1.3. Elementos del Bloque de esfuerzos: 61
4.1.4. Revisiones de los elementos del ACI: 62
4.2. Ecuaciones ACI de diseño estructural para muro de semigravedad y muro en voladizo: 63
4.2.1. Longitud de desarrollo, $\boldsymbol{ld}$: 63
4.2.2. Longitud de desarrollo para gancho estándar: 65
4.2.3. Límites del refuerzo: 65
4.3. Ecuaciones ACI de diseño estructural para muro con contrafuertes: 66
5. CAPÍTULO 5: DISEÑO METODOLÓGICO: 67
6. CAPÍTULO 6: PROYECTO A: 69
6.1. Datos del proyecto: 69
6.2. Ejemplo muro de gravedad: 69
6.2.1. Información de diseño: 70

6.2.2. Análisis geotécnico: 71
6.3. Ejemplo muro de semigravedad: 89
6.3.1. Información de diseño: 89
6.3.2. Análisis geotécnico: 90
6.3.3. Diseño estructural: 107
6.4. Drenaje para muros proyecto A: 123
6.5. Comparación muros proyecto A: 124
7. CAPITULO 7: PROYECTO B: 125
7.1. Datos del proyecto: 125
7.2. Ejemplo muro en voladizo: 127
7.2.1. Información de diseño: 127
7.2.2. Análisis geotécnico: 129
7.2.3. Diseño estructural: 148
7.3. Ejemplo muro con contrafuertes: 166
7.3.1. Información de diseño: 166
7.3.2. Análisis geotécnico: 168
7.3.3. Diseño estructural: 187
7.3.1. Detallado final muro con contrafuertes: 228
7.4. Drenaje para muros proyecto B: 229
7.5. Comparación muros proyecto B: 229
7.5.1. Comparación del concreto: 229
7.5.2. Comparación del refuerzo: 231
8. CAPÍTULO 8: REVISIÓN DE SOFTWARE: 233
8.1. Muros del proyecto A: 233
8.1.1. Muro de gravedad: 233

8.1.2. Muro de semigravedad: 235
8.2. Muros del proyecto B: 237
8.2.1. Muro en voladizo: 237
8.2.2. Muro con contrafuertes: 244
9. CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: 252
9.1. CONCLUSIONES: 252
9.2. RECOMENDACIONES: 253

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 2.1: Clasificaciones equivalentes de suelo para ASTM y AASHTO. Fuente: Manual de especificaciones de diseño LRFD para puentes del AASHTO 2017, Tabla 12.12.3.5.2, P.12-81 27
Tabla 3.1: Valores aproximados requeridos para alcanzar condiciones de presión de tierra activos o pasivos (Clough and Duncan, 1991). Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla C3.11.1-1. p. 3-109. 47
Tabla 3.2: Altura equivalente de suelo para carga vehicular. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.11.6.4-2. p. 3-142. 49
Tabla 3.3: Definiciones de clases de sitio. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.10.3.1-1. p. 3-88. 52
Tabla 3.4:Factores de amplificación por tipo de suelo, S. Fuente Reglamento nacional de la Construcción, 2007; Tabla 2, p.22. 54
Tabla 3.5: Combinaciones de carga utilizadas para el análisis del muro de contención. 57
Tabla 4.1: Valores de β1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto. Fuente: Manual ACI-318, Tabla 22.2.2.4.3, p.371. 62
Tabla 4.2: Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 6.5.4, p. 77. 66

Tabla 7.1: Tabla con elementos de sondeo del proyecto B. Fuente: Datos proporcionados por la Alcaldía de Managua..... 125
Tabla 7.2: Acero para el vástago del muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.. 231
Tabla 7.3: Acero para el vástago del muro con contrafuertes. Fuente: Elaboración propia. 231
Tabla 7.4: Acero utilizado para cada contrafuerte. Fuente: Elaboración propia. 232
Tabla 8.1: Comparación de valores del cálculo manual y el software. 233
Tabla 8.2: Comparación de resultados para revisión por volcamiento. 234
Tabla 8.3: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento. 234
Tabla 8.4: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga. 235
Tabla 8.5: comparación de valores de cálculo manual y software. 235
Tabla 8.6: Comparación de resultados para revisión por volcamiento. 236
Tabla 8.7: Comparación de resultados ara revisión por deslizamiento. 236
Tabla 8.8: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga. 237
Tabla 8.9: Comparación de valores de cálculo manual y software. 242
Tabla 8.10: Comparación de resultados para revisión por volcamiento. 242
Tabla 8.11: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento. 242
Tabla 8.12: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga. 244
Tabla 8.13: comparación de valores de cálculo manual y software. 249
Tabla 8.14: Comparación de resultados para revisión por volcamiento. 250
Tabla 8.15: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento. 250
Tabla 8.16: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga. 251
Tabla 9.1: Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)]. ii
Tabla 9.2: Combinaciones de carga y factores de carga. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.4.1-1. p. 3-15. iii
Tabla 9.3: Factores de corrección de forma. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.1.2a-3. p. 10-70. iii
Tabla 9.4: Factores de corrección de profundidad dq. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.3.2a-4. p. 10-70.....iv

Tabla 9.5: Coeficientes $Cwq, Cw\gamma$, para varias profundidades de nivel freático. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.1.2a-2. p. 10-69. iv
Tabla 9.6: Tabla 2 RNC, Factores de amplificación por tipo de suelo, S iv
Tabla 9.7: Factores de resistencia para fundaciones poco profundas en el estado límite de resistencia. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.5.5.2.2-1, p. 10-41. v
Tabla 9.8: Combinaciones de carga. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 5.3.1, p. 65. v
Tabla 9.9: Factores de reducción de resistencia, ϕ. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 21.2.1, p. 363. vi
Tabla 9.10: Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.2.2, p. 440. vii
Tabla 9.11: Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.2.4, p. 442. viii
Tabla 9.12: Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 20.6.1.3.1, p. 356. ix
Tabla 9.13: Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 24.4.3.2, p. 430. ix
Tabla 9.14: Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.3.1, p. 436. x
Tabla 9.15: Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.3.2, p. 443. xi
Tabla 9.16: Refuerzo mínimo para muros con $Vu \leq 0.5\phi Vc$ en el plano del muro. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 11.6.1, p. 179. xii
Tabla 9.17: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 6.5.2, p. 76. xiii

Simbología:

B : Base del muro

c' : cohesión

h_{eq}: altura equivalente de suelo

h_w: altura total de un muro medida desde la base superior o altura libre del segmento de muro o machón considerado.

H : Altura del vástago

H_t : Altura Total

D_f : Profundidad de desplante

D : Altura del dentellón

D_1 : Profundidad de desplante (si hay dentellón)

e_R : excentricidad

e_{Ra} : excentricidad calculada según AASHTO

E_c: Módulo de elasticidad del concreto

E_s: Módulo de elasticidad del acero

f'_c : Resistencia a compresión del concreto

f_y : Fluencia del acero

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga

I_m : Inercia del muro (cm^4)

k_o : coeficiente de presión en reposo del suelo

k_a : coeficiente de presión activa del suelo

k_p : coeficiente de presión pasiva del suelo

l_d: longitud de desarrollo

l_w: longitud del muro completo o longitud de segmento de muro o machón considerada en la dirección de la fuerza.

R_n: resistencia nominal de deslizamiento, resistente contra la falla por deslizamiento (kgf)

R_τ: resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (kgf)

R_{ep}: resistencia nominal pasiva del suelo disponible a través de la vida de diseño de la estructura.

S_c, S_q, S_γ : Factores de forma

T_A : Distancia del talón

t_{m1} : Espesor de corona

t_{m2} : Base del vástago

t_z : Espesor/altura de la zapata

P : Distancia del pie

$V =$ fuerza vertical total (kgf)

q_u : capacidad de carga de Meyerhof

q_u : capacidad de carga nominal de Meyerhof

β: Ángulo de inclinación del terreno

γ_a: Peso específico del acero

γ_s : Peso específico del suelo

δ_e : deriva del muro

Δ : Presión de sobrecarga vehicular

ΔH : Deflexión máxima del muro

ϕ : Ángulo de fricción del suelo (grados)

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro

θ_h : Ángulo de inclinación de la cara interior del muro respecto a la horizontal

ρ: porcentaje de acero de refuerzo.

φ_τ: factor de resistencia para resistencia de corte entre el suelo y la fundación (Tabla 10.5.5.2.2-1)

φ_{ep}: factor de resistencia para resistencia pasiva (Tabla 10.5.5.2-1)

ψ: Ángulo de Mononobe-Okabe

1. CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

La ingeniería civil tiene como objetivo llevar a cabo construcciones de elementos estructurales eficientes, útiles y resistentes, puesto que la naturaleza se encuentra expuesta a constantes cambios y requiere la creación de una edificación segura que brinde confianza para habitar y que sea capaz de perdurar en el tiempo soportando los efectos del ambiente.

En Nicaragua, las obras estructurales para retención de tierra son una necesidad, de modo que se ha implementado la construcción de muros de contención, por ende, es preciso conocer acerca del sistema constructivo de estos elementos, el cual deriva de diferentes métodos a la hora de diseñarlos.

A razón de obtener los métodos de diseño más efectivos, se estudiaron cuatro tipos de muros de contención convencional: Muro de gravedad, muro de semigravedad, muro en voladizo, y muro con contrafuertes, efectuando un ejemplo aplicado a cada uno, con sus respectivos procedimientos los cuales están regidos por una serie de requerimientos. Luego de conocer el proceso de diseño de cada muro convencional en estudio, se compararon los resultados, obteniendo como información cuál es el más conveniente de acuerdo a la zona, dimensión y utilidad.

Mediante el manual del ACI y el AASHTO y el Reglamento Nacional de la Construcción, entre otros documentos se realizaron los diseños de ejemplos de los tipos de muros antes mencionados, con los datos de 2 proyectos ejecutados en la ciudad de Managua.

1.2. Antecedentes

En la última década Managua ha venido implementando en su infraestructura el uso de muros de contención de forma más frecuente ya sea como obra principal u obra secundaria de un proyecto de construcción. Entre algunas construcciones de muros de contención se pueden mencionar:

En el 2006, se inauguró un paso a desnivel en la Rotonda Centroamérica en la ciudad de Managua, el desarrollo de la construcción duró alrededor de cuatro meses. El sistema de ampliación es subterráneo y está ubicada sobre dos fallas tectónicas, por ende, la obra fue flanqueada por muros de contención para evitar desastres ante un terremoto.

En octubre del 2014, se utilizó un muro de contención en el Paso Desnivel de Rubenia, el cual era necesario para retener una masa de suelo, donde se encontraban viviendas cercanas. Este finalizó en agosto del 2015.

El 22 de junio del 2020 se inició el proceso constructivo de un muro de contención en el lado suroeste del Mercadito de la Candelaria en el Barrio Monseñor Lezcano de la Ciudad de Managua, concluyendo el 17 de julio del 2020. Su principal función era evitar la entrada de las corrientes de agua que se forman cuando las lluvias se vuelven copiosas.

También se realizó un muro de contención en las inmediaciones del Barrio Memorial Sandino de Managua, ejecutándose en el año 2021, para poder mejorar la vialidad de la zona.

1.3. Justificación

En Managua, las circunstancias del tipo de suelos, la cantidad de lluvias, las fallas geológicas y las pendientes de un terreno, son factores de suma importancia al momento de organizar y preparar un área donde se realizará un proyecto constructivo. Luego de realizar los estudios requeridos, se define si es necesario el uso de muros de contención en el proyecto.

Existe una gran variedad de tipos de muros de contención y cada tipo de muro tiene sus propias ventajas y desventajas dadas para ciertas situaciones en específico al momento de diseñar, pero en Managua no existe un instructivo que recopile la información o procedimientos de forma general para diseñar un muro de contención.

Por lo tanto, tomando en cuenta lo anterior, se realizó una guía de procedimientos de diseño para muros del tipo convencional que toma en consideración los factores más importantes que ayuden a la selección del tipo de muro de contención convencional (muro de gravedad, semigravedad, voladizo y con contrafuertes) y al diseño más adecuado para la situación que se requiera solucionar. A partir de la información de dos proyectos llamados proyecto A y proyecto B ejecutados en la ciudad de Managua, se realizaron los ejemplos de muro de contención de gravedad y semigravedad con los datos del proyecto A y los ejemplos de muro de contención en voladizo y con contrafuertes con los datos del proyecto B.

1.4. Objetivos

Objetivo general

- ✓ Desarrollar una guía de procedimientos de diseño estructural para muros de contención de tipo convencional por medio de proyectos realizados en la ciudad de Managua.

Objetivos específicos

- ✓ Explicar las condiciones necesarias para aplicar cada uno de los tipos de muros de contención convencionales.

- ✓ Realizar ejemplos con los distintos tipos de muros de contención convencionales (muros de gravedad, semigravedad, voladizo y con contrafuertes), aplicando un análisis geotécnico y estructural.

- ✓ Presentar una comparación entre los resultados obtenidos de los ejemplos con cada uno de los tipos de muros con ayuda de un software geotécnico.

2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Tipos de muro:

En toda obra de ingeniería es común la necesidad de retener suelos, los cuales pueden significar riesgos importantes en las estructuras y proyectos que puedan ser realizados en terrenos que no son lo suficientemente firmes o resistentes, o que se exponga a fuerzas externas que reduzcan su estabilidad causando accidentes o derrumbes en la obra o producto final. Por lo tanto, es necesario tener estructuras de contención que permitan sostenimiento adecuado del suelo; éstas se pueden clasificar en dos grupos:

- **Los Muros** se ejecutan en el aire y no en el interior del terreno. Asimismo, estos se clasifican en 3 subgrupos importantes:
  - ***Muros de Sostenimiento:*** Cuando se construye separado del terreno natural y luego se rellena el trasdós con suelo (Imagen 2.1.a).
  - ***Muros de Contención:*** Cuando se construye para contener suelos que se caerían, en un plazo más o menos largo. (Imagen 2.1.b).
  - ***Muros de Revestimiento*:** Su función es proteger el terreno de la erosión y de la meteorización (Imagen 2.1.c).

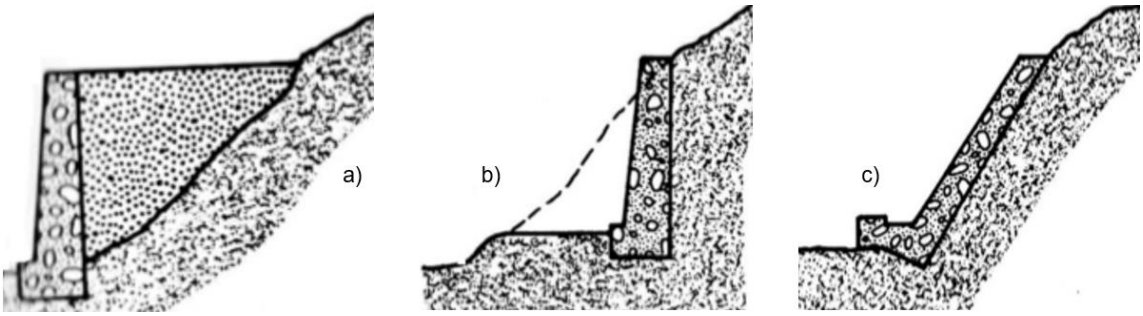


Imagen 2.1: Tipos de muros: a) Muro de sostenimiento, b) Muro de contención y c) Muro de revestimiento. Fuente: Jiménez Salas et al., 1981.

- Las **Pantallas**, se construyen en el interior del terreno.

2.1.1. Muros de contención convencionales:

Los muros de contención o retención se pueden clasificar asimismo en dos categorías principales:

a) Muros de contención convencionales.
b) Muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de contención convencionales se pueden clasificar en 4 grupos en general:

1) Muros de contención de gravedad.
2) Muros de contención de semigravedad.
3) Muros de contención en voladizo o cantiléver.
4) Muros de contención con contrafuertes.

2.1.1.1. Muros de contención de gravedad y semigravedad:

En los muros de **gravedad** los esfuerzos estabilizadores vienen por su propio peso y con el peso del suelo que se apoyan entre ellos. Debido al costo de los materiales, solo pueden ser económicos para alturas moderadas que sean menores de 5 metros y de dimensiones que no requieran de refuerzos (Imagen 2.2.a).

Los muros de gravedad son menos propensos a sufrir esfuerzos de flexión, no requieren ser reforzados con acero y suelen construirse en concreto u hormigón simple, o en mampostería de piedras.

En muchos casos se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, logrando minimizar el tamaño de las secciones de los muros. A esos muros se les refiere generalmente como muros de **semigravedad** (Imagen 2.2.b).

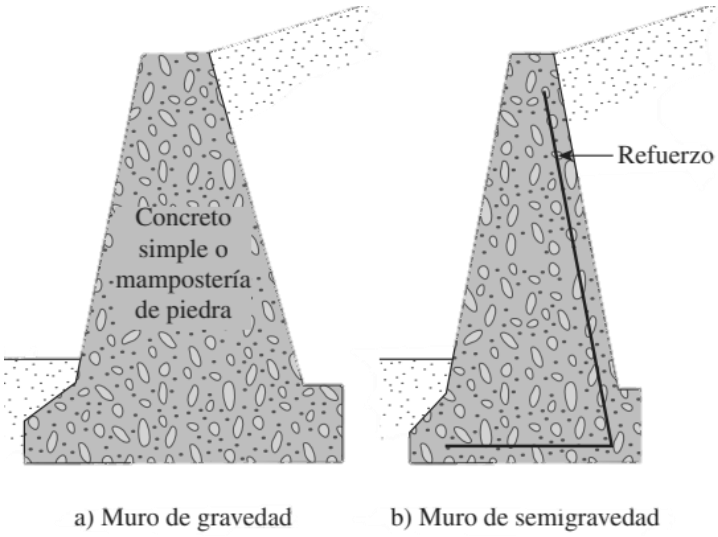


Imagen 2.2: Muro de gravedad y b) Muro de semigravedad. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376.

Los muros de gravedad se diseñan usualmente a partir de los planteamientos de las presiones sísmicas, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

1) Se tiene que cimentar sobre suelos estables.
2) Debe de existir un sistema de drenaje y subdrenaje muy completo.
3) La altura máxima para las estructuras de muros de gravedad es de 5 metros.
4) Los muros de gravedad sólo son efectivos para estabilizar deslizamientos de dimensiones pequeñas.
5) El diseño debe de realizarse utilizando análisis de la estabilidad de taludes y comprobando la estabilidad intrínseca del muro.

2.1.1.2. Muros de contención en voladizo.

Están hechos de concreto reforzado debido a los esfuerzos que sufren y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muros es económico hasta una altura de aproximadamente 7 metros. En estos muros el momento volcador del empuje es contrarrestado principalmente por el estabilizador de los suelos situados sobre la solera. La presión sobre el cimiento es menor que en los muros de gravedad, por los cual es adecuado cuando la cimentación es mala.

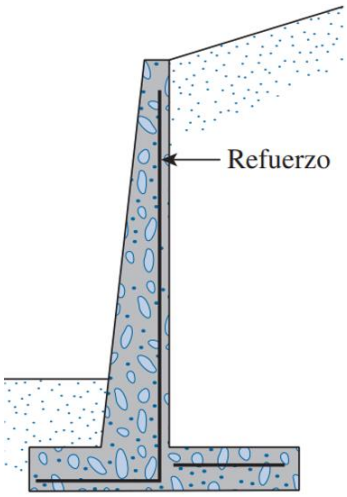


Imagen 2.3: Muro de contención en voladizo. Fuente: Fundaciones de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376).

2.1.1.3. Muros de contención con contrafuertes:

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical y la base. La pantalla de este tipo de muros resiste los empujes trabajando como una losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir que el esfuerzo principal en los muros se coloca horizontalmente. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortantes y flexionantes (Imagen 2.4).

Los muros de contención con contrafuertes se utilizan para desniveles mayores a 6m, estos representan una evolución de los muros en voladizos, ya que, al aumentar la altura del muro, aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por contrafuertes, la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla (Imagen 2.7.a) en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. La solución más lógica es la que sitúa los contrafuertes en la zona del trasdós (Imagen 2.7.a) ya que en ella la losa frontal funciona como cabeza de una sección en T para resistir los momentos flectores producidos por los empujes, disponiéndose la armadura de tracción correspondiente en el contrafuerte.

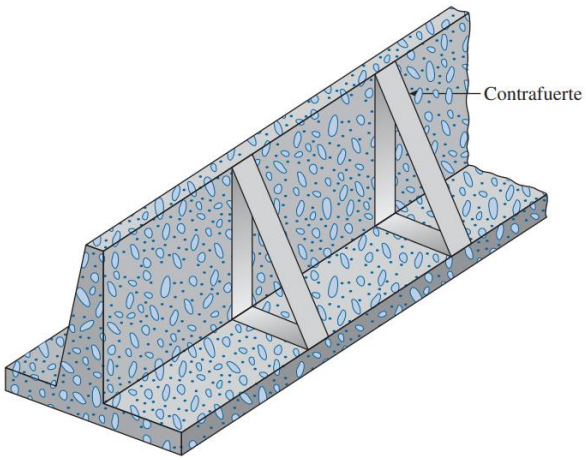


Imagen 2.4: Muro de contención con contrafuerte. Fuente: Fundaciones de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376).

La solución de disponer los contrafuertes en el intradós, desde el punto de vista mecánico tiene peor rendimiento, ya que la cabeza comprimida situada en los bordes de los contrafuertes es muy escasa, salvo que se le dote de un gran espesor, lo cual es antieconómico. (Tomado de Muros de contención y muros de sótano del autor J. Calavera, 2.a edición. Capítulo VII, pág. 143).

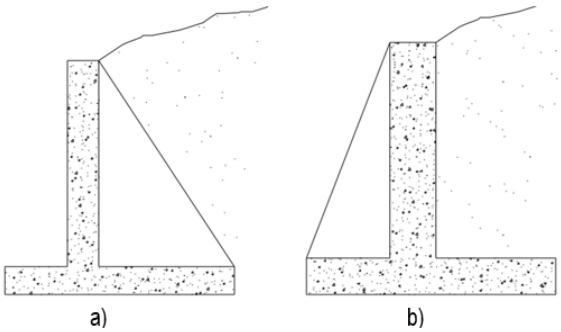


Imagen 2.5: Posición en que pueden estar los contrafuertes, a) Con contrafuerte en el trasdós, y b) Con contrafuerte en el intradós. Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano. J. Calavera. Segunda Edición. p.143.

2.2. Teorías de presión de tierra:

Para la contención de terrenos naturales o terrenos artificiales donde se encuentren taludes verticales o casi verticales de suelo, se utilizan muros de contención y otras estructuras similares.

Es necesario para el diseño adecuado de estas estructuras realizar una estimación o evaluación de la presión lateral de tierra, donde deben tomarse en cuenta distintos factores tales como: el tipo y la cantidad de movimiento del muro, la configuración y las características de deformabilidad del muro, los parámetros de la resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo, las condiciones de fricción muro-suelo, la compactación del relleno, las condiciones de drenaje en el relleno así como la posición del nivel freático.

En la siguiente figura se muestra un muro de contención con una altura H, con distintos comportamientos del relleno:

a) El movimiento lateral del muro puede ser restringido (Imagen 2.6.a). La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión en reposo de tierra.
b) El muro puede moverse (traslación o rotación) hacia fuera del suelo retenido (Imagen 2.6.b). Con suficiente inclinación del muro fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. A esta condición se le llama presión activa de tierra.
c) El muro se mueve hacia el suelo (Imagen 2.6c). Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. A la presión lateral para esta condición se le llama presión pasiva de tierra.

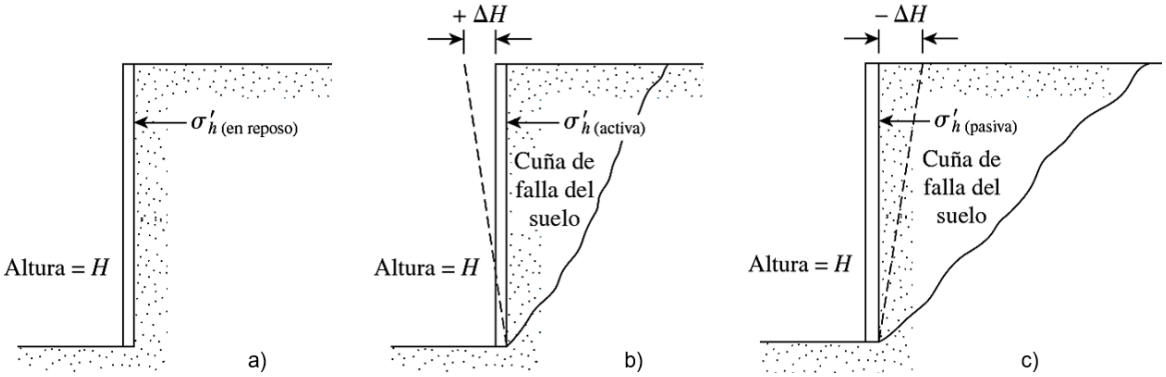


Imagen 2.6: Condiciones de la presión lateral de tierra sobre un muro de contención. . Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.1, p.324.

2.2.1. Presión lateral en reposo de tierra:

Se tiene un muro o estribo que está restringido al movimiento lateral y es completamente rígido con un suelo que tiene un peso específico; si se le aplica una carga uniformemente distribuida *q/área unitaria*, la presión estática del suelo será de reposo si es aplicado a un tercio de la altura del muro (Imagen 2.7.a). La resistencia cortante del suelo es (ecuación 1.81, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

Donde:

c' = Cohesión.

ϕ' = Ángulo de fricción efectivo.

σ' = Esfuerzo normal efectivo.

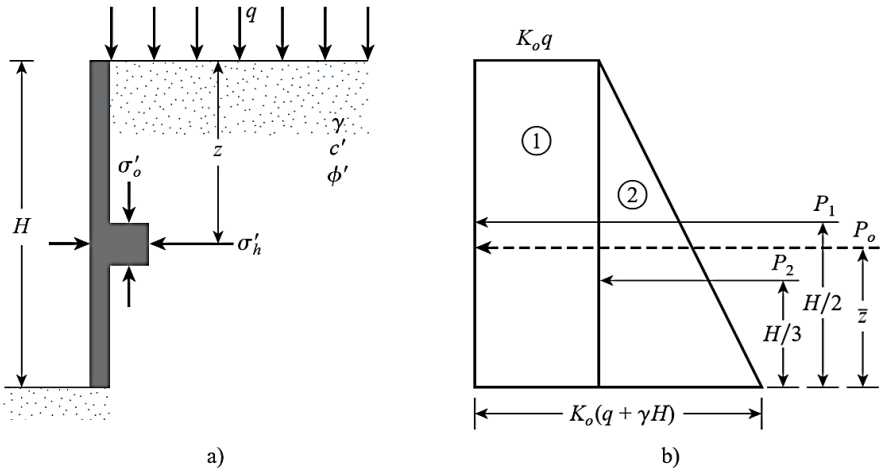


Imagen 2.7: Presión en reposo de tierra. . Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.3, p.325.

El ***esfuerzo subsuperficial vertical*** para una profundidad z de la superficie del terreno es (ecuación 7.1, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma'_0 = q + \gamma z \quad (2)$$

Si el muro está en reposo y es completamente rígido, ya sea que la masa del suelo se aleje o se acerque (deformación horizontal es cero), la ***presión lateral*** a una profundidad z es (ecuación 7.2, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma_h = K_o \sigma'_o + u \quad (3)$$

Donde:

$u =$ Presión de poro de agua.
$K_o =$ Coeficiente de presión en reposo de tierra.

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para K_o (ecuación 7.3, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_o \approx 1 - \sin \phi' \ (4)$$

Para un suelo sobre consolidado, el coeficiente de reposo es (ecuación 7.4, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \ (5)$$

Donde:

OCR: es la relación de sobre consolidación.

Si se selecciona un valor adecuado del coeficiente de presión en reposo de tierra K_o se puede utilizar la ecuación de σ_h para determinar la variación de la presión lateral de tierra con la profundidad z. Si la sobrecarga es $q = 0$ y la presión de poro es $u = 0$ entonces el diagrama de presión será triangular. Se puede obtener la fuerza total P_o por longitud unitaria del muro por medio del área del diagrama de presión de la Imagen 2.8.b, el cual es (ecuación 7.5, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_o H + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o \quad (6)$$

Donde:

$P_1 =$ Área del rectángulo 1.
$P_2 =$ Área del triángulo 2.

Al tomar momentos respecto al fondo del muro es posible obtener la ubicación de la línea donde actúa la fuerza resultante P_o, donde resulta (ecuación 7.6, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\bar{z} = \frac{P_1\left(\frac{H}{2}\right) + P_2\left(\frac{H}{3}\right)}{P_o} \quad (7)$$

El diagrama de presión en reposo de la Imagen 2.8 sufrirá cambios si el nivel freático está a una profundidad de $z < H$; y si el peso específico del suelo debajo del nivel freático es igual a γ'(es decir $\gamma_{sat} - \gamma_w$), se tiene que:

En z=0, $\sigma'_h = K_0\sigma'_o = K_0 q$

En z=H_1, $\sigma'_h = K_0\sigma'_o = K_0(q + \gamma H_1)$

En z=H_2, $\sigma'_h = K_0\sigma'_o = K_0(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$

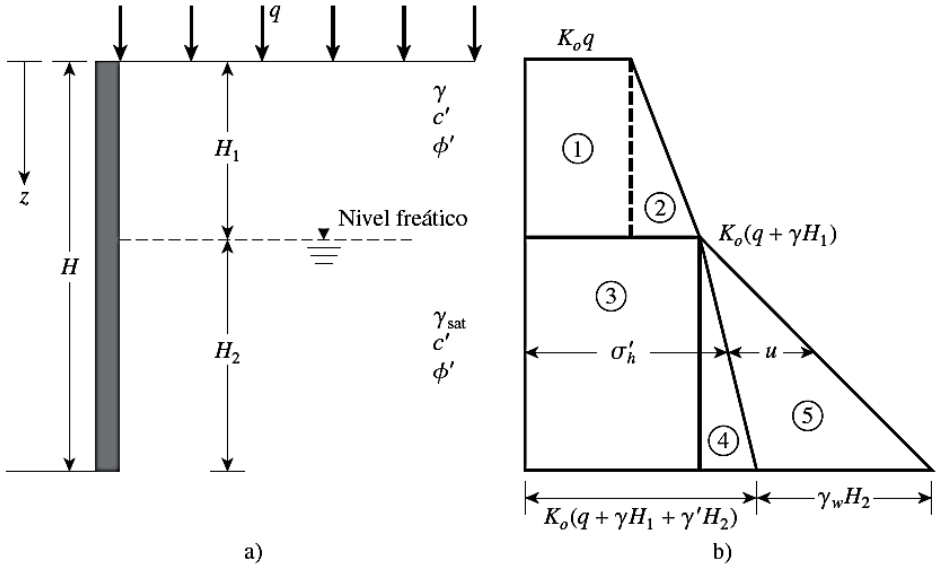


Imagen 2.8: Presión en reposo con el nivel freático ubicado a una profundidad z<H. . Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.4, p.327.

Cabe resaltar que σ'_0 es la presión efectiva vertical y, σ'_h es la presión efectiva horizontal. Para obtener la distribución total que actúa sobre el muro, es necesario sumar la presión hidrostática u, la cual es cero de $z = 0$ hasta $z = H_1$ y obtiene un

valor de $H_2\gamma_w$ en $z = H_2$. Así, la fuerza total por longitud unitaria del muro puede determinarse con ayuda del área de diagrama de presión:

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (8)$$

Donde:

A: Es el área del diagrama de presión, por lo que se obtiene (ecuación 7.7, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_o = K_o q H_1 + \frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_o \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (9)$$

2.2.2. Presión activa:

En la condición previa de presión de reposo de tierra, el muro está restringido y no cede en absoluto. En el caso de presión activa, el muro se mueve a una distancia Δx, retirándose del suelo. Así, la presión que ejerce el suelo a cualquier profundidad disminuirá. Esta condición se presenta en la Imagen 2.9.a. Para la presión activa de tierra se presentan distintas teorías que se presentan a continuación.

2.2.2.1. Presión activa de tierra de Rankine:

La teoría de Rankine asume que:

1) El suelo es homogéneo e isotrópico.
2) La superficie de falla es plana.
3) La superficie posterior del muro es vertical.
4) No existe fricción entre el suelo y la parte posterior del muro.

Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal σ'_h, a una profundidad z será igual a $K_o \sigma'_o (= K_o \gamma z)$ cuando Δx=0. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ'_h será menor que $K_o \sigma'_o$. Los círculos de Mohr (Imagen 2.9.b.), los círculos *a y b* se muestran los desplazamientos del muro con $\Delta x = 0 \; y \; \Delta x > 0$ respetivamente. Al ir aumentado

el desplazamiento del muro Δx, el círculo de Mohr correspondiente llegará hasta la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

El circulo *c* de la Imagen 2.9.b representa la condición de falla en la masa del suelo, el esfuerzo horizontal es igual σ'_a, y se conoce **presión activa de Rankine.** Por esto las *líneas de deslizamiento* o planos de falla en la masa del suelo formarán ángulos de $\pm(45 + \phi'/2)$ con la horizontal asi como se muestra en la Imagen 2.9.a.

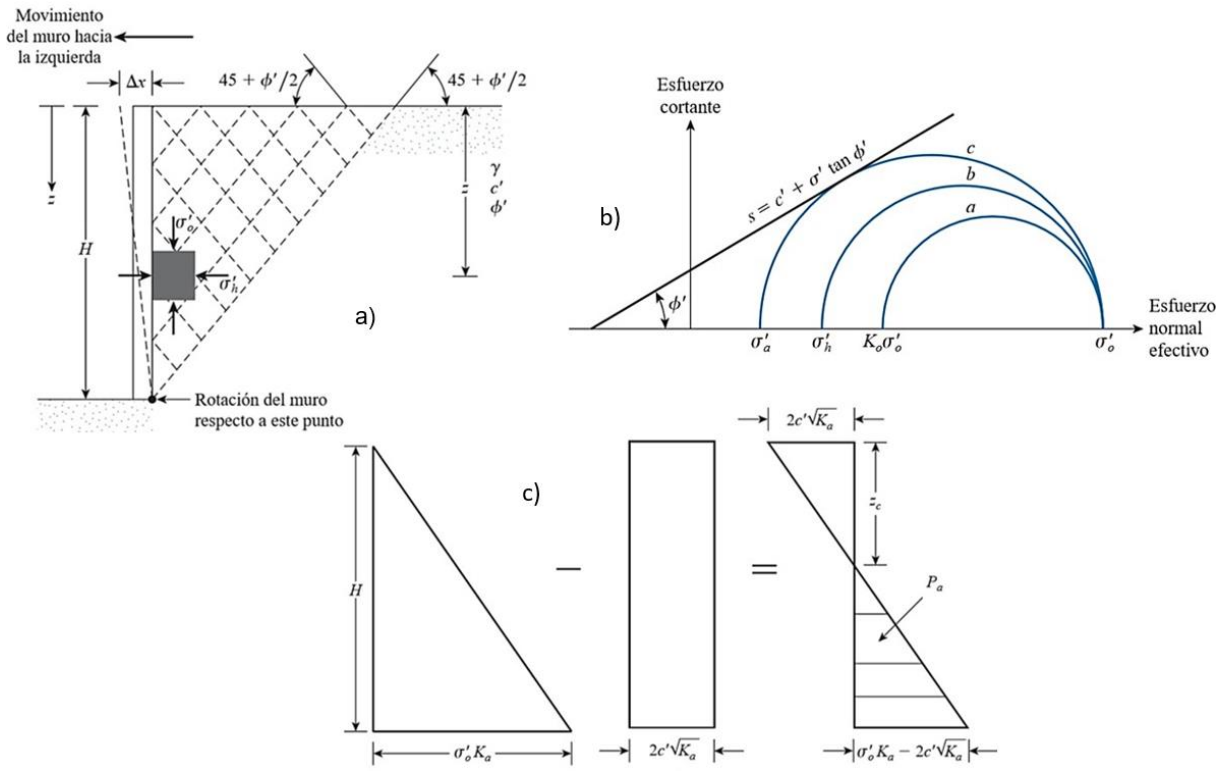


Imagen 2.9: Presión de Rankine. . Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.6, p.329.

Donde (ecuación 7.19, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$k_a = \cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right) \quad (11)$$

Si el relleno es horizontal ($\alpha = 0$),

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad (12)$$

Para la determinación de los valores de ϕ, sus valores pueden variar entre 0 o 10° para arcillas suaves y 30 o 40° para algunos materiales granulares. Por lo tanto, los valores de k_a pueden variar entre 0.30 para algunos materiales granulares y 1.0 para algunas arcillas húmedas.

La ubicación de la fuerza activa de Rankine se encuentra a una distancia $H/3$ desde la base del muro.

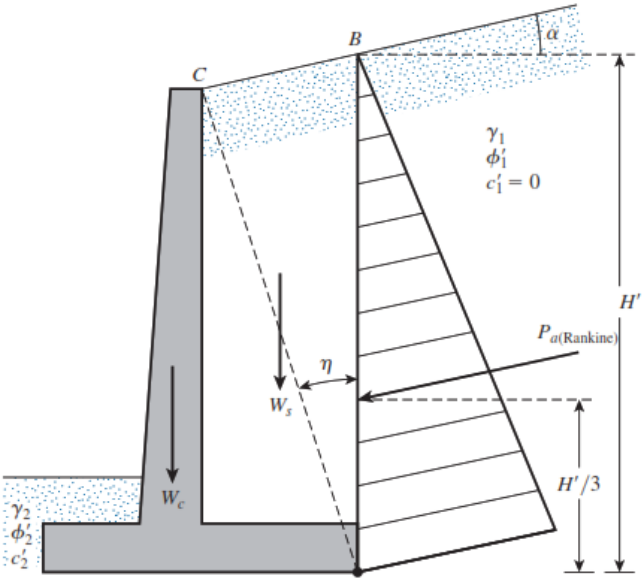


Imagen 2.10. Presión de Rankine. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.4, p.379.

2.2.2.2. Presión activa de coulomb:

El método de Coulomb, a diferencia de la teoría de Rankine, considera la fricción, entre el trasdós del muro y el terreno a un ángulo δ', para esta teoría se considera un muro con trasdós inclinado a un ángulo β con respecto a la horizontal. Y el relleno presenta una inclinación de un ángulo de α con respecto a la horizontal (Imagen 2.11).

El método considera una cierta cuña de suelo que se produce debido a que la superficie de falla es un plano (BC_1,BC_2, etc.). Así, para determinar la fuerza activa se necesitan considerar las cuñas de falla posibles las cuales ejercen una fuerza respectiva que causa el equilibrio. Sobre la cuña, las fuerzas que actúan (consideradas por longitud unitaria a un ángulo recto con respecto a la sección que se forma) son:

- El peso de la cuña, W.
- La fuerza resultante R, de las fuerzas cortantes normal y la resistente dadas a lo largo de la superficie BC_1, la cual está inclinada a un ángulo ϕ' respecto a la normal trazada en BC_1.
- La fuerza activa por longitud unitaria P_a que se ejerce en el muro, tendrá una inclinación de δ' respecto a la normal trazada en el trasdós del muro.

Para que haya un equilibrio se realiza un triángulo de fuerzas que se pueden observar en la Imagen 2.11.b. En esa figura, θ_1 es el ángulo que forma BC_1 con respecto a la horizontal. El valor P_a se puede determinar ya que se conoce la magnitud de W y las direcciones de las tres fuerzas. Así podría determinarse también las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, tales como: BC_1, BC_1, entre otras. De esta forma la fuerza activa de Coulomb es el valor *máximo* de P_a, y se representa de la siguiente manera (ecuación 7.25, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (13)$$

Donde (ecuación 7.26, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_a = Coeficiente\ de\ presión\ activa$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2\beta \sin(\beta - \delta')\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta')\sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta')\sin(\alpha - \beta)}}\right]^2} \quad (14)$$

$\gamma H^2 =$ Altura de muro.

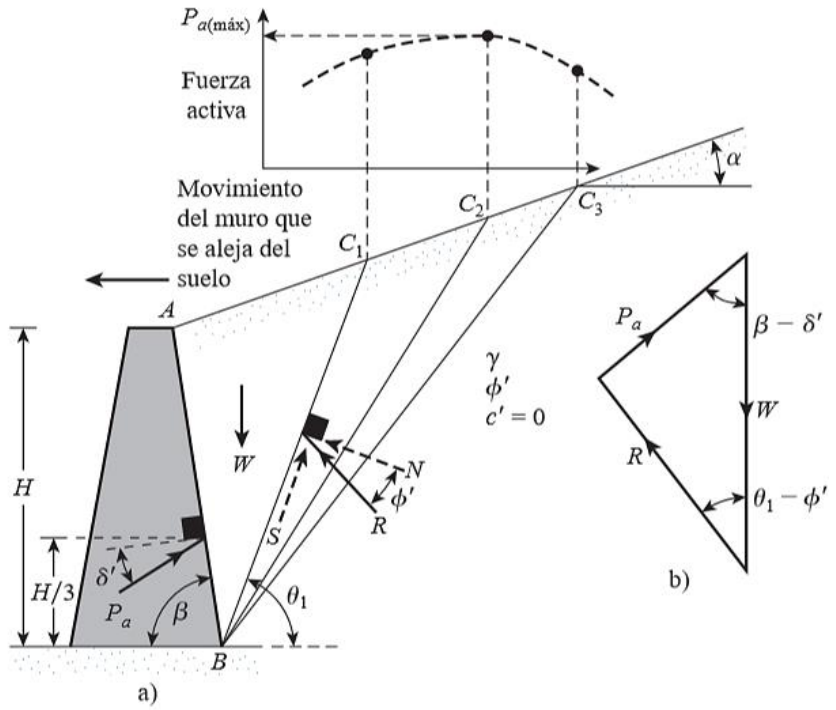


Imagen 2.11: Presión activa de Coulomb. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.12, p.341.

La línea de acción de P_a se ejercerá a una distancia de $H/3$ arriba de la base del muro y con una inclinación del ángulo δ' con respecto a la normal trazada hasta la parte posterior del muro. Para un diseño real de un muro de contención se tiene que el valor de δ' es el ángulo de fricción del muro, se supondrá que está entre $\phi'/2$ y $2\phi'/3$

Si se le aplica una sobrecarga uniforme de intensidad q y se ubica arriba del relleno, la fuerza activa P_a, se puede calcular con (ecuación 7.27, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad (15)$$

Donde:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \alpha)}\right]\left(\frac{2q}{H}\right) \quad (16)$$

Los valores de K_a también se pueden obtener en su tabla respectiva para diferentes condiciones: $\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$, $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$ y $\delta' = \phi'/2$.

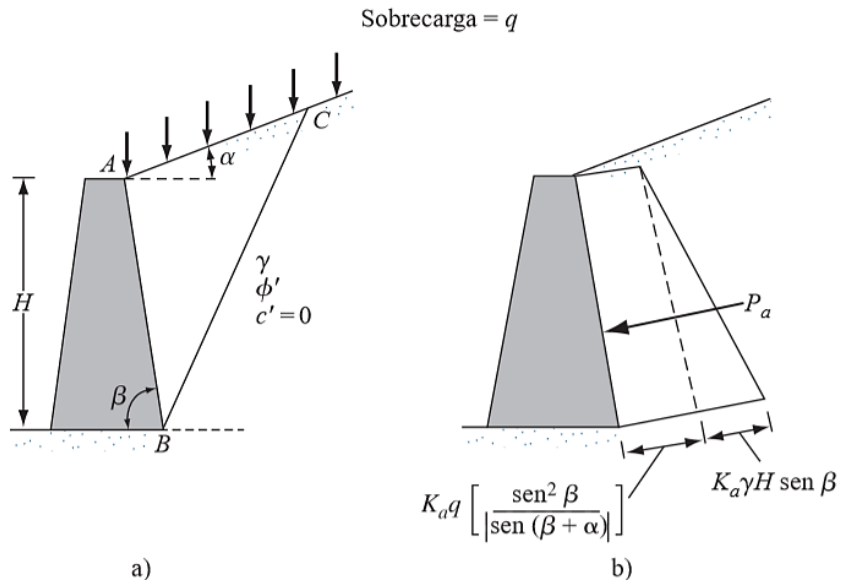


Imagen 2.12: Presión activa de Coulomb con una sobrecarga sobre el relleno. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.13, p.346.

2.2.2.3. Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga:

Para estructuras sin cedencia ocasionada por distintos tipos de sobrecarga, el cálculo de la presión lateral de tierra se apoya de la teoría de la elasticidad, entra ellas están: carga en línea (Imagen 2.13.a) y carga en franja (Imagen 2.13.b). Según la teoría de la elasticidad, el valor del esfuerzo a una profundidad z, sobre una estructura de contención afectada por una ***carga en línea*** con intensidad q/longitud unitaria es (ecuación 7.29, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad (17)$$

Donde:

$\sigma =$ Esfuerzo horizontal a una profundidad.

$z = bH$.

Los términos a y b están indicados en la Imagen 2.13.a.

Aunque, ya que el suelo no es un medio completamente elástico, la consideración anterior puede variar. Estas modificaciones son representadas en las ecuaciones siguientes (ecuación 7.30 y 7.31, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{4a}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)} \quad para\ a > 0.4 \quad (18)$$

$$\sigma = \frac{q}{H}\frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad para\ a \leq 0.4 \quad (19)$$

Según la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal σ a una profundidad z debida a una ***carga de franja*** (Imagen 2.13.b) con intensidad q/área unitaria ubicada a una distancia b' de un muro de altura H es (ecuación 7.32, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{q}{\pi}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha) \quad (20)$$

Considerando esta situación en suelos, el valor de la ecuación se duplica, ya que se debe tomar en cuenta la cedencia de la masa de suelo, así (ecuación 7.33, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha) \quad (21)$$

La fuerza total por longitud unitaria (P) debida sólo *a una carga de franja* se expresa (ecuación 7.34, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (22)$$

Donde (ecuación 7.35 y 7.36, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right) \quad (grados) \quad (23)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a' + b'}{H}\right) \quad (grados) \quad (24)$$

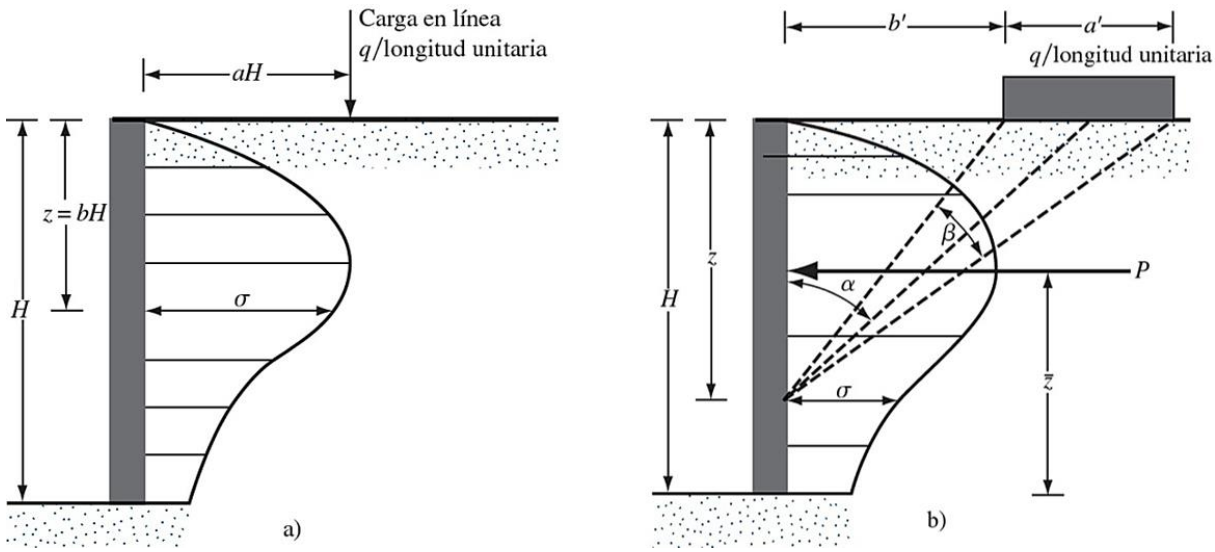


Imagen 2.13: Presión lateral de tierra producida por a) carga en línea y b) carga de franja. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.14, p.348.

El valor $\bar{z}$ de la resultante P se puede obtener con la siguiente fórmula (ecuación 7.37, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}\right] \quad (25)$$

Donde (ecuación 7.38 y 7.39, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) \quad (26)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \quad (27)$$

2.2.3. Presión pasiva:

Para la condición de presión pasiva de tierra, se considera que le muro rota o se desplaza en dirección hacia la masa del suelo a una distancia Δx, produciendo esfuerzos que se incrementan llegando a un máximo.

2.2.3.1. Presión pasiva de Rankine:

Como teoría de Rankine, se considera un muro sin fricción, con un muro de trasdós vertical, y un relleno horizontal a una profundidad z, donde la presión vertical

efectiva del suelo es $\sigma'_o = \gamma z$. En un momento inicial el muro no cede, ejerciendo un esfuerzo lateral igual a $\sigma'_h = K_o \sigma'_o$, este momento se muestra en el círculo de Mohr a de la Imagen 2.14.b. Si el muro de desplaza hasta una cantidad Δx, el esfuerzo vertical a una profundidad z permanece igual, pero el esfuerzo horizontal será mayor, entonces $\sigma'_h > K_o \sigma'_o$.

Al analizar el círculo de Mohr b, si el desplazamiento es mayor que Δx, los esfuerzos a una profundidad z cambiarán al círculo de Mohr c, el cual toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que indica que el suelo fallará debido a los esfuerzos y se desplazará hacia arriba. El esfuerzo horizontal σ'_h en este modelo se conoce como **presión pasiva de Rankine**, así $\sigma'_h = \sigma'_p$.

Los esfuerzos que presenta el círculo de Mohr c (Imagen 2.14b), muestra que σ'_o es el esfuerzo principal menor y σ'_p es el esfuerzo principal mayor, así se define la ecuación de presión pasiva que es (ecuación 7.60, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (28)$$

Al considerar el término K_p, llamado coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine y sustituyéndolo en la ecuación anterior se tiene que (ecuación 7.61, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (29)$$

Por tanto (ecuación 7.62, Braja M. Das, 7ma Edición),

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_p + 2c'\sqrt{K_p} \quad (30)$$

Esta ecuación define el diagrama de la Imagen 2.14.c que es el diagrama de la presión pasiva del muro de la Imagen 2.14.a, en ella se puede observar que

En $\boldsymbol{z} = \boldsymbol{0} \rightarrow \sigma'_o = 0$ y $\sigma'_p = 2c'\sqrt{K_p}$

En $\boldsymbol{z} = \boldsymbol{H} \rightarrow \sigma'_o = \gamma H$ y $\sigma'_p = \gamma H K_p + 2c'\sqrt{K_p}$

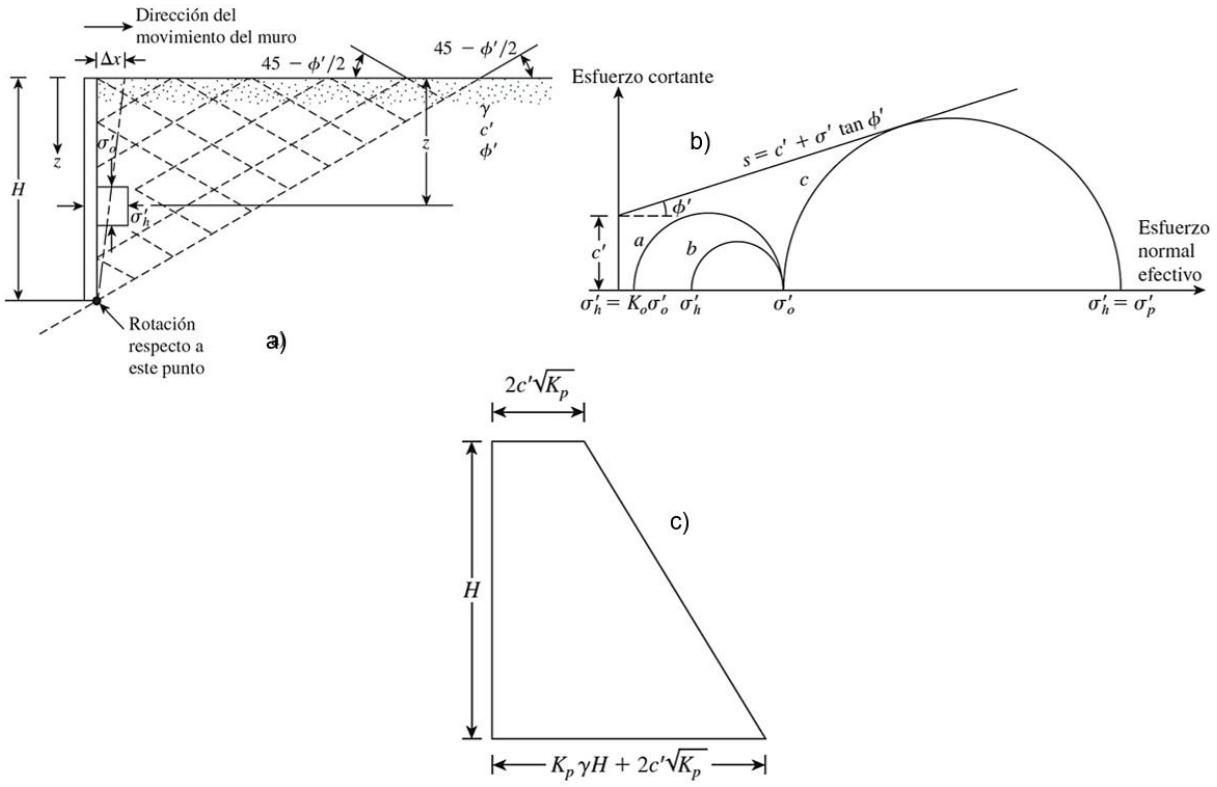


Imagen 2.14: Presión pasiva de Rankine Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.23, p.361.

La fuerza pasiva por longitud unitaria es (ecuación 7.63, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \quad (31)$$

Para relleno granular $(c' = 0)$, la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro es (ecuación 7.64, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (32)$$

2.2.3.2. El principio presión pasiva de coulomb:

El análisis en la teoría de Coulomb en el casi pasivo resulta similar al del casi activo ya que considera la fricción entre el trasdós del muro y el relleno a un ángulo de fricción de δ, además considera que la superficie potencial de falla del suelo era

también un plano. Tomando una cuña de falla con un plano de prueba como ABC_1 (Imagen 2.15.a), sobre esta cuña las fuerzas por longitud unitaria que actúan son:

1) El peso de la cuña W
2) La resultante R, de las fuerzas normal y cortante sobre el plano BC_1
3) La fuerza pasiva P_p.

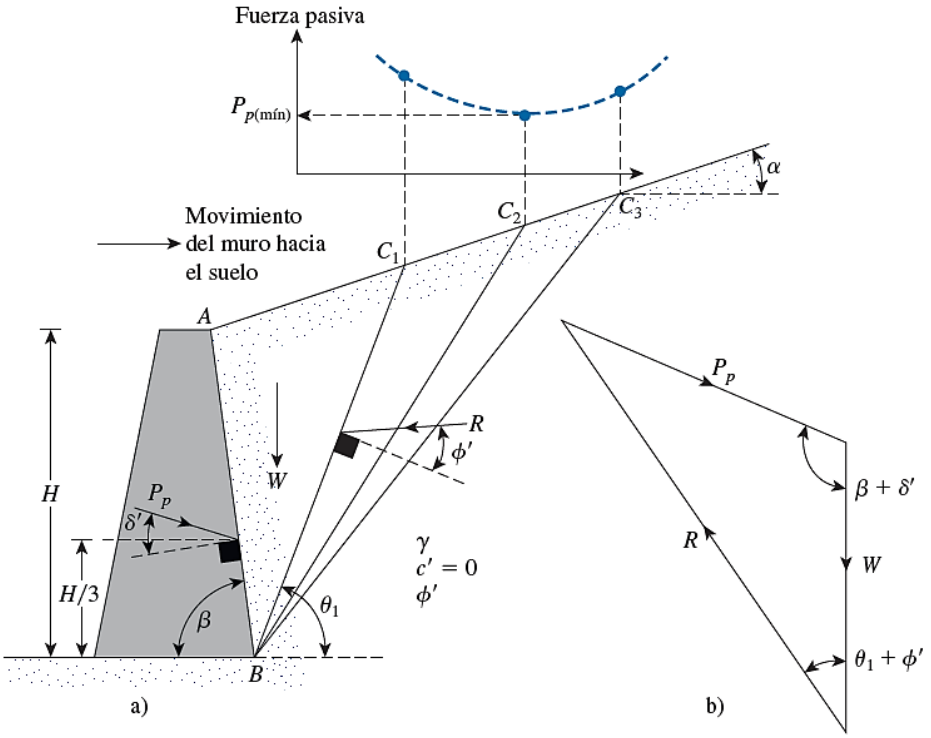


Imagen 2.15: Presión Pasiva de Coulomb. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.25, p.365.

En la Imagen 2.15.b se tiene el triángulo de fuerzas para la cuña de prueba ABC_1. A partir de éste se puede obtener la fuerza pasiva de Coulomb P_p. Se pueden hacer triángulos de fuerzas para cada uno de los planos de prueba, así, el valor *mínimo* de P_p que se obtenga es la fuerza pasiva de Coulomb cuya fórmula es (ecuación 7.70., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (33)$$

Donde (ecuación 7.71., Braja M. Das, 7ma Edición):

K_p: Coeficiente de presión activa de coulomb.

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2\beta \sin(\beta + \delta')\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta')\sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta')\sin(\beta + \alpha)}}\right]^2} \quad (34)$$

La fuerza pasiva resultante P_p actuará a una distancia de H/3 desde la base del muro y tendrá una inclinación de δ' con la normal trazada hasta el trasdós del muro.

2.3. Clasificación del suelo:

2.3.1. Clasificación SUCS:

Es importante conocer la clasificación de los suelos por medio del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS por sus siglas en inglés), para describir la textura y el tamaño de las partículas del suelo, esto permite tomar decisiones lo más precisas posibles al momento de diseñar, y prever los posibles riesgos en el caso que un suelo fuera deficiente.

El sistema unificado de clasificación de suelos o SUCS, está definido por el Manual del ASTM D2487, los cuales son mayormente utilizados para uso geotécnico, los cuales se pueden ver resumidos en las imágenes a continuación:

SUELOS DE GRANO GRUESO
(más del 50% del material es mayor que la malla No. 200)

GRAVAS Más del 50% de grano grueso mayor que la malla No. 4	Gravas limpias (menos del 5% de finos)	
	GW	Gravas bien graduadas, mezclas grava-arena, poco o sin finos.
	GP	Gravas pobremente graduadas, mezclas grava-arena, poco o sin finos.
	Gravas con finos (Más del 12% de finos)	
	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo
	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla
ARENAS 50% o más del grano grueso menor que la malla No. 4	Arenas limpias (Menos del 5% de finos)	
	SW	Arenas bien graduadas, arenas gravosas, poco o sin finos
	SP	Arenas pobremente graduadas, arenas gravosas
	Arenas con finos (Más del 12% de finos)	
	SM	Arenas limosas, mezclas arena-limos
	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla

Imagen 2.16: Clasificación SUCS para suelos de grano grueso. Fuente: artículo web, theconstructor.org.

SUELOS DE GRANO FINO
(50% o más del material es menor que la malla No. 200)

LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido menor que 50%	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, partículas de roca, arenas finas arcillosas o limosas o limos con ligera plasticidad
	CL	Arcillas inorgánicas e baja a media plasticidad, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas, arcillas magras.
	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido 50% o mayor	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenas finas micáceas o diatomeas, limos elásticos
	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas
	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos

Imagen 2.17: Clasificación SUCS para Suelos de grano fino. Fuente: artículo web, theconstructor.org.

2.3.2. Clasificación AASHTO:

Otra clasificación de suelos utilizada en el diseño de carreteras es la clasificación del AASHTO, en el caso de muros de contención que sean utilizados para sostener taludes donde se hará uso de carreteras o puentes, es necesario utilizar la clasificación del AASHTO. Existe una clasificación equivalente para pasar la clasificación de suelos de SUCS a términos del AASHTO.

Tipo de suelo Básico (1)	ASTM D2487	AASHTO M 145
Sn (Arenas gravosa, SW)	SW, SP (2) GW, GP Arenas y gravas con 12% o menos de finos	A1, A3 (2)
Si (Limos arenosos, ML)	GM, SM, ML También GC y SC con menos del 20% pasando la malla No. 200	A-2-4, A-2-5, A4
Cl (arcilla limosa, CL)	CL, MH, GC, SC También GC y SC con más del 20% pasando la malla No. 200	A-2-6, A-2-7, A5, A6

(1) Las clasificaciones de suelo listadas en paréntesis es el tipo que fue probado para desarrollar los valores de módulo de suelo restringido en la tabla 12.12.3.5-1. Las correlaciones a otros tipos de suelos son aproximadas.

(2) Materiales graduados uniformemente con un tamaño de partícula promedio menor que la malla No. 40 no debe ser usado como relleno para alcantarillas termoplásticas a no ser que sean específicamente permitidas en los documentos de contrato y precauciones especiales sean tomadas a control de contenido de humedad y monitoreo de niveles de compactación.

Tabla 2.1: Clasificaciones equivalentes de suelo para ASTM y AASHTO. Fuente: Manual de especificaciones de diseño LRFD para puentes del AASHTO 2017, Tabla 12.12.3.5.2, P.12-81.

3. CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA MUROS CONVENCIONALES:

Al diseñar muros de contención, se suponen sus dimensiones para luego realizar una revisión a la estabilidad en cada sección del muro; si estas no son satisfactorias, se modifican y se vuelven a revisar hasta lograr la resistencia según condiciones mínimas.

3.1. Predimensionamiento para muros de gravedad y semigravedad:

Las medidas del muro para predimensionamiento, no están completamente sujetas a una norma, éstos valores son generalmente asumidos o sugeridos según la experiencia del diseñador, pero, existen documentos los cuales presentan gráficos con sugerencias de dimensiones aproximadas para iniciar con las revisiones de estabilidad de los muros.

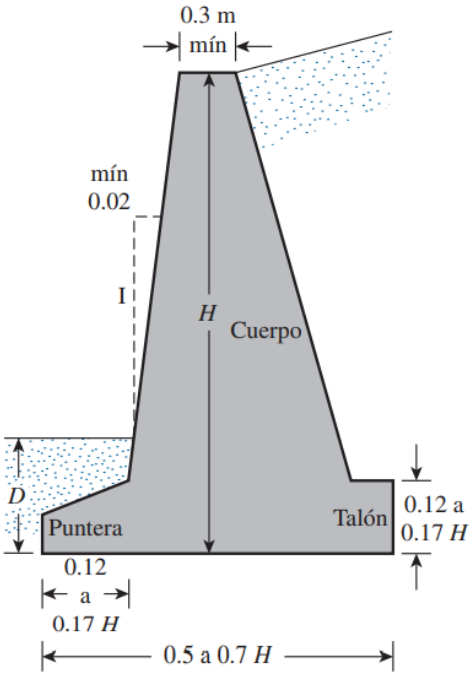


Imagen 3.1: Dimensionamiento aproximado para varios componentes de un muro de contención de gravedad. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.3, p.378.

Los muros de contención tipo gravedad, se recomiendan para taludes de hasta 5 metros de altura. El libro “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M.

Das. Séptima Edición”, sugiere un dimensionamiento aproximado para muros de gravedad (Imagen 3.1). En el caso de muros de contención de semigravedad, se usan para el mismo intervalo de alturas que los de tipo gravedad y usualmente tiene un refuerzo ligero. Al tener en su estructura ese refuerzo ligero, la cantidad de concreto requerido sería menor, causando que las dimensiones del muro se reduzcan.

3.2. Predimensionamiento para muros de voladizo y con contrafuertes:

Los muros de contención en voladizo y sus variaciones (simple o con contrafuertes) se recomiendan para alturas de entre 5 hasta 7 metros. En el mismo Braja M. Das, sugiere un dimensionamiento aproximado para muros en voladizo (Imagen 3.2).

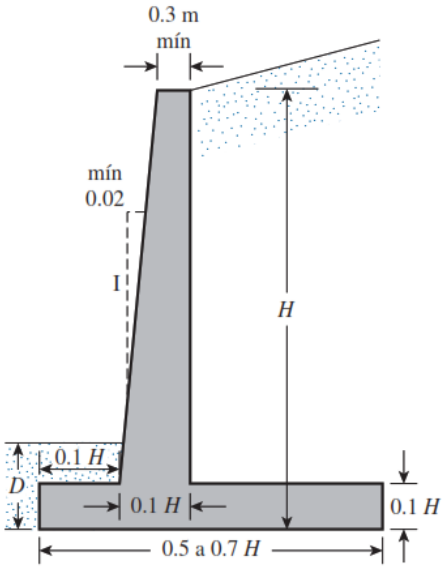


Imagen 3.2: Dimensionamiento aproximado para varios componentes de un muro de contención en voladizo. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.3, p.378.

Para alturas desde 6 metros se recomienda utilizar muros con contrafuertes. Para diseñar este tipo de muros, al igual que en los muros de gravedad y en los muros en voladizo se siguen secuencia de pasos, a diferencia de los muros de voladizo

que presenta sus cálculos en base a 1 metro lineal, el diseño de muros con contrafuertes se realiza para un tramo (s) de longitud de muro.

Las dimensiones tentativas para predimensionar estos muros son las siguientes (Tomado de Tesis de grado, guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliver y muros con contrafuertes, del autor Christian German Gallegos, año 2006.

- b: El espesor de la corona debe tener como mínimo veinte centímetros, aunque es preferible que sea treinta centímetros.

$$b \geq 0.2\ m$$

- B: El ancho de la base del muro debe estar alrededor del 40% al 70 % de la altura del muro:

$$B = 0.4 \cdot H$$
$$B = 0.7 \cdot H$$

- D: El espesor de la zapata de cimentación puede tener una dimensión entre:

$$D = \frac{H}{14}$$
$$D = \frac{H}{12}$$

- De: El ancho del dedo se recomienda de un valor comprendido entre un cuarto del ancho de la base del muro a un medio del ancho de la base del muro:

$$De = \frac{B}{4}$$
$$De = \frac{B}{2}$$

- s: La separación entre los contrafuertes podemos determinarla por:

$$s = 0.75m + 0.3H$$

- c: El espesor del contrafuerte se recomienda con un valor, pero su espesor mínimo será de 25 centímetros.

$$c = \frac{H}{20}$$

- HD: Es la altura del diente, donde el diente tiene como función ayudar a evitar el deslizamiento en el muro

- BD: Es el ancho del diente; el uso del diente dependerá de los criterios que cada diseñador considere.

Estos son valores típicos de tanteo pero pueden variar de acuerdo a las necesidades de cada caso.

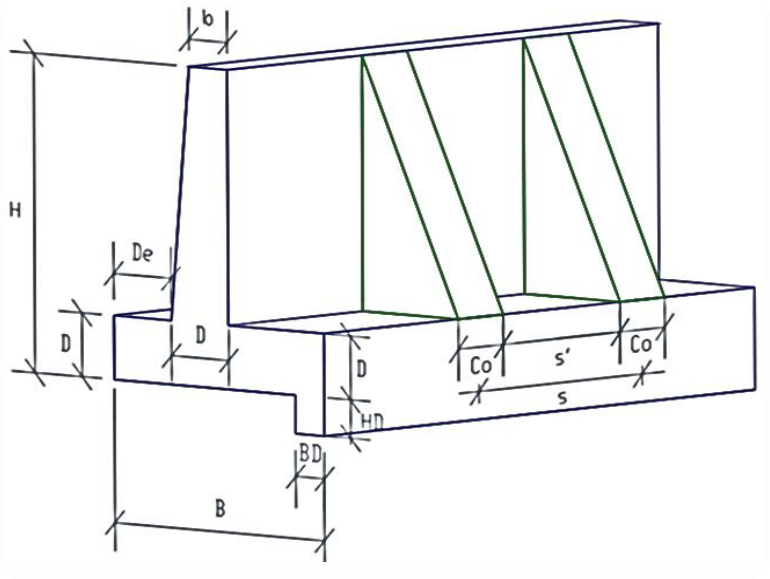


Imagen 3.3: Dimensionamiento aproximado para varios componentes de un muro de contención con contrafuertes. (Fuente: Tesis de grado, guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliver y muros con contrafuertes, Christian German Gallegos, año 2006. Capítulo IV, pág. 119).

Existen dos fases para el diseño de un muro de contención convencional. Primero se conoce la presión lateral de tierra, y se revisa la estructura por estabilidad, aplicando un análisis geotécnico. Segundo, cada componente se revisa por

resistencia y se determina el reforzamiento de acero de cada componente mediante un diseño estructural.

3.3. Análisis geotécnico:

La revisión por estabilidad consiste en un análisis geotécnico en el cual se realizan las distintas revisiones de fallas posibles en el muro. Éstas fallas son, por *volcamiento*, por *deslizamiento* a lo largo de la base y por *capacidad de carga.* El análisis geotécnico tiene 2 tipos de revisiones para determinar la estabilidad de la estructura, éstas son:

- Análisis por esfuerzos admisibles.
- Análisis por esfuerzos últimos.

3.3.1. Análisis por esfuerzos admisibles:

Como se mencionó anteriormente: un muro de retención puede fallar en cualquiera de las siguientes formas:

- Puede *volcarse* respecto a su puntera
- Puede *deslizarse* a lo largo de su base.
- Puede fallar debido a la pérdida de su *capacidad de soporte de carga* del suelo que soporta la base.
- Puede experimentar un asentamiento excesivo.

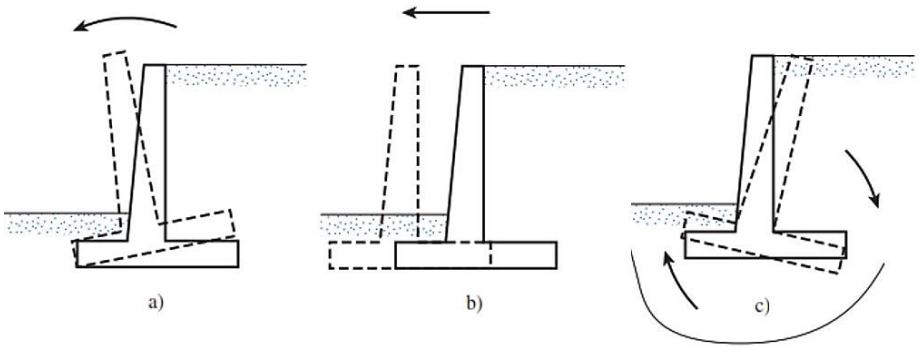


Imagen 3.4: Fallas de un muro de retención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.5, p.381.

Cuando hay un estrato de suelo débil a poca profundidad de la base del muro, o dentro de una profundidad de 1.5 veces el ancho de la base del muro de contención, se debe considerar la posibilidad de tener un asentamiento excesivo. En algunos casos, el uso de un material de relleno de peso ligero en el trasdós del muro puede resolver el problema.

3.3.1.1. Revisión por volcamiento:

El factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera (respecto al punto C), se expresa como (ecuación 8.2., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \quad (35)$$

Donde:

ΣM_o = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro con respecto al punto C.

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden resistir el volcamiento del muro respecto al punto C.

Los momentos que tienden a volcar la estructura (ΣM_o) son los momentos producidos por el empuje lateral y la sobrecarga y, los momentos que tienden a resistir el muro ($\Sigma \mathrm{M}_R$) resultan ser el peso propio de la estructura y de la porción del suelo encima de la cimentación (ΣV); para facilitar ese proceso, el muro se divide en áreas y se obtienen los brazos de momentos respecto al punto C, se obtienen los momentos parciales y se suman para obtener el momento de volcamiento total.

Según el libro de Ingeniería de cimentaciones Braja. M. Das, el valor mínimo deseable para factor de seguridad por volcamiento es de 2 a 3.

3.3.1.2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:

El factor de seguridad contra deslizamiento se puede expresas como (ecuación 8.7., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \quad (36)$$

Donde:

$\Sigma F_{R'}$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes.

ΣF_d =suma de las fuerzas horizontales de empuje.

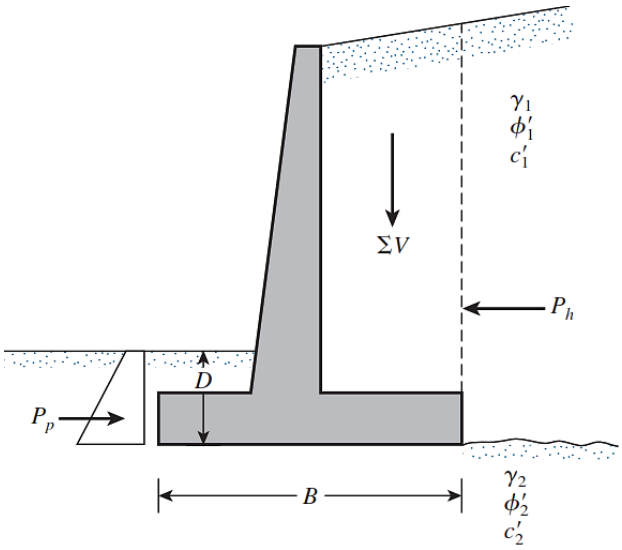


Imagen 3.5: Revisión por deslizamiento a lo largo de la base. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.8, p.385.

Las fuerzas horizontales resistentes (ΣF_R) son producidas por el peso propio de la estructura, además de considerar la fuerza pasiva que se produce en la puntera del muro con el suelo de relleno de la cimentación. Las fuerzas horizontales de empuje (ΣF_d) son las fuerzas de empuje de tierra y el empuje de la sobrecarga.

Según Braja M. Das, se requiere un factor mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

Si el valor deseado de $FS_{deslizamiento}$ no se logra, se pueden investigar varias alternativas:

- Aumentar el ancho de la losa de base, es decir el talón de la zapata (Imagen 3.6).
- Utilizar un dentellón en la losa de base. Al incluir el dentellón, la fuerza pasiva en la cimentación tendría una nueva altura de $D_1 = D_f + D$ (Imagen 3.6).
- Uso de un ancla *de hombre muerto* en el cuerpo del muro de contención (Imagen 3.6).

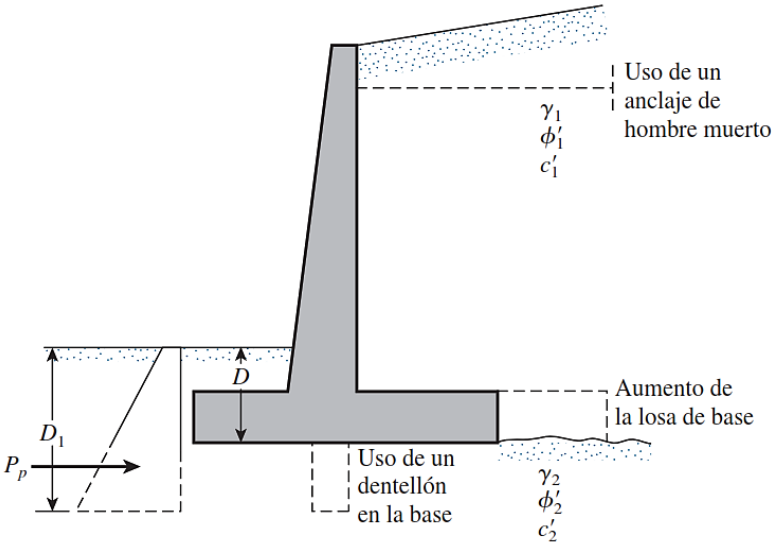


Imagen 3.6: Alternativas para aumentar el factor de seguridad respecto al deslizamiento. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.9, p.386.

3.3.1.3. Revisión por falla por capacidad de carga:

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base de retención se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. El factor de seguridad para capacidad de carga es (ecuación 8.23., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$FS_{cap_de_carga} = \frac{q_u}{q_{máx}} \quad (37)$$

Donde:

q_u= capacidad de carga del suelo debajo de la cimentación.

$q_{máx}$= presión máxima debajo de la losa de base.

En el análisis del muro por capacidad de carga, se requiere controlar la excentricidad que presente el muro debido a sus dimensiones y las cargas que lo afectan. Esto está definido por el momento neto de las fuerzas verticales (peso propio) y horizontales (empuje del suelo), representada como R (Imagen 3.7), y respecto al punto C, esto es (ecuación 8.16., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \quad (38)$$

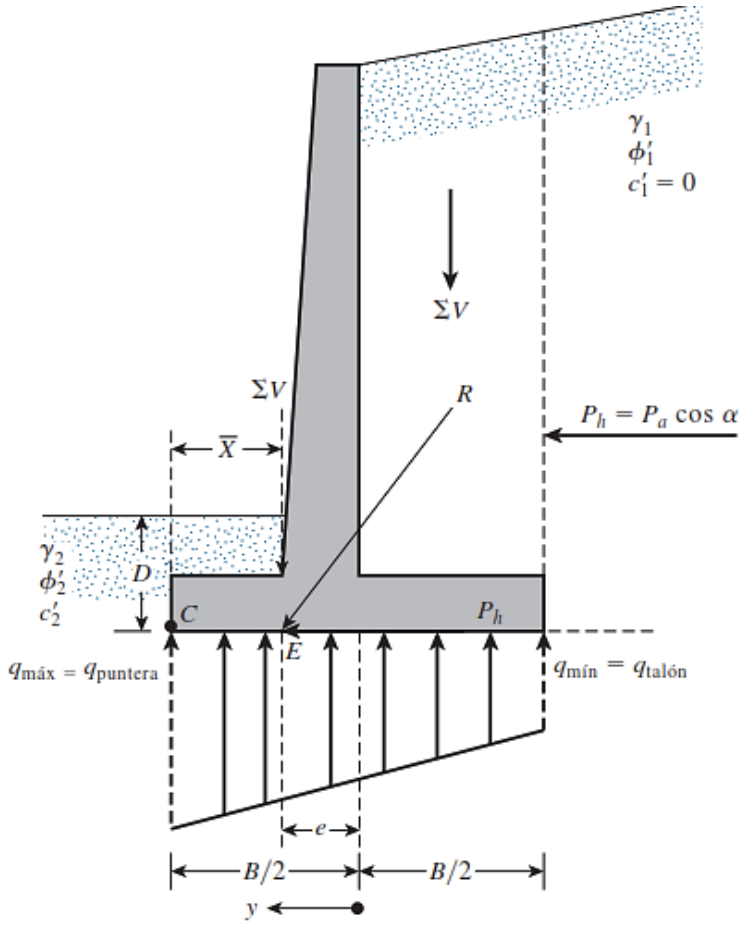


Imagen 3.7: Revisión de falla por capacidad de carga. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.9, p.386.

Se considera que la resultante R actúa en el punto E de la losa base (ver Imagen 3.7), esto para determinar el brazo de la resultante R, el cual es (ecuación 8.17., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} \quad (39)$$

Entonces, la excentricidad de la resultante R se expresa como (ecuación 8.18., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$e_R = \frac{B}{2} - \bar{X} \quad (40)$$

Las presiones máximas y mínimas debajo están en la puntera y el talón respectivamente, y se calculan con las siguientes fórmulas (ecuaciones 8.20 y 8.21., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$q_{máx} = q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6 * e_R}{B}\right) \quad (41)$$

$$q_{mín} = q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6 * e_R}{B}\right) \quad (42)$$

El comportamiento de la presión debajo de la losa base depende de la excentricidad de la resultante R, ya que, cuando el valor de la excentricidad e es mayor que $B/6$, el valor de $q_{mín}$ resulta negativo, esto implica que existan esfuerzos de tensión en la sección del talón. Este esfuerzo no es deseable, ya que la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si al analizar un diseño se obtiene un $e > B/6$, se debe volver a dimensionar y recalcular.

La ecuación de Meyerhof es la que se recomienda para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo en cimentaciones continuas ya que, de las ecuaciones de capacidad de carga que existen, se aplican solamente a cimentaciones cuadradas y circulares, además que no consideran la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla, arriba del fondo de la cimentación (ver segmentos GI y

HJ). Meyerhof sí toma todo esto en cuenta, por eso se aplica para muros de contención.

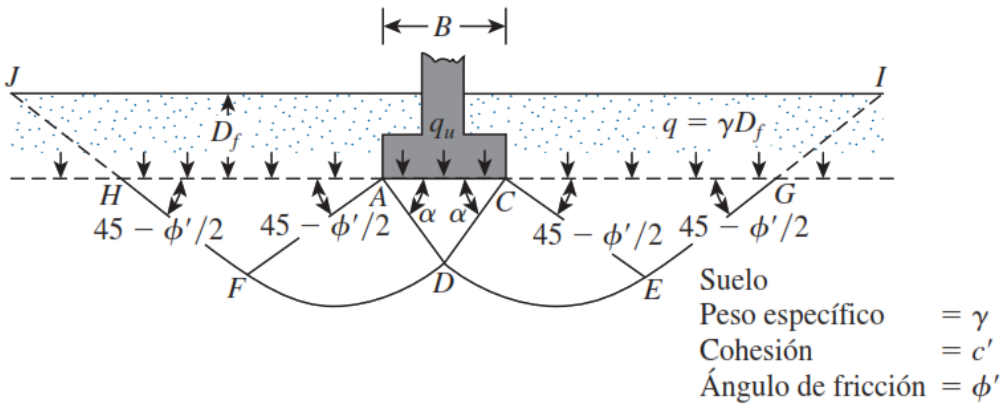


Imagen 3.8: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida). Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 3.5, p.137.

La capacidad de carga de una cimentación continua es (ecuación 8.22., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (43)$$

Donde:

$c' =$ cohesión.

$q =$ esfuerzo al nivel del fondo de la cimentación. $q = \gamma_2 D$.

γ_s =peso específico del suelo.

B =ancho de la cimentación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ =factores de forma (Tabla 9.1).

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ =factores de profundidad (Tabla 9.1).

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ =factores de inclinación de la carga (Tabla 9.1).

N_c, N_q, N_γ =factores de capacidad de carga (Tabla 9.1).

Los valores $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$, en el caso de cimentaciones continuas son iguales a 1.

Estos valores dependen de ciertos parámetros del muro (desplante y base) y del suelo (ángulo de fricción), expresados en la tabla 3.4 del libro de fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das

Los factores de capacidad de carga son (ecuaciones 3.20, 3.21 y 3.22, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$N_q = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (44)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi' \quad (45)$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi' \quad (46)$$

3.3.2. Análisis por esfuerzos últimos:

Las revisiones aplicadas serán según el Manual de especificaciones de diseño de puentes LRFD del AASHTO 2017. Aplicando la teoría del apartado 10.6.3 llamado “Diseño en el estado límite de resistencia”. Esta teoría utiliza sus factores de combinaciones de carga correspondientes de la tabla 3.4.1-1 (Tabla 9.2) y factores de resistencia (Tabla 9.7) para cada caso.

3.3.2.1. Falla por deslizamiento:

Según el apartado 10.6.3.4 del AASHTO 2017, la falla por deslizamiento debe ser investigada para zapatas que soportan cargas horizontales o inclinadas y/o están fundadas en taludes.

Si existen fundaciones en suelos arcillosos, la posible presencia de grietas de contracción entre el suelo y la fundación deben ser consideradas. Además, si el empuje pasivo está incluido como parte de la resistencia cortante requerida para soportar deslizamiento, debe haber una consideración a una posible remoción futura del suelo en frente de la fundación.

la resistencia factorada contra falla por deslizamiento (en kgf) es (ecuación 10.6.3.4-1, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} \quad (47)$$

Donde:

$R_n =$ resistencia nominal de deslizamiento, resistente contra la falla por deslizamiento (kgf)

$\varphi_\tau =$ factor de resistencia para resistencia de corte entre el suelo y la fundación (Tabla 10.5.5.2.2-1)

$R_\tau =$ resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (kgf)

$\varphi_{ep} =$ factor de resistencia para resistencia pasiva, Tabla 10.5.5.2-1 (Tabla 9.7)

$R_{ep} =$ resistencia nominal pasiva del suelo disponible a través de la vida de diseño de la estructura.

Si el suelo debajo de la zapata es sin cohesión, la resistencia nominal de deslizamiento entre el suelo y la fundación debe ser tomado como (ecuación 10.6.3.4-2, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$R_\tau = CV \tan \phi' \quad (48)$$

A lo cual:

$C = 1.0$ para concreto encofrado contra el suelo

$C = 0.8$ para zapata de concreto prefabricado

Donde:

$\phi' =$ ángulo de fricción interna (grados)

$V =$ fuerza vertical total (kgf)

3.3.2.2. Capacidad de carga del suelo:

Según el apartado 10.6.3.1 del AASHTO 2017, la capacidad de carga o zapatas corridas deben ser determinadas basadas en la posición más alta anticipada del nivel freático en la ubicación de la zapata.

La resistencia factorada, q_R, en el estado límite de resistencia debe ser tomado como (ecuación 10.6.3.1.1-1, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$q_R = \varphi_b q_n \quad (49)$$

Donde:

$\varphi_b =$ factor de resistencia, tabla 10.5.5.2-1 (Tabla 9.7)

$q_n =$ capacidad de carga nominal (kgf/m^2)

Donde también las cargas son excéntricas. Las dimensiones efectivas de las zapatas, L' y B', deben ser usadas en vez de las dimensiones generales L y B en todas las ecuaciones. Tablas y figuras pertinentes a capacidad de carga.

- **Capacidad de carga nominal (q_n):**

La capacidad de carga nominal de zapatas corridas en suelos sin cohesión debe ser evaluada utilizando análisis de presiones efectivas y parámetros de resistencia de suelos drenados. La capacidad de carga nominal de zapatas corridas en suelos sin cohesión debe ser evaluada para análisis de presiones totales y parámetros de resistencia de suelo no drenados. En casos donde los suelos cohesivos puedan suavizarse o perder resistencia con el tiempo, la capacidad de carga de estos suelos debe también ser evaluados para condiciones de carga utilizando análisis de presiones efectivas y parámetros de resistencia de suelos drenados.

Para cimentaciones continuas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal debe ser evaluada utilizando análisis de presiones efectivas o totales que sean los más críticos.

La capacidad de carga nominal de una capa de suelo (en kgf/m^2) es (ecuación 10.6.3.1.2a-1, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma} \quad (50)$$

En el cual (ecuaciones 10.6.3.1.2a-2, 10.6.3.1.2a-3, 10.6.3.1.2a-4, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$N_{cm} = N_c S_c i_c \quad (51)$$

$$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q \quad (52)$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (53)$$

Donde:

$c =$ cohesión, tomada como resistencia al corte no drenado

$N_c =$ factor de capacidad de carga de cohesión (carga no drenada) (ecuación 45).

$N_q =$ factor de capacidad de carga (drenada o no drenada) de sobrecarga (empotramiento) (ecuación 44)

$N_\gamma =$ factor de capacidad de carga (carga drenada) de peso específico (ancho de zapata) (ecuación 46)

$\gamma =$ peso específico del suelo sobre o debajo de la cimentación.

$D_f =$ altura de desplante

$B =$ ancho de la zapata

$C_{wq}, C_{w\gamma} =$ factores de corrección considerando las tablas de ubicación y nivel freático, tabla 10.6.3.1.2a-2 (Tabla 9.5)

$S_c, S_q, S_\gamma =$ factores de forma, tabla 10.6.3.1.2a-3 (Tabla 9.3)

$d_q =$ factor de corrección de profundidad considerando la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de falla pasando a través de material sin cohesión sobre la elevación de soporte, tabla 10.6.3.1.2a-4 (Tabla 9.4). El factor de corrección de profundidad debería ser usado solamente cuando el suelo por encima de la elevación de carga de la zapata es tan competente como el suelo debajo del nivel

de la zapata; de otra manera, el valor de d_q debe ser tomado como 1. El valor de d_q, se define por interpolación para valores que no estén en la tabla.

$i_c, i_q, i_\gamma =$ factores de inclinación de carga, determinados por las ecuaciones 10.6.3.1.2a-5 o 10.6.3.1.2a-6, 10.6.3.1.2a-7 y 10.6.3.1.2a-8 del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017.

♦ **Factores de inclinación:**

Para $\phi_f = 0$:

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c) \quad (54)$$

Para $\phi_f > 0$:

$$i_c = i_q - \left[\left(1 - i_q\right)/\left(N_q - 1\right)\right] \quad (55)$$

En el cual:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^n \quad (56)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^{(n+1)} \quad (57)$$

y:

$$n = \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\cos(\theta)^2 + \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\sin(\theta)^2 \quad (58)$$

Donde:

$B =$ancho de zapata

$L =$ longitud de zapata

$H =$ carga horizontal sin factorar

$V =$ carga horizontal sin factorar

$\theta =$ dirección proyectada de la carga en el plano de la zapata, medida desde el lado de la longitud L

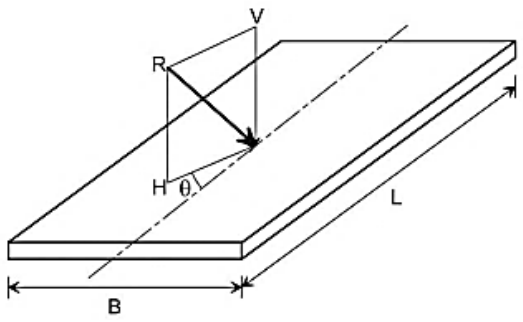


Imagen 3.9: Convenciones de carga inclinada. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, figura C10.6.3.1.2 a -1. p.10-69.

♦ **Presión vertical en la base del muro:**

Según el apartado 11.6.3.2 del AASHTO 2017, la capacidad de carga debe ser investigada en el estado límite de resistencia, utilizando las cargas factoradas y factores de resistencia, asumiendo las siguientes distribuciones de presión de suelo:

- Donde el muro está soportado por una fundación de suelo:

La presión vertical debe ser calculada asumiendo una presión uniformemente distribuida sobre un área base efectiva (Imagen 3.10). La presión vertical debe ser calculada como sigue (ecuación 11.6.3.2-1, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$q_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e_{Ra}} \quad (58)$$

Donde:

$\Sigma V =$ la sumatoria de las fuerzas verticales, y otras variables (Imagen 3.10).

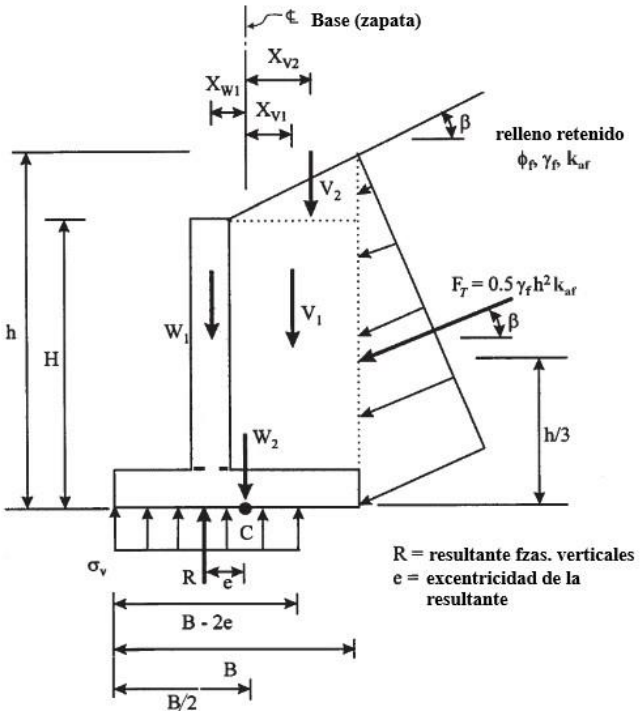


Imagen 3.10: Criterios de capacidad de carga para fundaciones de muros convencionales en suelos. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, figura 11.6.3.2-1. p.11-21.

Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)\, h/3 - (F_T \sin\beta)\, B/3 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

- Donde el muro está soportado por una fundación de roca:

La presión vertical debe ser calculada asumiendo una presión linealmente distribuida sobre un área base efectiva (Imagen 3.11). Si la resultante está dentro del tercio medio de la base (ecuaciones 11.6.3.2-2 y 11.6.3.2-3, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$\sigma_{vmáx} = \frac{\Sigma \mathrm{V}}{B}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right) \quad (59)$$

$$\sigma_{vmin} = \frac{\Sigma \mathrm{V}}{B}\left(1 - 6\frac{e}{B}\right) \quad (60)$$

Si la resultante está fuera del tercio medio de la base (ecuaciones 11.6.3.2-4 y 11.6.3.2-5, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$\sigma_{vmáx} = \frac{2\Sigma V}{3\left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right) \quad (61)$$

$$\sigma_{vmin} = 0 \quad (62)$$

Si $e > B/6$, σ_{vmin} se reducirá a cero, y a como "e" incrementa, la parte del talón de la zapata que tiene tensión vertical cero aumenta.

Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)\, h/3 - (F_T \sin\beta)\, B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

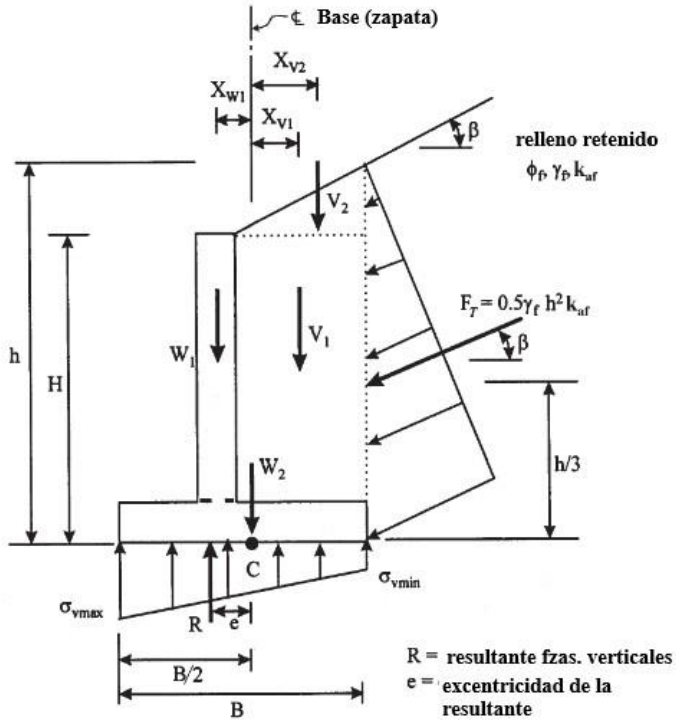


Imagen 3.11: Criterios de capacidad de carga para fundaciones de muros convencionales en roca. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, figura 11.6.3.2-1. p.11-21.

♦ **Límites de excentricidad:**

Según el apartado 11.6.3.3 del AASHTO 2017, en el caso de fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción debe ser entre el tercio medio (1/6) del ancho de la base. En el caso de fundaciones en roca, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción debe ser entre los nueve décimos medios (9/20) del ancho de la base.

3.4. Consideraciones AASHTO usadas para el diseño de muros:

3.4.1. Estado del muro:

En los comentarios del apartado 3.11.1, explica que los muros que pueden tolerar desplazamiento pequeños o nulos deben ser diseñados a presión lateral en reposo. Muros que pueden desplazarse fuera de la masa del suelo deben ser diseñadas para condiciones de presiones entre activas y en reposo, dependiendo en la magnitud de los desplazamientos tolerables. Los desplazamientos requeridos para alcanzar la presión activa mínima o la presión pasiva máxima están en función de la altura del muro y el tipo de suelo. Algunos valores típicos de desplazamientos relativos a la altura del muro están definidos en la tabla C3.11.1-1. Donde:

Δ = desplazamiento en la corona del muro requerido para alcanzar presiones mínimas activas o máximas pasivas por inclinación o traslación lateral (metros).
H = altura del muro (metros).

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0.001	0.01
Arena de mediana densidad	0.002	0.02
Arena suelta	0.004	0.04
Limos compactos	0.002	0.02
Arcilla magra compacta	0.010	0.05
Arcilla grasa compacta	0.010	0.05

Tabla 3.1: Valores aproximados requeridos para alcanzar condiciones de presión de tierra activos o pasivos (Clough and Duncan, 1991). Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla C3.11.1-1. p. 3-109.

3.4.1.1. Deflexión del muro:

Utilizando la ecuación 98 de flecha máxima del libro de Resistencia de Materiales, primera parte de Timoshenko, página 142, se definió la ecuación para deflexión máxima en $x = L$ de la siguiente manera:

$$y = \frac{1}{EI}\frac{Pc^2}{2}\left(x - \frac{1}{3}c\right)$$

Para $x = L$

$$y = \frac{1}{EI}\frac{Pc^2}{2}\left(L - \frac{1}{3}c\right)$$

$$y = \frac{Pc^2L}{2EI} - \frac{Pc^3}{6EI}$$

$$y = \frac{3Pc^2L - Pc^3}{6EI}$$

$$y = Pc^2\frac{3L - c}{6EI} \quad (63)$$

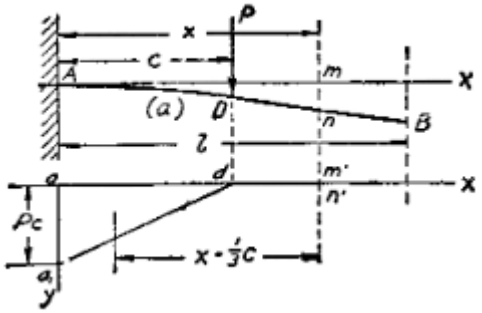


Imagen 3.12: Viga en voladizo sometida a la acción de una carga concentrada P, a una distancia c del empotramiento. Fuente: Resistencia de Materiales, primera parte, S. Timoshenko, P.142

3.4.2. Sobrecarga vehicular:

Los reglamentos del AASHTO son utilizados para construcciones de carreteras y puentes, si el muro que se desea construir se ubicará al lado de una carretera o para estribo de puente, se considerará un peso de volumen de tráfico como

sobrecarga vehicular. Según el apartado 3.11.6.4 de manual de especificaciones para diseño de puentes LRFD del AASHTO 2017, se debe aplicar una carga viva de sobrecarga (LS) si se espera que una carga vehicular actúe en la superficie de relleno en el trasdós del muro. El incremento en la presión horizontal debido a carga viva de sobrecarga se estima como (ecuación 3.11.6.4-1, del Manual de Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017):

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} \quad (64)$$

Donde:

Δ_p= constante de presión de tierra horizontal debida a carga viva de sobrecarga.

γ_s= Peso unitario del suelo (kgf/m^3).

k= coeficiente de presión lateral de tierra.

h_{eq} = altura equivalente de suelo para carga vehicular.

La altura equivalente del muro h_{eq} se toma de la tabla 3.11.6.4-2 del AASHTO 2017 (Tabla 3.2). Se requiere interpolar para alturas intermedias de muros. La altura del muro debe ser considerada como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata.

Altura muro de contención (metros)	h_{eq} (metros) Distancia del trasdós del muro al borde del tráfico	
	0.0m	0.30m o mayor
1.5	1.5	0.61
3.0	1.1	0.61
≥6.0	0.61	0.61

Tabla 3.2: Altura equivalente de suelo para carga vehicular. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.11.6.4-2. p. 3-142.

3.4.3. Diseño sísmico para muros de contención convencionales:

Según el apartado 11.6.5 del Manual para diseño de puentes LRFD del AASHTO 2017, los muros de contención de gravedad y semi-gravedad, deben ser diseñados para conocer los requerimientos de la estabilidad general, externa e interna

durante la carga sísmica. Los procedimientos para estabilidad en general, para estabilidad de volcamiento y para estabilidad por deslizamiento, deben ser usados, pero incluyendo las fuerzas inerciales y presiones de tierra inducidas sísmicamente y utilizando los factores de resistencia y estado límites de carga para evento extremo I.

Para la evaluación de excentricidad sísmica de muros con fundaciones en suelo y roca, la ubicación de la resultante de la fuerza de reacción debe estar entre $1/3$ (dos tercios medios) de la base para $\gamma_{EQ} = 0.0$ y dentro de $4/10$ (ocho décimas medias) de la base $\gamma_{EQ} = 1.0$. Para valores de γ_{EQ} entre 0.0 y 1.0, la restricción de la ubicación de la resultante debe ser obtenida por medio de una interpolación lineal de los valores descritos en este párrafo.

La fuerza total lateral a ser aplicada al muro debido a las cargas de presión de tierra y sísmica , P_{seis}, debe de ser determinada considerando el efecto combinados de P_{AE} and P_{IR}, el cual (ecuación 11.6.5.1-1 del manual para diseño LRFD de puentes del AASHTO 2017):

$$P_{IR} = K_h(W_w + W_s) \quad (65)$$

$P_{AE} =$ Fuerza de presión lateral dinámica de tierra

$P_{IR} =$ Fuerza inercial horizontal debida a cargas sísmicas de la masa del muro.

$K_h =$ Coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

$W_w =$ peso del muro.

$W_s =$ el peso del alma que está sobre el muro, incluyendo el tacón.

En el caso de estabilidad del muro, tomando en cuenta los efectos combinados de P_{AE} y P_{IR}, y considerando que éstos no ocurran simultáneamente, los siguientes dos casos deben ser investigados:

- La combinación del 100% de la presión lateral sísmica P_{AE} con el 50% de la fuerza inercial del muro P_{IR}, y
- La combinación del 50% de P_{AE}, pero no menor a la presión estática activa, con el 100% de la fuerza inercial del muro P_{IR}.

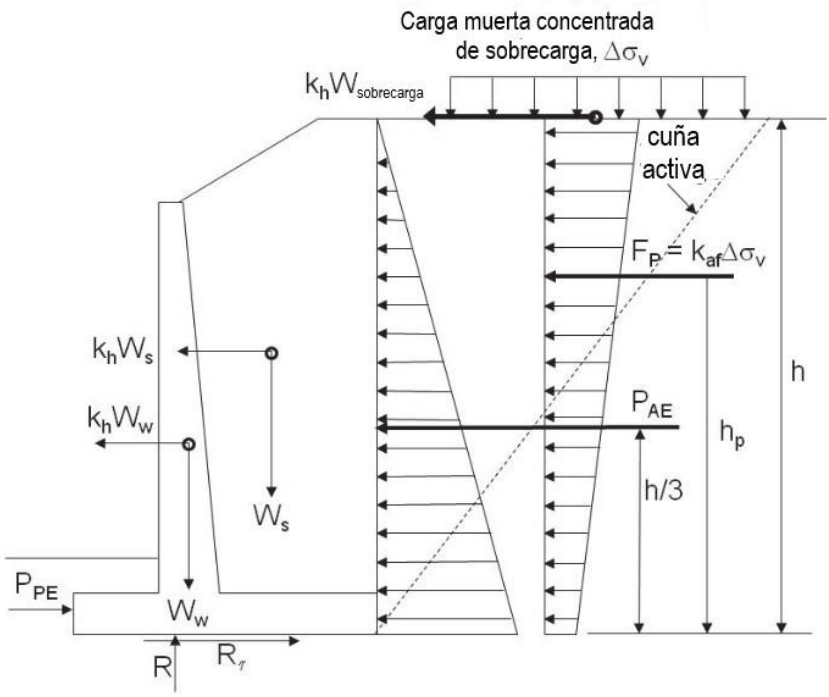


Imagen 3.13: Diagrama de fuerzas para evaluación de estabilidad externa de muro de gravedad. Fuente: Especificaciones para diseño de LRFD de Puentes AASHTO 2017, figura 11.6.5.1-1. p.11-25.

Para suelos cohesivos inestables o suelos sin cohesión saturados, la posibilidad de pérdida de fuerza inducida por sismo debe ser valorada en el análisis.

3.4.4. Cálculo de los coeficientes de aceleración sísmica para diseño de muros:

El apartado 11.6.5.2.1 acerca del coeficiente de aceleración sísmica horizontal k_h, explica que para los cálculos de presiones y cargas laterales sísmicas de tierra deben estar determinados en base del PGA en la superficie del suelo (por ejemplo $k_{h0} = F_{pga}\ PGA = A_s$ donde k_{h0} es el coeficiente de aceleración sísmica horizontal asumiendo que no existe desplazamiento).

El coeficiente de aceleración determinada en la superficie original del suelo debería considerarse como el coeficiente de aceleración actuando en la base del muro. Para muros construidos en suelos tipo A o B (Roca dura o blanda, clasificación AASHTO 2017), k_{h0} debe ser tomado como 1.2 por el factor de sitio por el coeficiente de aceleración pico del suelo ($k_{h0} = 1.2F_{pga}\ PGA$).

El coeficiente de aceleración sísmica vertical k_v, debe de ser asumido como 0 con el propósito de calcular las presiones laterales de tierra, a menos que el muro esté significativamente afectado por efectos de fallas cercanas o si las aceleraciones verticales relativamente altas estén actuando simultáneamente con la aceleración horizontal. En la estimación de la aceleración actuante en la masa del muro (apartado 11.6.5.2.2), si se asume que el muro tendrá desplazamientos, $k_h = 0.5k_{h0}$.

3.4.4.1. Clasificación de sitio:

Los datos de PGA y f_{pga}, se encuentran en tablas del AASHTO que contienen parámetros y coeficientes para el diseño sísmico.

Clase de sitio	Tipo de suelo y perfil
A	Roca dura con velocidad de onda de corte medida $\overline{v_s} > 1524\ m/s$
B	Roca con $762\ m/s < \overline{v_s} > 1524\ m/s$
C	Suelo muy denso y suelo rocoso con $366\ m/s < \overline{v_s} > 762\ m/s$ o con cualquiera $\overline{N} > 50\ golpes/m,\ o\ \overline{s_u} > 9764.86\ kgf/m^2$
D	Suelo rígido $183\ m/s < \overline{v_s} < 366\ m/s$, o con cualquiera $15 < \overline{N} < 50\ golpes/m$, o $4882.43 < \overline{s_u} < 9764.86\ kgf/m^2$
E	Perfil del suelo con $\overline{v_s} < 183\ m/s$ o con cualquiera $\overline{N} < 15\ golpes/m,\ o\ \overline{s_u} < 4882.43\ kgf/m^2$, o cualquier perfil con más que $3m$ de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20, w > 40\%\ y\ \overline{s_u} < 2441.21\ kgf/m^2$
F	Suelos que requieren de evaluaciones especificas en sitio, tales como: • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3m$ o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo) • Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.6m$ con $PI > 75$) • Arcillas muy espesas blandas/media rígidas ($H > 36m$)

Excepciones: Donde las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se realizará una investigación del sitio suficiente para determinar las clases de sitio. Clases de sitio E o F no deben ser asumidos a menos que la autoridad que tenga jurisdicción determine que las clases de sitio E o F podría estar presentes en el sitio o en el evento que las clases de sitio E o F son establecidos por datos geotécnicos.

Tabla 3.3: Definiciones de clases de sitio. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.10.3.1-1. p. 3-88.

Donde:

$\bar{v_s}$ = velocidad promedio de ondas de cortante para mayores de 30 metros de perfil del suelo.
$\bar{N}$ = conteo de golpes promedio en a prueba de penetración estándar (SPT) (ASTM D1586) para mayores de 3 metros de perfil de suelo.
$\bar{s_u}$ = resistencia cortante no drenada promedio (ASTM D2166 o ASTM D2850) para mayores de 30 metros de perfil del suelo.
PI = índice de plasticidad (ASTM D4318).
w = contenido de humedad (ASTM D2216).

Debido a que las tablas del AASHTO están basadas en datos de EEUU, se aplicará la clasificación y datos referentes a Nicaragua, mediante el reglamento nacional de la construcción, RNC 2007.

3.4.5. Consideraciones sísmicas para Managua:

Como se mencionó antes, los valores de PGA y f_{pga} deben ser tomados según las normativas del Reglamento Nacional de la Construcción 2007, se hará la siguiente consideración:

- PGA será el valor de a_0 del RNC-07 (Imagen 9.1), definido como el Factor de aceleración máximo del suelo en el tiempo $T = 0seg$.
- f_{pga} será el valor de S del RNC-07 (ver Tabla 3.4), definido como el factor de sitio o factor de amplificación por tipo de suelo.

3.4.5.1. Factor de amplificación del suelo S:

Del artículo 25 del RNC-07 se tiene 4 tipos de suelo para considerar los efectos de amplificación debido a las características del terreno:

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750\, m/s$
Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750\, m/s$
Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360\, m/s$,

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180\ m/s$.
Siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m.

Se utiliza la siguiente tabla para determinar los factores de amplificación S, por tipo de suelo, sabiendo que Managua pertenece a la Zona sísmica C (Fuente: Tabla 2 del Reglamento Nacional de la Construcción, 2007):

Zona Sísmica	Tipo de Suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla 3.4:Factores de amplificación por tipo de suelo, S. Fuente Reglamento nacional de la Construcción, 2007; Tabla 2, p.22.

3.4.5.2. Coeficiente de aceleración máxima a_0:

El valor del coeficiente de aceleración máxima a_0, presente en el espectro de diseño sísmico del Reglamento Nacional de la Construcción 2007, considerado para estructuras clasificadas del Grupo B, (Arto. 20 RNC-07), está definido por el mapa de isoaceleraciones (Imagen 9.1, Anexos, página i)

3.4.6. Teoría de Mononobe-Okabe:

3.4.6.1. Presión activa de Mononobe-Okabe:

El método de Mononobe (1929) y Okabe (1926) es una extensión de las teorías desarrolladas por Coulomb, consiste en aplicar fuerzas pseudoestáticas a la cuña de falla de Coulomb, ocasionadas por las aceleraciones del terreno, así se obtiene el empuje pseudoestático del suelo, mediante equilibrio de fuerzas de la cuña.

Este sistema considera lo siguiente:

- Relleno seco, granular y homogéneo (no susceptible a licuefacción).
- El muro se mueve lo suficiente para despreciar los efectos de punta del muro.

♦ **Empuje activo:**

Las fuerzas en la cuña de falla irán acompañadas por las fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales, cuyas magnitudes se relacionan con la masa de la cuña de falla por la aceleración pseudoestática.

Considerando los factores de aceleración sísmicas y factores de sitio descritos anteriormente, la presión resultante del empuje del suelo se determina de la siguiente expresión (ecuación 11.6.5.3-2 del manual para diseño LRFD de puentes del AASHTO 2017):

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 \quad (66)$$

Donde (ecuación A11.3.1-1 del manual para diseño LRFD de puentes del AASHTO 2017):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi)\cos^2(\theta)\cos(\delta + \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \quad (67)$$

Donde:

$$\psi = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] \quad (68)$$

γ: Peso específico del suelo de relleno (kgf/m^3)

H: Altura del muro (metros).

ϕ: Ángulo de fricción interna (grados).

θ: Ángulo de inclinación de la cara interna del muro, respecto a la vertical (grados).

δ: Ángulo de fricción entre el suelo y el muro (grados).

β: Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal (grados).

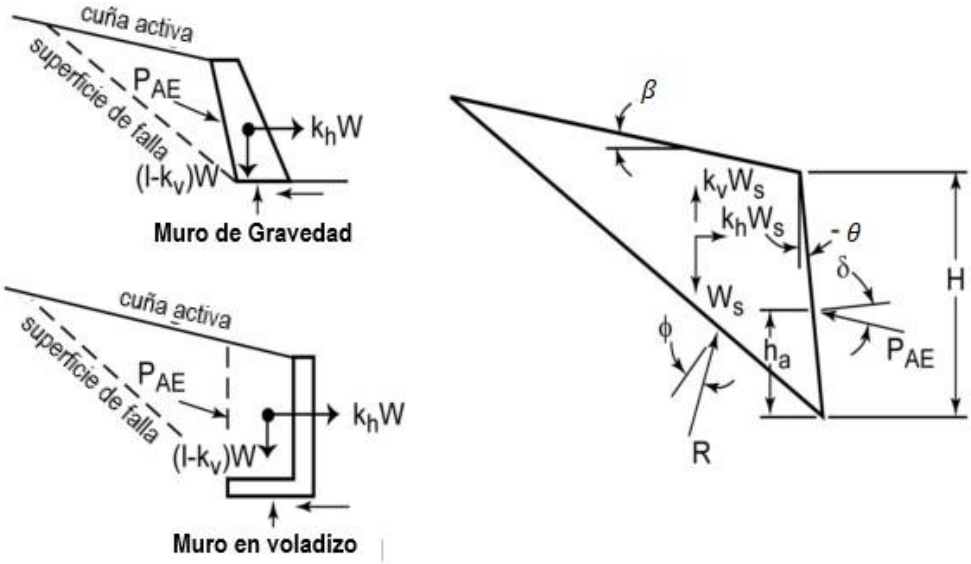


Imagen 3.14: Diagrama de fuerzas el método de Mononobe-Okabe. Fuente: Especificaciones para diseño de LRFD de Puentes AASHTO 2017, figura A11.3.1-1. p.11-111.

La ubicación de la resultante P_{AE} se debe calcular a partir de una ponderación expresada en el apartado A11.3.1 del manual para diseño LRFD de puentes del AASHTO 2017. Sabiendo que la componente estática de Coulomb (P_a) actúa a $H/3$ por arriba de la base del muro; Seed y Whitman (1970) sugieren que los efectos dinámicos actúan a $0.6H$. Por lo tanto P_{AE} estará ubicado por arriba de la base del muro a una altura de:

$$h = \frac{P_a(H/3) + \Delta_{AD}(0.6H)}{P_{AD}} \quad (69)$$

Donde:

$$\Delta_{AD} = P_{AD} - P_a \quad (70)$$

3.4.7. Combinaciones de carga:

Según el apartado 3.4.1 del AASHTO, describe los factores de carga y las combinaciones, a diferentes estados límites (ver Tabla 9.2, Anexos, página iii). Para el caso de muros de contención, se tomaron los siguientes estados límites:

- Resistencia I: combinación de carga básica relacionada al uso vehicular normal del puente sin viento.
- Evento extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo. El factor de carga por carga viva γ_{EQ} debe ser determinada en base a especificaciones del proyecto.
- Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso normal operacional del puente con viento a 112 Km/h y todas las cargas tomadas en sus valores nominales. Esta combinación de carga también debe ser usada para estabilidad de talud.

Load comb.	γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{LS}	γ_{EH}	γ_{CT}	γ_{EQ}
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.75	1.50	-	-
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	1.50	-	-
Caso Extremo I	1.00	1.00	0.5	-	-	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-

Tabla 3.5: Combinaciones de carga utilizadas para el análisis del muro de contención.

3.4.8. Relaciones Demanda-Capacidad:

A diferencia de cómo se analiza el muro en las revisiones por esfuerzos admisibles, en el caso de los esfuerzos últimos lo que se realiza es una relación de demanda-capacidad en cada requerimiento (volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga). Estas relaciones deben ser menores que 1 para indicar que el muro está trabajando correctamente.

3.5. Drenaje.

Es de mucha importancia la prevención de la acumulación de agua en el trasdós del muro, si se permite que el agua se deposite en ese lugar, habrá grandes presiones laterales del líquido contra el muro.

El relleno más adecuado para un muro de contención es un suelo sin cohesión y bien drenado. Junto con el relleno de material granular, se hacen agujeros en las paredes, llamados lloraderos de 4 pulgadas o más de diámetro (se usan tamaños

mayores para facilitar la limpieza) aproximadamente de 1.5 a 3 metros de centro a centro, horizontal y verticalmente. Si el relleno es de arena gruesa, conviene emplear grava alrededor de los agujeros para evitar que la arena tape los agujeros.

El uso de lloraderos tiene la desventaja de que el agua que sale por ellos tiene muy mal aspecto, y también puede causar que el suelo se ablande en la zona de mayor presión, bajo la punta de la zapata. Un método más recomendable consiste en usar un tubo perforado de 6 a 9 pulgadas. En una cama de grava a lo largo de la base del muro.

Es inevitable que tanto en los lloraderos como en los tubos de drenaje se produzcan obstrucciones, provocando mayores presiones de agua. El uso de mantas fabricadas para drenaje o membranas porosas que se colocan entre el muro y el suelo de relleno permiten que la humedad drene libremente a los sistemas de drenaje.

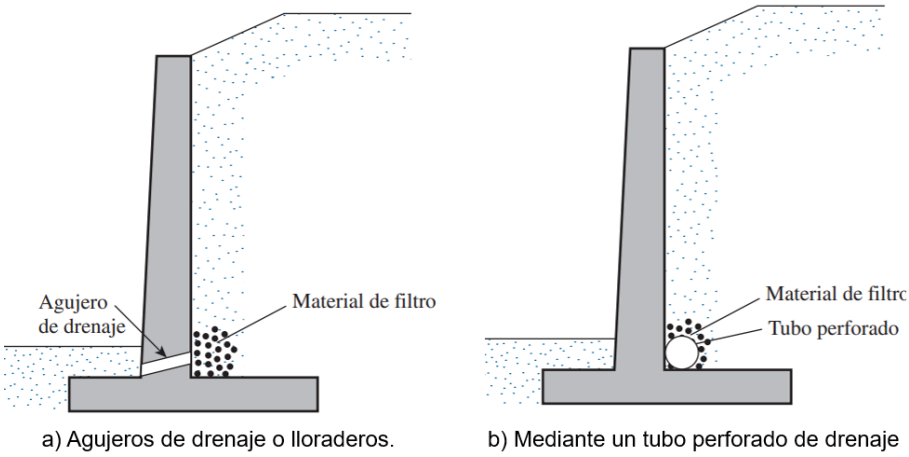


Imagen 3.15: Provisiones de drenaje para el relleno de un muro de retención: a) agujeros de drenaje; b) mediante un tubo perforado de drenaje. (Tomado del libro, Fundaciones de ingeniería de cimentaciones del autor Braja M. Das, séptima edición, capítulo 8: Muros de retención, pág. 397).

4. CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL:

Para los casos de muros en voladizo y muros con contrafuertes, los elementos del muro se diseñan como si fuera una viga, mediante el método de resistencias, a excepción de los contrafuertes, los cuales requieren otras consideraciones.

Para diseñar el muro de semigravedad y en voladizo, se diseña cada elemento del mismo (punta, talón y vástago) como si fuera una viga en voladizo utilizando el método de resistencias y con el Manual ACI 318S-14.

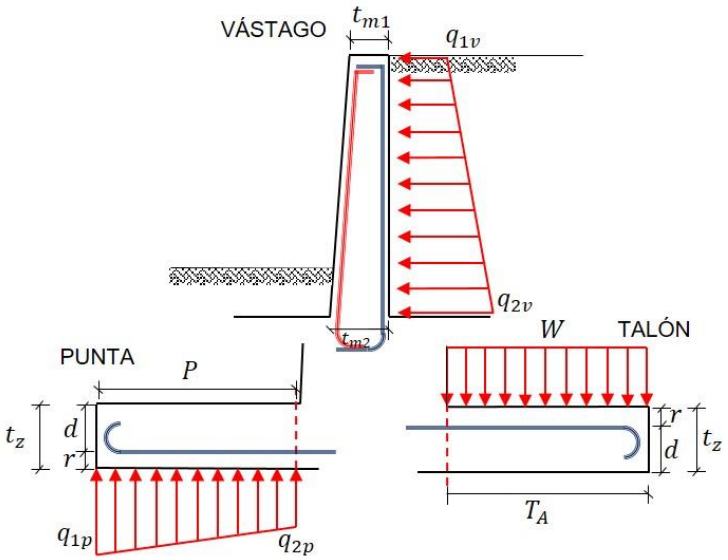


Imagen 4.1: Cargas que inciden en cada elemento del muro de semigravedad y en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

Punta: Para la punta, las cargas que inciden en ella es la presión del suelo.

Talón: Para el talón, las cargas que inciden son, la carga de sobrecarga, el peso del material de relleno, el peso propio del talón y la presión del suelo; esta última se desprecia para facilitar cálculos.

Vástago: Para el vástago, las cargas que inciden son: la presión de la sobrecarga y la presión por sismo.

Para el diseño de la punta, el talón y el vástago, las cargas que afectan deben ser factoradas según las combinaciones de carga del ACI Tabla 5.3.1 (Tabla 9.8), 1.6 para carga vivas de servicio en la punta y el vástago, y 1.2 para el talón.

4.1. Consideraciones de diseño según ACI-318:

Las siguientes ecuaciones que se presentan son utilizadas para todos los casos de muros de contención que requieren refuerzo, tales como las combinaciones de carga, revisiones de diseño, refuerzo mínimo requerido, etc. Más adelante se presentarán las ecuaciones o procedimientos exclusivos de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes.

4.1.1. Combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia ϕ:

Para el método de resistencia, se deben aplicar las combinaciones de cargas y los factores de resistencia presentados en las tablas 5.3.1 (Tabla 9.8, Anexos, página v) y 21.2.1 (Tabla 9.9, Anexos, página vi) del ACI 318S-14, respectivamente, los cuáles se detallan en los ejemplos que requieren diseño estructural.

4.1.2. Determinación del refuerzo:

Al calcular el refuerzo requerido de la sección a diseñar se necesita determinar el ***recubrimiento libre*** a utilizar, a como especifica el Manual del ACI-318 en el apartado 20.6.1.3.3, la cual depende de la tabla 20.6.1.3.1 (Tabla 9.12, Anexos, pág. ix).

El ***refuerzo mínimo*** para flexión en vigas no preesforzadas A_{smin}, como dice en el apartado 9.6.1.2, debe ser mayor que (a) y (b):

$$\text{(a)} \quad \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_c} b_w d \quad (71)$$

$$\text{(b)} \quad \frac{14}{f_y} b_w d \quad (72)$$

4.1.3. Elementos del Bloque de esfuerzos:

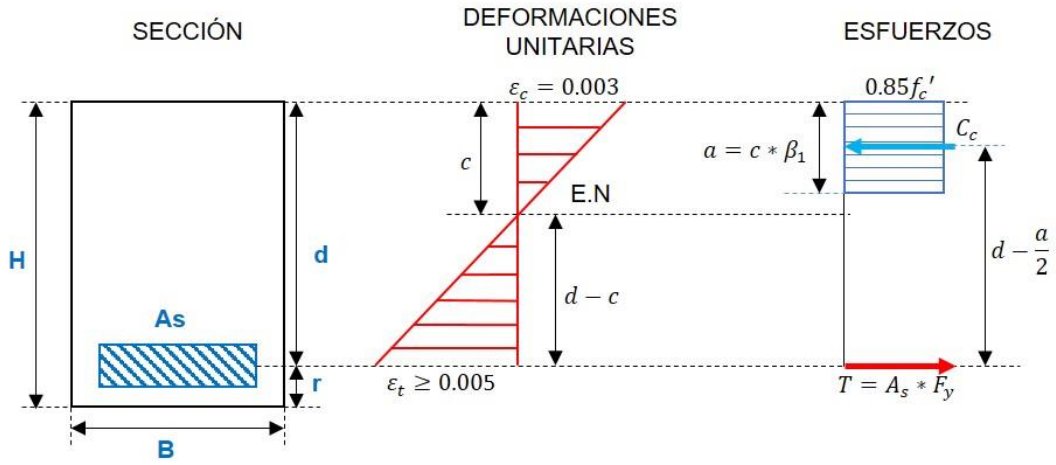


Imagen 4.2: Bloque de esfuerzos. Fuente: Elaboración Propia.

Según el apartado 22.2.2.4.1, se debe suponer un esfuerzo de $0.85f_c^{'}$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con (ecuación 22.2.2.4.1 del Manual del ACI-318s):

$$a = \beta_1 c \quad (73)$$

En el cual:

$$a = \frac{T}{0.85f_c'b} = \frac{A_s F_y}{0.85f_c'b} \quad (74)$$

Donde:

$T =$ fuerza total a tracción de la sección (kgf)

$A_s =$ Área de refuerzo (cm^2).

$F_y =$ Límite de fluencia del acero (kgf/cm^2).

$f_c' =$ resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm^2).

$b =$ ancho de la sección (cm)

Del apartado 22.2.2.4.2 la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima del eje neutro, c, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

Como describe el apartado 22.2.2.4.3, los valores de β_1 deben estar de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3 del ACI-318 (Tabla 4.1):

$f_c{}', kgf/cm^2$	β_1	
$170 \leq f_c{}' \leq 280$	0.85	(a)
$250 < f_c{}' < 550$	$0.85 - \frac{0.05(f_c^{'} - 280)}{70}$	(b)
$f_c{}' \geq 550$	0.65	(c)

Tabla 4.1: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto. Fuente: Manual ACI-318, Tabla 22.2.2.4.3, p.371.

La deformación unitaria en el acero ε_t, a como se muestra en el bloque de esfuerzos, debe ser mayor que 0.005, donde se considera que está trabajando a tracción. Ya que la deformación máxima del concreto debe ser de 0.003, se tiene que

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0.003 \quad (75)$$

4.1.4. Revisiones de los elementos del ACI:

La resistencia de diseño de la sección debe ser (apartado 11.5.1.1 del ACI 318S-14):

$\phi M_n \geq M_u$ (revisión por momento)

$\phi V_n \geq V_u$ (revisión por cortante)

En el cual:

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (76)$$

4.1.4.1. Revisión por cortante:

El apartado 22.5.5.1 determina la ecuación V_c para miembro no preesforzados sin fuerza axial (en kgf):

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f_c'}b_w d \quad (77)$$

4.1.4.2. Acero por contracción y temperatura:

Las bases de los muros de contención trabajan como una losa en una dirección, el apartado 24.4.1 del ACI-318 explica, que para losas estructurales en una dirección donde el refuerzo a flexión de extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo en dirección perpendicular al refuerzo a flexión, esto es para resistir los esfuerzos debido a contracción y temperatura.

La cuantía de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 24.4.3.2 del manual del ACI 318S-14 (ver Tabla 9.13, anexos pág. ix).

El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y 45cm (apartado 24.4.3.4 del manual del ACI 318S-14).

4.2. Ecuaciones ACI de diseño estructural para muro de semigravedad y muro en voladizo:

Para el muro de semigravedad, debido a que solo se le aplica un refuerzo ligero para reducir las dimensiones del muro y la cantidad de concreto, se aplicarán consideraciones tales como: solo realizar el refuerzo de la pantalla interna del muro y un porcentaje de refuerzo en la punta y el talón.

4.2.1. Longitud de desarrollo, l_d:

En el apartado 25.4.2.1 del ACI 318S-14, se indica que la longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d debe ser mayor de a y b:

a) La longitud calculada con 25.4.2.2 o 25.4.2.3.
b) 30cm.

La tabla 25.4.2.2 (Tabla 9.10, anexos pág. vii) requiere los valores de Ψ_t, Ψ_e, λ que se encuentran en la tabla 25.4.2.4 (Tabla 9.11, anexos pág. viii)

El siguiente valor de l_d está definido por 25.4.2.3 (ecuación 25.4.2.3a):

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right) * d_b \quad (78)$$

Donde:

- El término de confinamiento $(c_b + k_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5.
- c_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras o alambres.
- k_{tr} es un factor que representa la contribución del refuerzo de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento (ecuación 25.4.2.3b del manual del ACI 318S-14).

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (79)$$

- Ψ_t es el factor tradicional de ubicación del refuerzo, que refleja los efectos adversos de la posición de las barras (anteriormente llamado “efecto de la barra superior).
- Ψ_e es un factor de revestimiento, que refleja los efectos del revestimiento epóxico.
- Ψ_s es un factor de tamaño del refuerzo, refleja el comportamiento más favorable del refuerzo de menor diámetro.

- A_{tr} es el área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado.
- n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

El valor de k_{tr} puede tomarse como $k_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

4.2.2. Longitud de desarrollo para gancho estándar:

La longitud de desarrollo l_{dh}, según el apartado 25.4.3.1, para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de a hasta c:

a) $\left(\frac{0.075 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f_c'}}\right) * d_b$ (80) (f_y, $\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm^2)

b) $8d_b$ (81)

c) $15cm$

Para el cálculo de l_{dh}, los factores de modificación Ψ_e, Ψ_c, Ψ_r y λ deben cumplir con la Tabla 25.4.3.2 (Tabla 9.15, anexos, página xi). Los factores de Ψ_c y Ψ_r pueden tomarse iguales a la unidad.

4.2.3. Límites del refuerzo:

El apartado 11.6 del Manual indica los límites de refuerzo para cortante en el muro. Cuando $V_u \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro, el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo y refuerzo horizontal ρ_t mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1 (Tabla 9.16, anexos pág. xii). También indica que no hay necesidad de cumplir esto límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene resistencia y estabilidad adecuadas.

Cuando $V_u \geq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro, se deben cumplir a y b (apartado 11.6.2, ACI 318S-14):

a) ρ_l debe ser al menor el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación 11.6.2 y 0.0025, pero no necesita exceder al valor de ρ_t requerido por la tabla 11.6.1 (Tabla 9.16, anexos pág. xii).

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \quad (82)$$

b) ρ_t debe ser al menos 0.0025.

4.3. Ecuaciones ACI de diseño estructural para muro con contrafuertes:

El análisis para muros con contrafuertes es diferente a los muros en voladizo y semigravedad, el vástago de estos muros debido a los contrafuertes, necesitan ser analizados como una losa en una dirección y con vigas continuas.

Se utilizarán algunas consideraciones del apartado 6.5 del ACI-318 del método de análisis simplificado para vigas no preesforzadas y losas en una dirección.

En el apartado 6.5.4 donde V_u se calcula debido a cargas gravitacionales de acuerdo a la Tabla 6.5.4 (Tabla 4.2)

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15 w_u \ell_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u \ell_n / 2$

Tabla 4.2: Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 6.5.4, p. 77.

En el apartado 6.5.2 donde M_u se calcula debido a cargas gravitacionales de acuerdo a la Tabla 6.5.2 (ver Tabla 9.17, anexos pág. xiii)

5. CAPÍTULO 5: DISEÑO METODOLÓGICO:

Esta investigación fue **descriptiva** puesto que se detallaron los procedimientos para el diseño de muros de contención convencionales (muros de contención en voladizo, de gravedad, semigravedad y con contrafuertes).

Según el tiempo de ocurrencia la investigación fue **prospectiva**, ya que la información obtenida y recopilada acerca de los procedimientos para el diseño de muros de contención conformará un instructivo que sirva como fuente de consulta.

Se empleó el **método deductivo** para tener un registro de los procedimientos de diseño en los muros de contención por medio de conocimientos en mecánica de suelos y diseño de concreto.

El **método de análisis** permitió obtener, de las fuentes bibliográficas y datos de proyectos realizados sobre muros, información de importancia para realizar ejemplos que faciliten a una mejor comprensión del diseño estructural de los muros de contención convencionales.

Del mismo modo se aplicó el **método de síntesis** para redactar conclusiones respectivas a los ejemplos aplicados y proporcionar las diferencias de cada tipo de muro respecto a su uso y conveniencia.

El enfoque de la investigación fue **cualitativo** ya que se explicaron distintas directrices de diferentes especialidades, las cuales fueron: la geotecnia y el diseño estructural para diseño de muros.

El área de estudio de la que se obtuvo información para realizar los ejemplos fue de proyectos realizados en la ciudad de Managua, denominados como proyecto A y proyecto B, los cuales están regidos bajo diferentes normas y reglamentos nacionales e internacionales que se adapten a las condiciones que exige la zona en estudio.

Para la realización de los ejemplos, el proyecto se divide en dos etapas importantes:

Análisis geotécnico:

En cada uno de los diseños se realizó una explicación paso a paso de los cálculos de presión de tierra, aplicando las teorías de Rankine y de Coulomb, presión dinámica de Suelos (Mononobe-Okabe), cálculo de la revisión por estabilidad de cada uno de los muros (Factor de seguridad por volcamiento, factor de seguridad por deslizamiento a lo largo de la base y factor de seguridad por capacidad de carga) y, además, se realizó un análisis de estabilidad utilizando el manual de AASHTO Bridge Design Specifications 2017 para enfoque de muros realizados en carretera.

Diseño Estructural:

Debido a que a los muros de contención de gravedad no contienen refuerzo, sólo se realizó el diseño de refuerzo para el muro en voladizo, el muro con contrafuertes y semigravedad.

En el caso del muro en voladizo, la punta, el talón y el vástago se diseñaron como vigas en voladizo, se revisó por momento, luego por cortante y se calculó su longitud de desarrollo. Para la unión de la punta y el talón se realizó el cálculo del acero por retracción y temperatura, y para el diseño del vástago se realizó el cálculo de refuerzo para pantalla interior y pantalla exterior por medio de tablas ACI 318S-14.

6. CAPÍTULO 6: PROYECTO A:

6.1. Datos del proyecto:

Para el proyecto A, con ubicación en Managua, requiere sostener un talud de altura de 3.9 metros de altura, sobre el cual se ubicará un área destinada a parqueo, donde los datos disponibles del proyecto son los siguientes:

El suelo presenta las mismas características de suelo en toda su altura, siendo un solo estrato para todo el talud, con un peso específico de $2570\ kgf/m^3$, un ángulo de fricción interna de $33°$ y módulo de elasticidad de $129\ kgf/cm^2$. El tipo de suelo es un suelo granular con clasificación SUCS de SM, como arena limosa.

Los datos del proyecto A se utilizarán para diseñar un muro de contención de gravedad y uno de semigravedad para fines comparativos.

6.2. Ejemplo muro de gravedad:

Se necesita contener un suelo de 3.9 metros de altura, sobre el cual se espera tener una zona de parqueo vehicular. Los datos son proporcionados del proyecto A, ubicado en la ciudad de Managua, los cuales son:

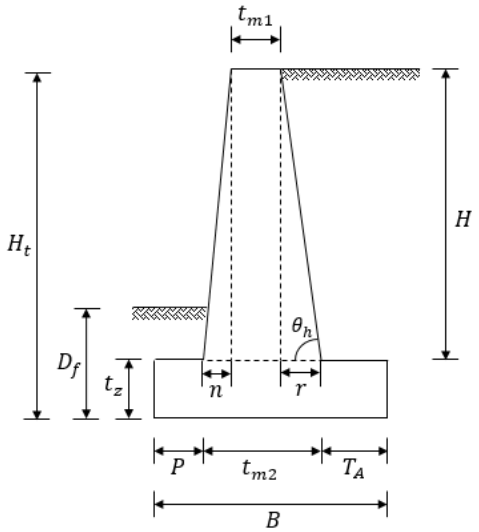


Imagen 6.1: Dimensiones muro de contención de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

6.2.1. Información de diseño:

6.2.1.1. Geometría del muro:

- Altura del muro: $H = 3.9m$.
- Espesor de la zapata: $t_z = 0.45m$
- Profundidad de desplante: $D_f = 1.0m$
- Espesor de corona: $t_{m1} = 0.30m$
- Base del vástago: $t_{m2} = t_{m1} + n + r = 0.9m$
- Pie: $P = 1.0m$
- Talón: $T_A = 1.50m$
- Base: $B = T_A + t_m + P = 3.4m$
- Altura total: $H_t = H + t_z = 4.35m$
- Base del intradós: $\mathrm{n} = 0.2m$
- Base del trasdós: $\mathrm{r} = 0.4m$

6.2.1.2. Datos del suelo:

- Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1600\frac{kgf}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi = 33°$
- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi$ $\delta = 22°$
- Cohesión en la cimentación: $c' = 0\frac{kgf}{m^2}$
- Inclinación del terreno: $\beta = 0°$
- Inclinación de la cara interna del muro respecto a la horizontal: $\theta_h = 84.144°$

6.2.1.3. Datos de los materiales:

- Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2400\frac{kgf}{m^3}$
- Resistencia a compresión del concreto: $f'_c = 4000psi$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 253224.7\frac{kgf}{m^2}$

6.2.2. Análisis geotécnico:

Conociendo los datos y el uso que se dará de muro, se utilizan las normas del AASHTO LRFD Bridge 2017 debido a que es para uso vehicular. Los valores usados en geometría del muro, son valores preliminares de diseño, los cuales se evaluarán por estabilidad para ver si cumplen con los requerimientos para el diseño; si no cumplen, se cambiarán y volverán a evaluarse hasta cumplir.

6.2.2.1. Análisis por esfuerzos admisibles:

♦ **Cálculo de la altura equivalente según AASHTO:**

Es necesario conocer la altura equivalente del muro para calcular el valor de la sobrecarga, en este caso, debido a que el uso del muro será para soportar peso vehicular, se utilizarán las especificaciones para diseño de LRFD de Puentes AASHTO 2017. La altura equivalente de suelo para carga vehicular en muros está determinada por la tabla 3.11.6.4-2 del AASHTO (ver tabla Tabla 3.2, pág. 49).

La altura total del muro es de $H_t = 4.35\ m$; considerando que la distancia entre el trasdós y el tráfico es de 0 metros, se interpolan los valores de la tabla y se obtiene que la altura equivalente es $h_{eq} = 0.87\ m$.

El esfuerzo vertical de sobrecarga vehicular es: $q_s = \gamma_s * h_{eq} = 1394.4\ kgf/m^2$

♦ **Coeficiente de presión activa de Coulomb:**

Calculando el coeficiente de presión activa de Coulomb, ecuación 14, sección 2.2.2.2. de este documento:

$$k_a = \frac{\sin(\theta_h + \phi)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.288$$

La presión de sobrecarga por tanto es: $\Delta = k_a * \gamma_s * h_{eq} = 402.256\ kgf/m^2$

♦ Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales:

Se calculan las presiones verticales y horizontales a 3 profundidades importantes: a nivel superficial, a la altura del vástago y considerando la altura total del muro:

En $z = 0$,	$\sigma'_{o1} = \gamma_s * h_{eq} = 1394.4\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel superficial
	$\sigma'_{h1} = k_a * \sigma'_{o1} = 402.256\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel superficial
En $z = H$,	$\sigma'_{o2} = \sigma'_{o1} + \gamma_s * H = 7634.4\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura del vástago
	$\sigma'_{h2} = k_a * \sigma'_{o2} = 2202.371\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura del vástago
En $z = H_t$,	$\sigma'_{o3} = \sigma'_{o2} + \gamma_s * t_z = 8354.4\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura total del muro
	$\sigma'_{h3} = k_a * \sigma'_{o3} = 2410.077\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura total del muro

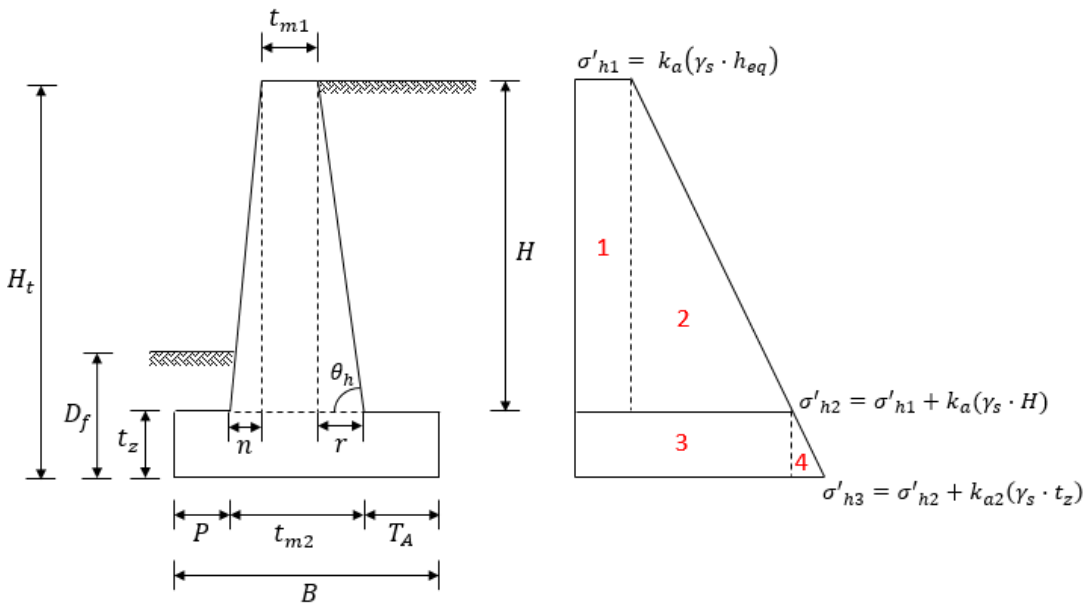


Imagen 6.2: Diagrama de esfuerzos horizontales para muro de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

Mediante el diagrama de esfuerzos horizontales, se calculan las presiones totales a cada profundidad z por medio del cálculo de cada área:

- Área 1:

$$A_{d1} = H * \sigma'_{h1} = 1568.8 \frac{kgf}{m}$$

- Área 2:

$$A_{d2} = 0.5 * H * (\sigma'_{h2} - \sigma'_{h1})$$

$$A_{d2} = 3510.224 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral a la altura del vástago (H):

$$P_{A1} = A_{d1} + A_{d2} = 5079.024 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral en todo el muro (H_t):

$$P_{A1} = A_{d1} + A_{d2} + A_{d3} + A_{d4}$$

$$P_{A1} = 6116.825 \frac{kgf}{m}$$

- Área 3:

$$\sigma'_{h3} = t_z * \sigma'_{h2} = 991.067 \frac{kgf}{m}$$

- Área 4:

$$A_{d2} = 0.5 * t_z * (\sigma'_{h3} - \sigma'_{h2})$$

$$A_{d2} = 46.734 \frac{kgf}{m}$$

- Presión activa a la altura del vástago (sin sobrecarga):

$$P_{a1} = P_{A1} - \Delta * H = 3510.224 \frac{kgf}{m}$$

- Presión activa en todo el muro (sin sobrecarga):

$$P_{a2} = P_{A2} - \Delta * H_t$$

$$P_{a2} = 4367.009 \frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{A1} desde la base del vástago:

$$Z_1 = \frac{(A_{d1})\left(\frac{H}{2}\right) + (A_{d2})\left(\frac{H}{3}\right)}{P_{A1}} = 1.501\, m$$

- Ubicación de P_{A2} desde la base del vástago:

$$Z_2 = \frac{(A_{d1})\left(t_z + \frac{H}{2}\right) + (A_{d2})\left(t_z + \frac{H}{3}\right) + (A_{d3})\left(\frac{t_z}{2}\right) + (A_{d4})\left(\frac{t_z}{3}\right)}{P_{A2}} = 1.657\, m$$

- Momento producido por P_{A1}:

$$M_{A1} = P_{A1} * Z_1 = 7622.451 kgf$$

- Presión lateral de sobrecarga:

$$P_{sc} = \Delta * H_t = 1749.816 \frac{kgf}{m}$$

- Momento producido por P_{A2}:

$M_{A2} = P_{A2} * Z_2 = 10138.012kgf$

- Ubicación de P_{sc} desde la base del muro:

$$Z_{sc} = \frac{H_t}{2} = 2.175\ m$$

- Momento producido por P_{sc}:

$M_{sc} = P_{sc} * Z_{sc} = 3805.849kgf$

- Momento producido por P_{a2}:

$M_{a2} = M_{A2} - M_{sc} = 6332.164kgf$

- Coeficiente de presión pasiva en la cimentación del muro:

$$K_p = \tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.392$$

- Presión pasiva en la cimentación del muro:

$$P_p = \frac{1}{2} * k_p * \gamma_s * D_f^2 = 2713.696\frac{kgf}{m}$$

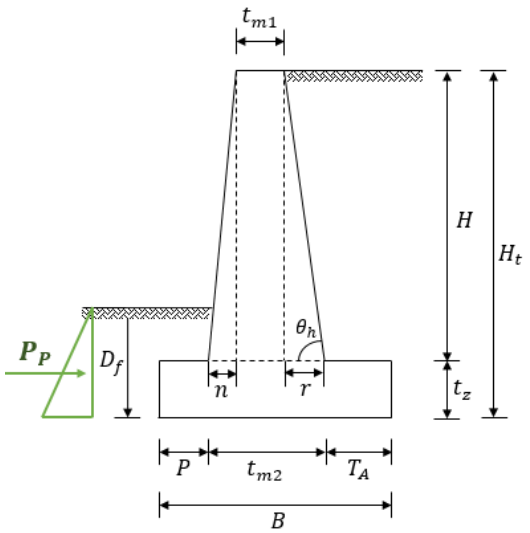


Imagen 6.3: Presión pasiva en el muro de gravedad. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Estado del muro:**

Calculando el desplazamiento máximo en la parte superior del muro y su deriva, se comparan los resultados con la tabla C3.11.1-1 del Manual del AASHTO 2017 (ver Tabla 3.1, pág. 47) para identificar en qué condiciones de presión está trabajando el muro.

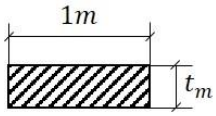


Imagen 6.4: Sección considerada del muro para inercia del muro. Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo de la inercia del muro:

$$I_m = \frac{1}{12} * (1) * \left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right)^3 = 1800000 \frac{1}{m} * cm^4$$

- Desplazamiento máximo en la corona:

$$\Delta H = \frac{P_{A1} \cdot {Z_1}^2 \cdot (3 \cdot H - Z_1)}{6 \cdot E_c \cdot I_m} = 0.043\ cm$$

- Deriva del muro:

$$\delta_e = \frac{\Delta H}{H} = 0.00011$$

Comparando el valor del desplazamiento relativo o deriva, con la Tabla 3.1 de la página 47, con relleno de Arena de mediana densidad, se pueden ver que el desplazamiento relativo es menor que el valor de 0.002, esto implica que el muro estaría trabajando en estado en reposo, como se espera para muros de gravedad.

6.2.2.2. Revisiones por esfuerzos admisibles:

♦ **Revisión por volcamiento:**

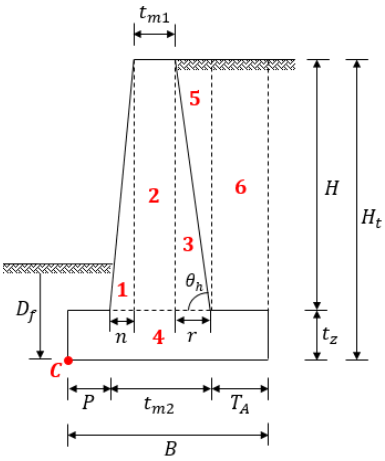


Imagen 6.5: Revisión por volcamiento para muro de gravedad. Fuente: elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_1 = H * n * 0.5 = 0.39m^2$
2) $A_2 = t_{m1} * H = 1.17m^2$
3) $A_3 = H * r * 0.5 = 0.78m^2$
4) $A_4 = T_z * B = 1.53m^2$
5) $A_5 = H * r * 0.5 = 0.78m^2$
6) $A_6 = H * T_A = 5.85m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_1 = A_1 * \gamma_c = 936\, kgf/m$

$W_2 = A_2 * \gamma_c = 2808\ kgf/m$

$W_3 = A_3 * \gamma_c = 1872\ kgf/m$

$W_4 = A_4 * \gamma_c = 3672\ kgf/m$

$W_5 = A_5 * \gamma_s = 1248\ kgf/m$

$W_6 = A_6 * \gamma_s = 9360\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_1 = P + \left(\frac{2}{3} \cdot n\right) = 1.133m$

$x_2 = P + n + (t_{m1} * 0.5) = 1.35m$

$x_3 = P + n + t_{m1} + \left(\frac{1}{3}\ r\right) = 1.633m$

$x_4 = B * 0.5 = 1.7m$

$x_5 = P + n + t_{m1} + \left(\frac{1}{3}\ r\right) = 1.767m$

$x_6 = P + t_{m2} + (T_A * 0.5) = 2.65m$

- Cálculo del momento resistente:

$M_1 = W_1 * x_1 = 1060.8\, kgf$

$M_2 = W_2 * x_2 = 3790.8\, kgf$

$M_3 = W_3 * x_3 = 3057.6\, kgf$

$M_4 = W_4 * x_4 = 6242.4\, kgf$

$M_5 = W_5 * x_5 = 2204.8kgf$

$M_6 = W_6 * x_6 = 24804\, kgf$

- Suma de fuerzas verticales:

$\Sigma V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6$

$\Sigma V = 19896\, Kgf/m$

- Momento de volcamiento:

$\Sigma \mathrm{M}_o = M_{A2} = 10138.012\, kgf$

- Momento Resistente:

$\Sigma M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6$

$\Sigma M_R = 41160.4\, kgf$

- El factor de seguridad contra volcamiento es (ecuación 35, apartado 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 4.06 > 2 \rightarrow OK}$$

♦ **Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:**

- Fuerza resistente máxima:

$R' = \Sigma V + \tan\delta + B * c'$

$R' = 8038.506\ Kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales resistentes:

$\Sigma \mathrm{F}_R = R' + P_p$

$\Sigma \mathrm{F}_R = 10752.202\, Kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales de empuje:

$\Sigma F_d = P_{A2} + P_{sc}$

$\Sigma F_d = 6116.825\, Kgf/m$

- El factor de seguridad contra deslizamiento es (ecuación 36, apartado 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma \mathrm{F}_{R'}}{\Sigma \mathrm{F}_d} = 1.758 > 1.5 \rightarrow OK}$$

♦ **Revisión por capacidad carga:**

Calculando la ubicación de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base o fuerza resultante, respecto al punto C (ver Imagen 3.7, página 36), se tiene que:

- Momento neto respecto a C:

$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$

$M_{neto} = 31022.388\, kgf$

- Brazo de la resultante R:

$X_R = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} = 1.559\, m$

- Excentricidad de la resultante R:

$e_R = \frac{B}{2} - X_R = 0.141\, m$

Es importante revisar que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o $e_R < B/6$. Siendo $B/6 = 0.566\, m$.

- Presión máxima ubicada en la puntera:

$$q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6 * e_R}{B}\right)$$

$$q_{máx} = q_{puntera} = 7305.474 \frac{kgf}{m^2}$$

- Factores de forma para cimentación continua:

$F_{cs} = 1$, $F_{qs} = 1$, $F_{\gamma s} = 1$

- Ancho efectivo:

$B' = B - 2 * e_R = 3.118\, m$

- Presión mínima ubicada en el talón:

$$q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6 * e_R}{B}\right)$$

$$q_{min} = q_{talón} = 4398.056 \frac{kgf}{m^2}$$

- Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación:

$$q = \gamma_s * D_f = 1600 \frac{kgf}{m^2}$$

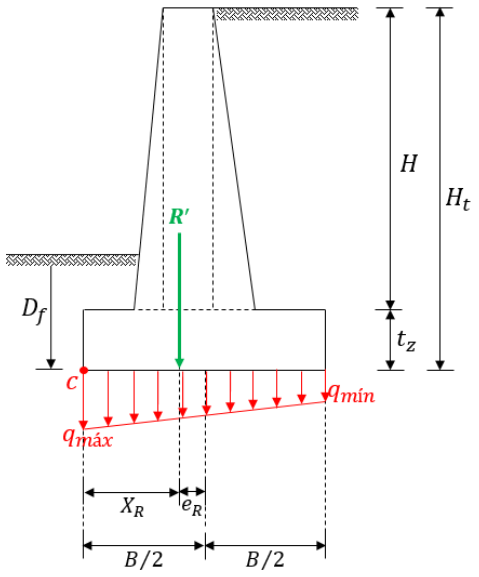


Imagen 6.6: Revisión de la falla por capacidad de carga. Fuente: Elaboración propia.

Se hace la revisión de D_f/B para saber las ecuaciones a utilizar para los factores de forma, profundidad e inclinación de la Tabla 9.1, anexos página ii. En este caso es igual a $D_f/B = 0.294$, por eso se aplicarán las ecuaciones cuando $D_f/B < 1$.

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)^2 * e^{\pi \tan \phi'} = 26.092$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi' = 38.638$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi' = 35.188$$

$$\Psi = \tan\left(\frac{\Sigma F_d}{\Sigma V}\right) = 17.09°$$

- Factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90°}\right)^2 = 0.656$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi'}\right)^2 = 0.232$$

- Factores de profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan \phi'} = 1.086$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' \, (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.09$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Capacidad de carga de una cimentación superficial:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = 50170.325 \frac{kgf}{m^2}$$

- El factor de seguridad de capacidad de carga es (ecuación 37, apartado 3.3.1.3. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{cap_de_carga} = \frac{q_u}{q_{puntera}} = 6.867 > 3 \rightarrow OK}$$

6.2.2.3. Análisis por esfuerzos últimos (revisiones AASHTO):

♦ **Revisión contra falla por deslizamiento:**

Se aplican los procedimientos y fórmulas explicados en el apartado 3.3.2.1. de este documento, con $\phi' = 33°$:

- Factor para concreto encofrado contra el suelo:

$$C = 1.0$$

- Fuerza total vertical:

$$\Sigma V = 19896 \, \frac{kgf}{m}$$

- Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (ec. 48):

$$R_\tau = CV \tan \phi' = 12920.613 \ \frac{kgf}{m}$$

- Factor de resistencia por cortante entre el suelo y la fundación, $\varphi_\tau = 0.80$ y factor de resistencia para resistencia pasiva, $\varphi_{ep} = 0.50$ (Tabla 9.7, anexos pág. v).
- Resistencia nominal pasiva del suelo disponible:

$$R_{ep} = P_p = 2713.696 \ \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes al deslizamiento:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} = 11693.339 \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes totales:

$$R_{Ru} = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep} = 14955.885 \frac{kgf}{m}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

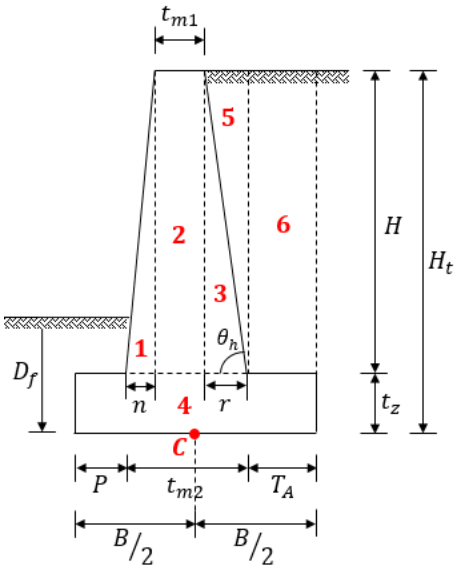


Imagen 6.7: Revisión AASHTO por capacidad de carga para muro de semigravedad. Fuente: Elaboración propia.

- Áreas:

1. $A_{1a} = H * n * 0.5 = 0.39m^2$
2. $A_{2a} = t_{m1} * H = 1.17m^2$
3. $A_{3a} = H * r * 0.5 = 0.78m^2$
4. $A_{4a} = T_z * B = 1.53m^2$
5. $A_{5a} = H * r * 0.5 = 0.78m^2$
6. $A_{6a} = H * T_A = 5.85m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_{1a} = A_{1a} * \gamma_c = 936\ kgf/m$

$W_{2a} = A_{2a} * \gamma_c = 2808\ kgf/m$

$W_{3a} = A_{3a} * \gamma_c = 1872\ kgf/m$

$W_{4a} = A_{4a} * \gamma_c = 3672\ kgf/m$

$W_{5a} = A_{5a} * \gamma_s = 1248\ kgf/m$

$W_{6a} = A_{6a} * \gamma_s = 9360\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$$x_{1a} = 0.5 * B - \left(P + \frac{2}{3} * n\right) = 0.567m$$

$$x_{2a} = 0.5 * B - (P + n + 0.5 * t_{m1}) = 0.35m$$

$$x_{3a} = 0.5 * B - \left(p + n + t_{m1} + \frac{1}{3} * r\right) = 0.067m$$

$$x_{4a} = 0.5 * B - 0.5 * B = 0m$$

$$x_{5a} = 0.5 * B - \left(B - T_A + \frac{1}{3} * r\right) = -0.333m$$

$$x_{6a} = 0.5 * B - (B - 0.5 * T_A) = -0.95m$$

- Cálculo de momentos:

$M_{1a} = W_{1a} * x_{1a} = 530.4\ kgf$

$M_{2a} = W_{2a} * x_{2a} = 982.8\ kgf$

$M_{3a} = W_{3a} * x_{3a} = 124.8\ kgf$

$M_{4a} = W_{4a} * x_{4a} = 0\ kgf$

$M_{5a} = W_{5a} * x_{5a} = -416kgf$

$M_{6a} = W_{6a} * x_{6a} = -8892kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V_a = 1.25 * (W_{1a} + W_{2a} + W_{3a} + W_{4a} + W_{5a} + W_{6a})$

$\Sigma V_a = 24870\ Kgf/m$

- Momento Resistente de volcamiento:

$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * \Sigma M_R = 51450.50\ kgf$

- Excentricidad desde el punto C:

$$e_{Ra} = \frac{1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc} + 1.25 * M_{1a} + 1.25 * M_{2a} + 1.25 * M_{3a} + 1.25 * M_{5a} + 1.25 * M_{6a}}{\Sigma V_a}$$

$e_{Ra} = 0.264m$

Se comprueba que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o:

$$e_{Ra} < B/6$$

$$0.264m < 0.566\ m \rightarrow OK$$

A continuación, se hacen los cálculos de los elementos que conforman la ecuación de capacidad de carga nominal, según descrito en el apartado 3.3.2.2. página 41 de este documento.

- Presión vertical en la cimentación:

$$q_v = \frac{\Sigma V_a}{B - 2e_{Ra}} = 8660.756\ kgf/m^2$$

- Longitud de la zapata:

$$L = 100\ m$$

- Factores de capacidad de carga (ecuaciones 44, 45 y 46):

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi'} = 26.09$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi' = 38.638$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi' = 35.188$$

- Factores de forma (Tabla 9.3, anexos pág. iii):

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} * \tan \phi\right) = 1.022$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.023$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.986$$

- Factor de corrección de profundidad d_q (Tabla 9.5, anexos pág. iv): Se realiza la extrapolación para encontrar el valor de d_q, primero para d_q para 32 grados, luego el d_q para 37 grados, y luego se hace extrapolación para el $\phi' = 33°$ y obtener el d_q correspondiente. Teniendo un $\phi' = 33°$ y $D_f/B = 0.294$:

– Valor de d_q para 32 grados:

$x_{d11} = 1$ $\quad$ $y_{d11} = 1.20$

$x_{d21} = 2$ $\quad$ $y_{d21} = 1.3$

$$m_{d1} = \frac{y_{d21} - y_{d11}}{x_{d21} - x_{d11}} = 0.1$$

$$b_{d1} = y_{d11} - m_{d1} * x_{d11} = 1.1$$

$$x_{d31} = \frac{D_f}{B} = 0.294$$

$$y_{d31} = m_{d1} * x_{d31} + b_{d1} = 1.129$$

– Valor de d_q para 37 grados:

$x_{d12} = 1$ $\quad y_{d12} = 1.20$

$x_{d22} = 2$ $\quad y_{d22} = 1.25$

$$x_{d32} = \frac{D_f}{B} = 0.294$$

$$y_{d32} = m_{d2} * x_{d32} + b_{d2} = 1.165$$

$$m_{d2} = \frac{y_{d22} - y_{d12}}{x_{d22} - x_{d12}} = 0.05$$

$$b_{d2} = y_{d12} - m_{d2} * x_{d12} = 1.15$$

– Valor de d_q para $\phi' = 33$ grados:

$x_{d13} = 32$ $\quad y_{d13} = y_{d31}$

$x_{d23} = 37$ $\quad y_{d23} = y_{d32}$

$$x_{d33} = \frac{\phi'}{1°} = 33$$

$$y_{d33} = m_{d3} * x_{d33} + b_{d3} = 1.136$$

$$m_{d3} = \frac{y_{d23} - y_{d13}}{x_{d23} - x_{d13}} = 0.007$$

$$b_{d1} = y_{d13} - m_{d3} * x_{d13} = 0.904$$

El valor calculado por extrapolación del factor de corrección de profundidad es $d_q = y_{d33} = 1.136$.

- Factores de inclinación:

Los componentes para factores de inclinación se basan en la Imagen 3.9: convenciones de carga inclinada, página 44:

– Dirección de carga en el plano de la zapata: $\theta = 0°$

– Ancho de la zapata: $B = 3.4m$

– Carga vertical sin factorar: $V_a = \Sigma V * L = 1989600kgf$

– Carga horizontal sin factorar: $H_a = (P_{a2} + P_{sc}) * L$

$$H_a = 611682.494m * \frac{kgf}{m}$$

Para $\phi' > 0$:

$$i_c = i_q - \left[\left(1 - i_q\right)/\left(N_q - 1\right)\right] = 0.672$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^n = 0.684$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^{(n+1)} = 0.474$$

$$n = \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right) \Big/ \left(1 + \frac{L}{B}\right)\right) \cos(\theta)^2 + \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right) \Big/ \left(1 + \frac{L}{B}\right)\right) \sin(\theta)^2 = 1.033$$

- Coeficientes $C_{wq}, C_{w\gamma}$ para varias profundidades de agua subterránea (Tabla 9.5, anexos pág. iv)

$D_{w1} = 1.5 * B + D_f = 6.1\ m$

Con el nivel freático considerado como $D_w > D_{w1}$:

$C_{wq} = 1$

$C_{w\gamma} = 1$

- Factores $N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$ (ecuaciones 51,52,53):

$N_{cm} = N_c S_c i_c = 26.548$

$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q = 20.738$

$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma = 16.448$

- La capacidad de carga nominal es (ecuación 50 del presente documento):

$$q_n = c' N_{cm} + \gamma_s D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5 \gamma_s B N_{\gamma m} C_{w\gamma} = 77918.717\ kgf/m^2$$

- El factor de reducción para capacidad de carga es $\varphi_b = 0.45$ (Tabla 9.7, anexos página v).
- La capacidad de carga última es (ecuación 49):

$$q_R = \varphi_b * q_n = 35063.423\ kgf/m^2$$

6.2.2.4. Cálculo del empuje sísmico:

Se necesita definir el tipo de suelo y la zona sísmica para obtener el factor de amplificación según el RNC-07, se utilizarán las consideraciones descritas en el apartado 3.4.5. de este documento. Con ubicación en Managua y teniendo un Suelo Tipo II.

- Factor de amplificación al periodo cero (Tabla 3.4, pág. 54) $F_{pga} = 1.5$
- Peso específico del acero: $PGA = 0.30$

- El coeficiente sísmico de aceleración horizontal, asumiendo cero deformaciones del muro es:

$$k_{h0} = F_{pga} * PGA = 0.45$$

- Asumiendo que el muro puede desarrollar deformaciones, el coeficiente sísmico de aceleración horizontal:

$$k_h = 0.5 * k_{h0} = 0.225$$

- El coeficiente sísmico vertical, para fines de cálculo de empuje se toma igual a cero:

$$k_v = 0$$

Teniendo:

$$\theta_{MO} = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right] = 12.68°$$

- El coeficiente de presión de Mononobe-Okabe es (ecuación 67, apartado 3.4.6. página 54):

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

$$K_{AD} = 0.39$$

- La resultante total bajo condiciones de cargas pseudoestáticas:

$$P_{AD} = \frac{1}{2}K_{AD}\gamma_s H_t^2 = 5838.205\,\frac{kgf}{m}$$

- Incremento del empuje:

$$\Delta_{AD} = P_{AD} - P_{a2} = 1471.196\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de la fuerza resultante:

$$Z_{AD} = \frac{P_{a2} * \left(\frac{H_t}{3}\right) + \Delta_{AD} * (0.60 * H_t)}{P_{AD}} = 2.177\ m$$

- Momento causado por la fuerza dinámica:

$$M_{AD} = Z_{AD} * P_{AD} = 12709.217\ kgf$$

♦ **Cálculo de las fuerzas inerciales:**

El cálculo de las fuerzas inerciales para la estabilidad general (apartado 3.4.3. página 49):

$$P_I = k_h * \Sigma V_a = 5595.75\, kgf/m$$

♦ **Fuerza sísmica:**

Tomando en cuenta las consideraciones del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.3. de este documento, la fuerza sísmica es la mayor de:

$$\gamma_{EQ1} = 1.00\, P_{AD} + 0.50 * P_I = 8636.08\, kgf/m$$

$$\gamma_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * P_{AD}, P_{A2}) = 9962.759\, kgf/m$$

- La fuerza sísmica P_{EQ} es:

$$P_{EQ} = Máx(\gamma_{EQ1}, \gamma_{EQ2}) = 9962.759\, kgf/m$$

- El momento del EQ es:

$$M_{EQ1} = 1.00\, M_{AD} + 0.50 * \Sigma M_R = 33289.417\, kgf$$

$$M_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * M_{AD}, M_{A2}) = 47515.008\, kgf$$

$$M_{EQ} = Máx(M_{EQ1}, M_{EQ2}) = 47515.008\, kgf$$

6.2.2.5. Combinaciones de carga:

Aplicando las consideraciones de combinaciones de carga del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.7. página 56:

- Resistencia Ia:

$$P_{uIa} = 0.9 * \Sigma V + 1.5 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 27519.091\, kgf/m$$

$$M_{uIa} = 0.9 * \Sigma M_R + 1.5 * M_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 53202.841\, kgf$$

- Resistencia Ib:

$$P_{uIb} = 1.25 * \Sigma V + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 34482.691\ kgf/m$$

$$M_{uIb} = 1.25 * \Sigma M_R + 1.75 * M_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 67608.981\ kgf$$

- Evento extremo I:

$$P_{ueI} = 1.00 * \Sigma V + 0.50 * P_{sc} + 1.00 * P_{EQ} = 30733.667\ kgf/m$$

$$M_{ueI} = 1.00 * \Sigma M_R + 0.50 * M_{sc} + 1.00 * M_{EQ} = 90578.333\ kgf$$

- Servicio I:

$$P_{usI} = 1.00 * \Sigma V + 1.00 * P_{sc} + 1.00 * P_{a2} = 26012.825\ kgf/m$$

$$M_{usI} = 1.00 * \Sigma M_R + 1.00 * M_{sc} + 1.00 * M_{a2} = 51298.412\ kgf$$

6.2.2.6. Relaciones Demanda-Capacidad:

Por medio de las relaciones demanda-capacidad se determina si el muro con las dimensiones elegidas resiste las fuerzas externas, tanto en volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga. Los resultados de los cocientes deben de ser menores que uno para determinar que el muro tendrá un buen desempeño en los eventos considerados en el diseño.

- Volcamiento:

Momento de volcamiento último:

$$\Sigma M_{ou} = 1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc}$$

$$\Sigma M_{ou} = 16158.481\ kgf$$

Momento resistente de volcamiento:

$$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * M_R$$

$$\Sigma M_{Ru} = 51450.5\ kgf$$

Relación Demanda-Capacidad de volcamiento:

$$R_{DCV} = \frac{\Sigma M_{ou}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.314 \rightarrow OK$$

- Deslizamiento:

Fuerza deslizante última:

$$\Sigma F_{du} = 1.50 * P_{a2} + 1.75 * P_{sc}$$

$$\Sigma F_{du} = 9612.691 \ \ kgf/m$$

Fuerza última resistente al deslizamiento:

$$\Sigma R_u = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep}$$

$$\Sigma R_u = 14955.885 \, kgf/m$$

Relación Demanda-Capacidad por deslizamiento:

$$R_{DCD} = \frac{\Sigma M_{du}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.643 \rightarrow OK$$

- Capacidad de carga:

Máxima demanda del suelo:

$$P_{us} = max(P_{uIa}, P_{uIb}, P_{ueI}, P_{usI})/1m$$

$$P_{us} = 34482.691 \ \ kgf/m^2$$

Capacidad de carga ultima:

$$q_{ua} = 35063.423 \, kgf/m^2$$

Relación Demanda-Capacidad de

$$R_{DCC} = \frac{\mathrm{P}_{us}}{q_{ua}} = 0.983 \rightarrow OK$$

6.3. Ejemplo muro de semigravedad:

Se necesita contener un suelo de 3.9 metros de altura, sobre el cual se espera tener una zona de parqueo, ubicado en la ciudad de Managua. Para este ejemplo se diseñará un muro de semigravedad. Los datos se presentan a continuación:

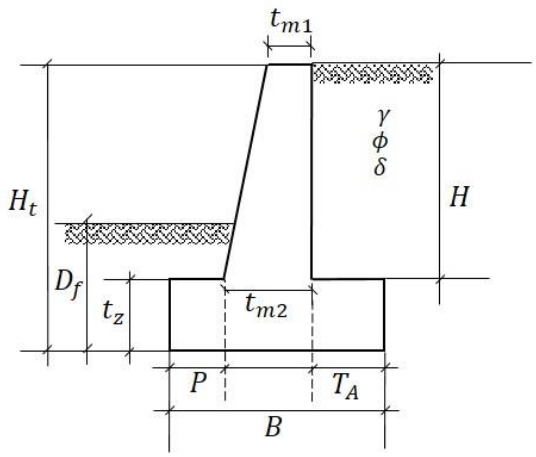


Imagen 6.8: Dimensiones muro de contención de semigravedad. Fuente: Elaboración propia.

6.3.1. Información de diseño:

6.3.1.1. Geometría del muro:

- Altura del muro: $H = 3.5m$.
- Espesor de la zapata: $t_z = 0.5m$
- Profundidad de desplante: $D_f = 1.5m$
- Espesor de corona: $t_{m1} = 0.40m$
- Base del vástago: $t_{m2} = 0.60m$
- Pie: $P = 1.2m$
- Talón: $T_A = 2.0m$
- Base: $B = T_A + t_{m2} + P = 3.8m$
- Altura total: $H_t = H + t_z = 4m$

6.3.1.2. Datos del suelo:

- Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1600\frac{kgf}{m^3}$
- Módulo de elasticidad del suelo: $E = 129\frac{kgf}{cm^2}$

- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi = 30°$
- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi$ $\delta = 20°$
- Cohesión en la cimentación: $c' = 0 \frac{kgf}{m^2}$
- Inclinación del terreno: $\beta = 0°$
- Inclinación de la cara interna del muro respecto a la horizontal: $\theta_h = 90°$

6.3.1.3. Datos de los materiales:

- Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400 \frac{kgf}{m^3}$
- Resistencia a compresión del concreto: $f'_c = 4000psi$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 253224 \frac{kgf}{m^2}$
- Cohesión en la cimentación: $c' = 0 \frac{kgf}{m^2}$
- Peso específico del acero: $\gamma_a = 1750 \frac{kgf}{m^3}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 60ksi$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_a = 2038902 \frac{kgf}{m^2}$

6.3.2. Análisis geotécnico:

Conociendo los datos y el uso que se dará de muro, se utilizan las normas del AASHTO LRFD Bridge 2017 debido a que es para uso vehicular. Los valores usados en geometría del muro, son valores preliminares de diseño, los cuales se evaluarán por estabilidad para ver si cumplen con los requerimientos para el diseño; si no cumplen, se cambiarán y volverán a evaluarse hasta cumplir.

6.3.2.1. Análisis por esfuerzos admisibles:

♦ Cálculo de la altura equivalente según AASHTO:

Es necesario conocer la altura equivalente del muro para calcular el valor de la sobrecarga, en este caso, debido a que el uso del muro será para soportar peso vehicular, se utilizarán las especificaciones para diseño de LRFD de Puentes

AASHTO 2017. La altura equivalente de suelo para carga vehicular en muros está determinada por la tabla 3.11.6.4-2 del AASHTO (ver tabla Tabla 3.2, pág. 49).

La altura total del muro es de $H_t = 4\,m$; considerando que la distancia entre el trasdós y el tráfico es de 0 metros, se interpolan los valores de la tabla y se obtiene que la altura equivalente es $h_{eq} = 0.924\,m$.

El esfuerzo vertical de sobrecarga vehicular es: $q_s = \gamma_s * h_{eq} = 2374.68\,kgf/m^2$

♦ **Coeficiente de presión activa de Coulomb:**

Calculando el coeficiente de presión activa de Coulomb, ecuación 14, sección 2.2.2.2. de este documento:

$$k_a = \frac{\sin(\theta_h + \phi)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.251$$

La presión de sobrecarga por tanto es: $\Delta = k_a * \gamma_s * h_{eq} = 596.382\,kgf/m^2$

♦ **Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales:**

Se calculan las presiones verticales y horizontales a 3 profundidades importantes: a nivel superficial, a la altura del vástago y considerando la altura total del muro:

En $z = 0$,	$\sigma'_{o1} = \gamma_s * h_{eq} = 2374.68\,kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel superficial
	$\sigma'_{h1} = k_a * \sigma'_{o1} = 596.382\,kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel superficial
En $z = H$,	$\sigma'_{o2} = \sigma'_{o1} + \gamma_s * H = 11369.7\,kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura del vástago
	$\sigma'_{h2} = k_a * \sigma'_{o2} = 2855.402\,kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura del vástago

En $z = H_t$, $\sigma'_{o3} = \sigma'_{o2} + \gamma_s * t_z = 12654.68\, kgf/m^2$ Esfuerzo vertical a la altura total del muro

$\sigma'_{h3} = k_a * \sigma'_{o3} = 12654.68\, kgf/m^2$ Esfuerzo horizontal a la altura total del muro

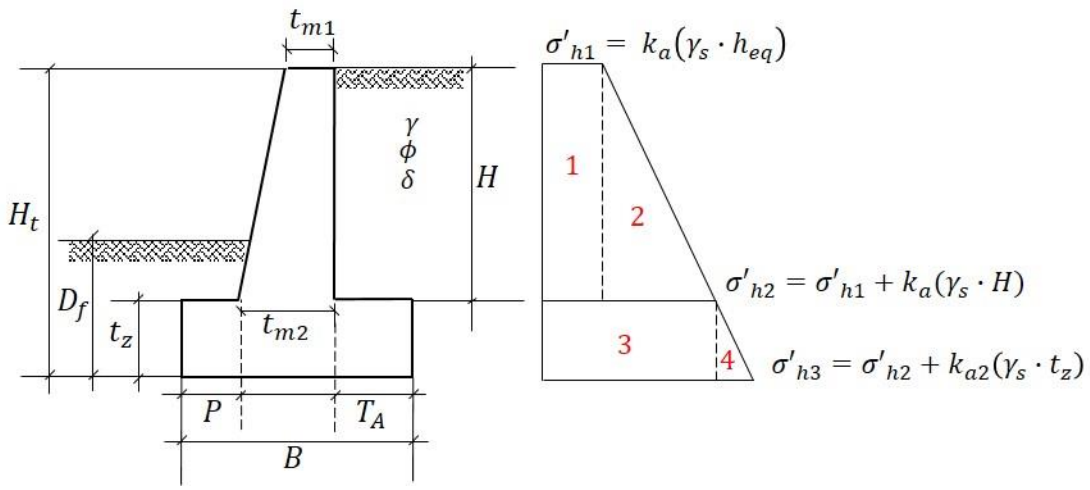


Imagen 6.9: Diagrama de esfuerzos horizontales para muro de semigravedad.
Fuente: Elaboración propia.

Mediante el diagrama de esfuerzos horizontales, se calculan las presiones totales a cada profundidad z por medio del cálculo de cada área:

- Área 1:

$$A_{d1} = H * \sigma'_{h1} = 2087.335 \frac{kgf}{m}$$

- Área 2:

$$A_{d2} = 0.5 * H * (\sigma'_{h2} - \sigma'_{h1})$$

$$A_{d2} = 3953.287 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral a la altura del vástago (H):

$$P_{A1} = A_{d1} + A_{d2} = 6040.622 \frac{kgf}{m}$$

- Área 3:

$$A_{d3} = t_z * \sigma'_{h2} = 1427.701 \frac{kgf}{m}$$

- Área 4:

$$A_{d4} = 0.5 * t_z * (\sigma'_{h3} - \sigma'_{h2})$$

$$A_{d4} = 80.679 \frac{kgf}{m}$$

- Presión activa a la altura del vástago (sin sobrecarga):

$$P_{a1} = P_{A1} - \Delta * H = 3953.287 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral en todo el muro (H_t):

$$P_{A2} = A_{d1} + A_{d2} + A_{d3} + A_{d4}$$

$$P_{A2} = 6040.622\,\frac{kgf}{m}$$

- Presión activa en todo el muro (sin sobrecarga):

$$P_{a2} = P_{A2} - \Delta * H_t$$

$$P_{a2} = 6040.622\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{A1} desde la base del vástago:

$$Z_1 = \frac{(A_{d1})\left(\frac{H}{2}\right) + (A_{d2})\left(\frac{H}{3}\right)}{P_{A1}} = 1.368\,m$$

- Ubicación de P_{A2} desde la base del muro:

$$Z_2 = \frac{(A_{d1})\left(t_z + \frac{H}{2}\right) + (A_{d2})\left(t_z + \frac{H}{3}\right) + (A_{d3})\left(\frac{t_z}{2}\right) + (A_{d4})\left(\frac{t_z}{3}\right)}{P_{A2}} = 1.368\,m$$

- Momento producido por P_{A1}:

$$M_{A1} = P_{A1} * Z_1 = 8265kgf$$

- Momento producido por P_{A2}:

$$M_{A2} = P_{A2} * Z_2 = 11655.687kgf$$

- Momento producido por P_{sc}:

$$M_{sc} = P_{sc} * Z_{sc} = 4771.052kgf$$

- Presión lateral de sobrecarga:

$$P_{sc} = \Delta * H_t = 2385.526\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{sc} desde la base del muro:

$$Z_{sc} = \frac{H_t}{2} = 2\,m$$

- Momento producido por P_{a2}:

$$M_{a2} = M_{A2} * M_{sc} = 6884.635kgf$$

- Presión pasiva en la cimentación del muro:

$$P_p = \frac{1}{2} * k_a * \gamma_s * D_f^2 = 726.114\,\frac{kgf}{m}$$

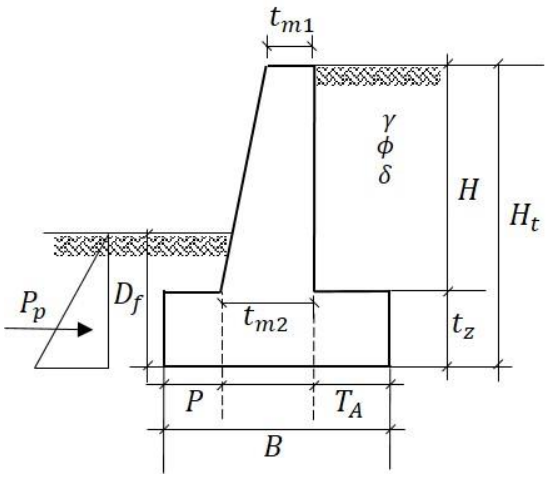


Imagen 6.10: Presión pasiva en el muro de semigravedad. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Estado del muro:**

Calculando el desplazamiento máximo en la parte superior del muro y su deriva, se comparan los resultados con la tabla C3.11.1-1 del Manual del AASHTO 2017 (ver Tabla 3.1, pág. 47) para identificar en qué condiciones de presión está trabajando el muro.

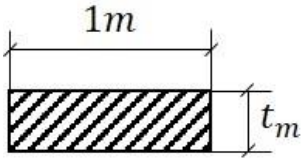


Imagen 6.11: Sección considerada del muro para inercia del muro. Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo de la inercia del muro:

$$I_m = \frac{1}{12} * (1) * \left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right)^3 = 1041666.667 \frac{1}{m} * cm^4$$

- Desplazamiento máximo en la corona:

$$\Delta H = \frac{P_{A1} \cdot {Z_1}^2 \cdot (3 \cdot H - Z_1)}{6 \cdot E_c \cdot I_m} = 0.065\ cm$$

- Deriva del muro:

$$\delta_e = \frac{\Delta H}{H} = 0.0002$$

Comparando el valor del desplazamiento relativo o deriva, con la Tabla 3.1 de la página 47, con relleno de Arena de mediana densidad, se puede ver que el desplazamiento relativo es menor que el valor de 0.002, esto implica que el muro estaría trabajando en estado en reposo, como se espera para muros de gravedad y semigravedad.

6.3.2.2. Revisiones por esfuerzos admisibles:

♦ **Revisión por volcamiento:**

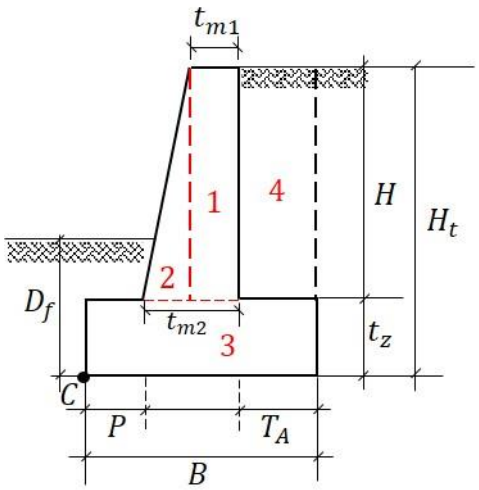


Imagen 6.12: Revisión por volcamiento para muro de semigravedad. Fuente: elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_1 = t_{m1} * H = 1.4m^2$
2) $A_2 = (t_{m2} - t_{m1}) * H * 0.5 = 0.35m^2$
3) $A_3 = t_z * B = 1.9m^2$
4) $A_4 = T_A * H = 7m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_1 = A_1 * \gamma_c = 3360\ kgf/m$

$W_2 = A_2 * \gamma_c = 840\ kgf/m$

$W_3 = A_3 * \gamma_c = 4560\ kgf/m$

$W_4 = A_4 * \gamma_s = 17990\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_1 = P + t_{m2} - t_{m1} * 0.5 = 1.6m$

$x_2 = P + \frac{2}{3}(t_{m2} - t_{m1}) = 1.333m$

$x_3 = B * 0.5 = 1.9m$

$x_4 = P + t_{m2} + T_A * 0.5 = 2.8m$

- Cálculo del momento resistente:

$M_1 = W_1 * x_1 = 5376\ kgf$

$M_2 = W_2 * x_2 = 1120\ kgf$

$M_3 = W_3 * x_3 = 8664\ kgf$

$M_4 = W_4 * x_4 = 50372\ kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$

$\Sigma V = 26750\ Kgf/m$

- Momento de volcamiento:

$\Sigma \mathrm{M}_o = M_{A2} = 1655.687\ kgf$

- Momento Resistente:

$\Sigma M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$

$\Sigma M_R = 65532\ kgf$

- El factor de seguridad contra volcamiento es (ecuación 35, apartado 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 5.622 > 2 \rightarrow OK}$$

♦ Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:

- Fuerza resistente máxima:

$R' = \Sigma V + \tan\delta + B * c'$

$R' = 10807.702\ \ Kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales resistentes:

$\Sigma \mathrm{F}_R = R' + P_p$

$\Sigma \mathrm{F}_R = 11533.815\ Kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales de empuje:

$\Sigma F_d = P_{A2} + P_{sc}$

$\Sigma F_d = 7549.002\ Kgf/m$

- El factor de seguridad contra deslizamiento es (ecuación 36, apartado 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} = 1.528 > 1.5 \rightarrow OK}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

Calculando la ubicación de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base o fuerza resultante, respecto al punto C (ver Imagen 3.7, página 36), se tiene que:

- Momento neto respecto a C:

$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$

$M_{neto} = 53876.313\ kgf$

- Excentricidad de la resultante R:

$e_R = \frac{B}{2} - X_R = -0.114\ m$

- Brazo de la resultante R:

$X_R = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} = 2.014\ m$

Es importante revisar que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o $e_R < B/6$. Siendo $B/6 = 0.633\ m$

- Presión máxima ubicada en la puntera:

$q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{máx} = q_{puntera} = 8307.332\frac{kgf}{m^2}$

- Presión mínima ubicada en el talón:

$q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{min} = q_{talón} = 5771.615\frac{kgf}{m^2}$

- Factores de forma para cimentación continua:

$F_{cs} = 1,\ F_{qs} = 1,\ F_{\gamma s} = 1$

- Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación:

$q = \gamma_s * D_f = 3855\ \frac{kgf}{m^2}$

- Ancho efectivo:

$B' = B - 2 * e_R = 3.572\ m$

Se hace la revisión de D_f/B para saber las ecuaciones a utilizar para los factores de forma, profundidad e inclinación de la Tabla 9.1, anexos página ii. En este caso es igual a $D_f/B = 0.395$, por eso se aplicarán las ecuaciones cuando $D_f/B < 1$.

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi'} = 26.09$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi' = 38.638$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi' = 35.188$$

- Factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90°}\right)^2 = 0.68$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi'}\right)^2 = 0.273$$

$$\Psi = \cot\left(\frac{\Sigma F_d}{\Sigma \mathrm{V}}\right) = 15.8°$$

- Factores de profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan \phi'} = 1.118$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' \, (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1.113$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Capacidad de carga de una cimentación superficial:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = 125020.668 \frac{kgf}{m^2}$$

- El factor de seguridad de capacidad de carga es (ecuación 37, apartado 3.3.1.3. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{cap_de_carga} = \frac{q_u}{q_{puntera}} = 12.07 > 3 \rightarrow OK}$$

6.3.2.3. Análisis por esfuerzos últimos (revisiones AASHTO):

♦ **Revisión contra falla por deslizamiento:**

Se aplican los procedimientos y fórmulas explicados en el apartado 3.3.2.1. de este documento, con $\phi' = 33°$:

- Factor para concreto encofrado contra el suelo:

$C = 1.0$

- Fuerza total vertical:

$\Sigma V = 26750\ \frac{kgf}{m}$

- Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (ec. 48):

$$R_\tau = CV \tan \phi' = 17371.653\ \frac{kgf}{m}$$

- Factor de resistencia por cortante entre el suelo y la fundación, $\varphi_\tau = 0.80$ y factor de resistencia para resistencia pasiva, $\varphi_{ep} = 0.50$ (Tabla 9.7, anexos pág. v).
- Resistencia nominal pasiva del suelo disponible:

$$R_{ep} = P_p = 726.114\ \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes al deslizamiento:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} = 14260.379 \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes totales:

$$R_{Ru} = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep} = 17916.239 \frac{kgf}{m}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

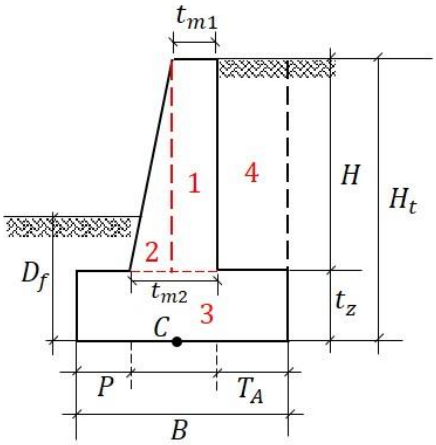


Imagen 6.13: Revisión AASHTO por capacidad de carga para muro de semigravedad. Fuente: Elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_{1a} = t_{m1} * H = 1.4m^2$
2) $A_{2a} = (t_{m2} - t_{m1}) * H * 0.5 = 0.35m^2$
3) $A_{3a} = t_z * B = 1.9m^2$
4) $A_{4a} = T_A * H = 7m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_{1a} = A_{1a} * \gamma_c = 3360\ kgf/m$

$W_{2a} = A_{2a} * \gamma_c = 840\ kgf/m$

$W_{3a} = A_{3a} * \gamma_c = 4560\ kgf/m$

$W_{4a} = A_{4a} * \gamma_s = 17990\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_{1a} = 0.5 * B - (P + t_{m2} - 0.5 * t_{m1}) = 0.3m$

$x_{2a} = 0.5 * B - \left[P + \frac{2}{3}(t_{m2} - t_{m1})\right] = 0.567m$

$x_{3a} = 0.5 * B - 0.5 * B = 0m$

$x_{4a} = 0.5 * B - (B - 0.5 * T_A) = -0.9m$

- Cálculo de momentos:

$M_{1a} = W_{1a} * x_{1a} = 1008\ kgf$

$M_{2a} = W_{2a} * x_{2a} = 476\ kgf$

$M_{3a} = W_{3a} * x_{3a} = 0\ kgf$

$M_{4a} = W_{4a} * x_{4a} = -16191kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V_a = 1.25 * (W_{a1} + W_{2a} + W_{3a} + W_{4a})$

$\Sigma V_a = 33437.5\ Kgf/m$

- Momento Resistente de volcamiento:

$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * \Sigma M_R = 81915\ kgf$

- Excentricidad desde el punto C:

$$e_{Ra} = \frac{1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc} + 1.25 * M_{1a} + 1.25 * M_{2a} + 1.25 * M_{4a}}{\Sigma \mathrm{V}_a} = 0.009m$$

Se hace la revisión de que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o:

$$e_{Ra} < B/6$$

$$0.009m < 0.633\ m \rightarrow OK$$

A continuación, se hacen los cálculos de los elementos que conforman la ecuación de capacidad de carga nominal, según descrito en el apartado 3.3.2.2. página 41 de este documento.

- Presión vertical en la cimentación:

$$q_v = \frac{\Sigma V_a}{B - 2e_{Ra}} = 8840.05\, kgf/m^{\,2}$$

- Longitud de la zapata:

$$L = 100\ m$$

- Factores de capacidad de carga (ecuaciones 44, 45 y 46):

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi'} = 26.09$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi' = 38.638$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi' = 35.188$$

- Factores de forma (Tabla 9.3, anexos pág. iii):

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} * \tan \phi\right) = 1.025$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.026$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.985$$

- Factor de corrección de profundidad d_q (Tabla 9.5, anexos pág. iv):Se realiza la extrapolación para encontrar el valor de d_q, primero para d_q para 32 grados, luego el d_q para 37 grados, y luego se hace extrapolación para el $\phi' = 33°$ y obtener el d_q correspondiente. Teniendo un $\phi' = 33°$ y $D_f/B = 0.395$:

– Valor de d_q para 32 grados:

$$x_{d11} = 1 \qquad y_{d11} = 1.20$$

$$x_{d21} = 2 \qquad y_{d21} = 1.3$$

$$x_{d31} = \frac{D_f}{B} = 0.395$$

$$y_{d31} = m_{d1} * x_{d31} + b_{d1} = 1.139$$

$$m_{d1} = \frac{y_{d21} - y_{d11}}{x_{d21} - x_{d11}} = 0.1$$

$$b_{d1} = y_{d11} - m_{d1} * x_{d11} = 1.1$$

– Valor de d_q para 37 grados:

$$x_{d12} = 1 \qquad y_{d12} = 1.20$$

$$x_{d22} = 2 \qquad y_{d22} = 1.25$$

$$x_{d32} = \frac{D_f}{B} = 0.395$$

$$y_{d32} = m_{d2} * x_{d32} + b_{d2} = 1.17$$

$$m_{d2} = \frac{y_{d22} - y_{d12}}{x_{d22} - x_{d12}} = 0.05$$

$$b_{d2} = y_{d12} - m_{d2} * x_{d12} = 1.15$$

– Valor de d_q para $\phi' = 33$ grados:

$x_{d13} = 1$ $\quad y_{d13} = y_{d31}$

$x_{d23} = 2$ $\quad y_{d23} = y_{d32}$

$$m_{d3} = \frac{y_{d23} - y_{d13}}{x_{d23} - x_{d13}} = 0.006$$

$$x_{d33} = \frac{\phi'}{1°} = 33$$

$$b_{d3} = y_{d13} - m_{d3} * x_{d13} = 0.946$$

$$y_{d33} = m_{d3} * x_{d33} + b_{d3} = 1.146$$

El valor calculado por extrapolación del factor de corrección de profundidad es $d_q = y_{d33} = 1.146$

- Factores de inclinación:

Los componentes para factores de inclinación se basan en la Imagen 3.9: convenciones de carga inclinada, página 44:

– Dirección de carga en el plano de la zapata: $\theta = 0°$

– Ancho de la zapata: $B = 3.8m$

– Carga vertical sin factorar: $V_a = \Sigma V * L = 2675000kgf$

– Carga horizontal sin factorar: $H_a = (P_{a2} + P_{sc}) * L$

$$H_a = 754900.241m * \frac{kgf}{m}$$

Para $\phi' > 0$:

$$i_c = i_q - \left[\left(1 - i_q\right)/\left(N_q - 1\right)\right] = 0.698$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^n = 0.709$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^{(n+1)} = 0.509$$

$$n = \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\cos(\theta)^2 + \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\sin(\theta)^2 = 1.037$$

- Coeficientes $C_{wq}, C_{w\gamma}$ para varias profundidades de agua subterránea (Tabla 9.5, anexos pág. iv)

$D_{w1} = 1.5 * B + D_f = 7.2\ m$

Con el nivel freático considerado como $D_w > D_{w1}$:

$C_{wq} = 1$

$C_{w\gamma} = 1$

- Factores $N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$ (ecuaciones 51,52,53):

$N_{cm} = N_c S_c i_c = 27.643$

$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q = 21.718$

$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma = 17.639$

- La capacidad de carga nominal es (ecuación 50 del presente documento):

$$q_n = c' N_{cm} + \gamma_s D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5 \gamma_s B N_{\gamma m} C_{w\gamma} = 169853.957\ kgf/m^2$$

- El factor de reducción para capacidad de carga es $\varphi_b = 0.45$ (Tabla 9.7, anexos página v).

- La capacidad de carga última es (ecuación 49):

$$q_R = \varphi_b * q_n = 76434.281\ kgf/m^2$$

6.3.2.4. Cálculo del empuje sísmico:

Se necesita definir el tipo de suelo y la zona sísmica para obtener el factor de amplificación según el RNC-07, se utilizarán las consideraciones descritas en el apartado 3.4.5. de este documento. Con ubicación en Managua y teniendo un Suelo Tipo II.

- Factor de amplificación al periodo cero (Tabla 3.4, pág. 54) $F_{pga} = 1.5$
- Peso específico del acero: $PGA = 0.30$

- El coeficiente sísmico de aceleración horizontal, asumiendo cero deformaciones del muro es:

$$k_{h0} = F_{pga} * PGA = 0.45$$

- Asumiendo que el muro puede desarrollar deformaciones, el coeficiente sísmico de aceleración horizontal:

$$k_h = 0.5 * k_{h0} = 0.225$$

- El coeficiente sísmico vertical, para fines de cálculo de empuje se toma igual a cero:

$$k_v = 0$$

Teniendo:

$$\theta_{MO} = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right] = 12.58°$$

- El coeficiente de presión de Mononobe-Okabe es (ecuación 67, apartado 3.4.6. página 54):

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

$$K_{AD} = 0.43$$

- La resultante total bajo condiciones de cargas pseudoestáticas:

$$P_{AD} = \frac{1}{2}K_{AD}\gamma_s H_t^2 = 8935.323\,\frac{kgf}{m}$$

- Incremento del empuje:

$$\Delta_{AD} = P_{AD} - P_{a2} = 3771.846\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de la fuerza resultante:

$$Z_{AD} = \frac{P_{a2} * \left(\frac{H_t}{3}\right) + \Delta_{AD} * (0.60 * H_t)}{P_{AD}} = 1.784\,m$$

- Momento causado por la fuerza dinámica:

$$M_{AD} = Z_{AD} * P_{AD} = 15937.067\,kgf$$

♦ **Cálculo de las fuerzas inerciales:**

El cálculo de las fuerzas inerciales para la estabilidad general (apartado 3.4.3. página 49):

$$P_I = k_h * \Sigma V_a = 7523.438\, kgf/m$$

♦ **Fuerza sísmica:**

Tomando en cuenta las consideraciones del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.3. de este documento, la fuerza sísmica es la mayor de:

$$\gamma_{EQ1} = 1.00\, P_{AD} + 0.50 * P_I = 12697.042\, kgf/m$$

$$\gamma_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * P_{AD}, P_{A2}) = 12686.914\, kgf/m$$

- La fuerza sísmica P_{EQ} es:

$$P_{EQ} = Máx(\gamma_{EQ1}, \gamma_{EQ2}) = 12697.042\, kgf/m$$

- El momento del EQ es:

$$M_{EQ1} = 1.00\, M_{AD} + 0.50 * \Sigma M_R = 48703.067\, kgf$$

$$M_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * M_{AD}, M_{A2}) = 73500.533\, kgf$$

$$M_{EQ} = Máx(M_{EQ1}, M_{EQ2}) = 73500.533\, kgf$$

6.3.2.5. Combinaciones de carga:

Aplicando las consideraciones de combinaciones de carga del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.7. página 56:

- Resistencia Ia:

$$P_{uIa} = 0.9 * \Sigma V + 1.5 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 35994.885\, kgf/m$$

$$M_{uIa} = 0.9 * \Sigma M_R + 1.5 * M_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 77655.094\, kgf$$

- Resistencia Ib:

$$P_{uIb} = 1.25 * \Sigma V + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 45357.385\ kgf/m$$

$$M_{uIb} = 1.25 * \Sigma M_R + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 100591.294\ kgf$$

- Evento extremo I:

$$P_{ueI} = 1.00 * \Sigma V + 0.50 * P_{sc} + 1.00 * P_{EQ} = 40639.805\ kgf/m$$

$$M_{ueI} = 1.00 * \Sigma M_R + 0.50 * M_{sc} + 1.00 * M_{EQ} = 141418.059\ kgf$$

- Servicio I:

$$P_{usI} = 1.00 * \Sigma V + 1.00 * P_{sc} + 1.00 * P_{a2} = 34299.002\ kgf/m$$

$$M_{usI} = 1.00 * \Sigma M_R + 1.00 * M_{sc} + 1.00 * M_{a2} = 77187.687\ kgf$$

6.3.2.6. Relaciones Demanda-Capacidad:

Por medio de las relaciones demanda-capacidad se determina si el muro con las dimensiones elegidas resiste las fuerzas externas, tanto en volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga. Los resultados de los cocientes deben de ser menores que uno para determinar que el muro tendrá un buen desempeño en los eventos considerados en el diseño.

- Volcamiento:

Momento de volcamiento último:

$$\Sigma M_{ou} = 1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc}$$

$$\Sigma M_{ou} = 18676.294\ kgf$$

Momento resistente de volcamiento:

$$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * M_R$$

$$\Sigma M_{Ru} = 81915\ kgf$$

Relación Demanda-Capacidad de volcamiento:

$$R_{DCV} = \frac{\Sigma M_{ou}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.228 \rightarrow OK$$

- Deslizamiento:

Fuerza deslizante última:

$$\Sigma F_{du} = 1.50 * P_{a2} + 1.75 * P_{sc}$$

$$\Sigma F_{du} = 11919.885 \ kgf/m$$

Fuerza última resistente al deslizamiento:

$$\Sigma R_u = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep}$$

$$\Sigma R_u = 17916.239 \, kgf/m$$

Relación Demanda-Capacidad por deslizamiento:

$$R_{DCD} = \frac{\Sigma M_{du}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.665 \rightarrow OK$$

- Capacidad de carga:

Máxima demanda del suelo:

$$P_{us} = max(P_{uIa}, P_{uIb}, P_{ueI}, P_{usI})/1m$$

$$P_{us} = 45357.385 \ kgf/m^2$$

Relación Demanda-Capacidad de

$$R_{DCC} = \frac{\mathrm{P}_{us}}{q_{ua}} = 0.593 \rightarrow OK$$

Capacidad de carga ultima:

$$q_{ua} = 76434.281 \, kgf/m^2$$

6.3.3. Diseño estructural:

Se aplicará el método de resistencias para el diseño de los elementos del muro, se trabajará por partes la punta, el talón y el vástago del muro, se diseñarán como una viga en voladizo y se utilizarán las consideraciones de diseño del ACI-318.

6.3.3.1. Diseño de la punta:

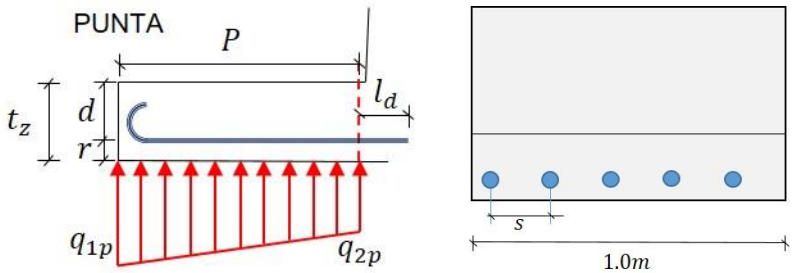


Imagen 6.14: Análisis de la punta; vista longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Fuerzas en la punta:

Se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60.

$$q_{1p} = 1.6 * q_{máx} = 13291.731$$

$$q_{2p} = 1.6 * \left(\frac{(q_{máx} - q_{min}) * (B - P)}{B} + q_{min}\right) = 12010.527\ kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv1} = \left(\left(q_{2p} * P\right)(P * 0.5) + \left(q_{1p} - q_{2p}\right)(P * 0.5)\left(\frac{2}{3} * P\right)\right) * 1m$$

$$M_{uv1} = 9262.558\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_1 = t_z = 0.5m$
- Base de la sección: $b_1 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre1} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 5 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_1 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_1 = 5$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_1 = r_{libre1} + dv_1 * 0.5 = 8.45cm$
- Peralte efectivo: $d_1 = h_1 - r_1$

  $d_1 = 0.415m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin1} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_1 * d_1, \frac{14}{f_y} * b_1 * d_1\right) = 13.789cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp1} = \pi * \frac{{dv_1}^2}{4} * nv_1 = 14.251\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_1 = \frac{a_1}{\beta_1} = 0.029m$$

$$a_1 = \frac{A_{smin1} * f_y}{0.85 * f'_c * b_1} = 2.43cm$$

$$\epsilon_{t1} = \frac{d_1 - c_1}{c_1} * 0.003 = 0.04$$

$$T_1 = A_{sp1} * f_y = 60117.291\ kgf$$

$M_{n1} = T_1 * \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)$

$M_{n1} = 24245.814\ kgf * m$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n1} = 21821.233\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n1} > M_{uv1} \rightarrow OK}$

- El momento máximo en la punta:

$M_{uv1} = 9262.558\ kgf * m$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$s_1 = \frac{100cm}{nv_1} = 20\ cm$

- Espaciamiento libre:

$s_{libre1} = s_1 - dv_1 = 18.095cm$

$2dv_1 = 3.81cm$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Se determina la longitud de desarrollo de la punta según las normas descritas en el apartado 4.2.1. página 63 de este documento:

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre1} > 2dv_1$; el recubrimiento libre, $r_{libre1} > dv_1$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da1} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_1 = 72.61cm \approx 73cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco diferente a 30cm, otro): $\Psi_t = 1$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db1} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right) * d_b = 43.812cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b1} = \min(r_1, s_1 * 0.5) = 8.453$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 4.437 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para la punta es:

$$l_d = \max(l_{da1}, l_{db1}, 30cm) = 0.73m$$

♦ **Revisión del cortante máximo:**

Se analiza si la punta cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c1} = 36927.501\ kgf$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c1} = 27695.626\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c1} > V_{u1} \rightarrow OK}$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- El cortante máximo en la punta:

$V_{u1} = (q_{1p} + q_{2p}) * P * 0.5 * 1m$

$V_{u1} = 11850.224\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 5 varillas #6 para el refuerzo de la punta es adecuada (Imagen 6.14).

6.3.3.2. Diseño de talón:

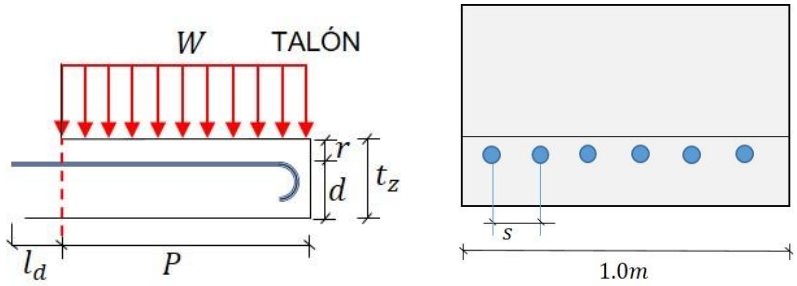


Imagen 6.15: Análisis del talón; vista longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Carga aplicada en el talón (se multiplica por 1.2 por considerar la combinación de carga para carga muerta debido al peso del suelo y el peso propio del talón a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60):

$$W_{uv2} = 1.2 * (\Delta + \gamma_s * H + \gamma_c * t_z) = 12949.658\ kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv2} = (W_{uv2} * T_A) * (T_A * 0.5) * 1m = 25899.316\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_2 = t_z = 0.5m$
- Base de la sección: $b_2 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$

- Recubrimiento para elemento expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre2} = 5.0cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 6 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_2 = 6$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_2 = r_{libre2} + dv_2 * 0.5 = 5.953cm$
- Peralte efectivo: $d_2 = h_2 - r_2$

  $d_2 = 0.44m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin2} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_2 * d_2, \frac{14}{f_y} * b_2 * d_2\right) = 14.618\ cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp2} = \pi * \frac{{dv_2}^2}{4} * nv_2 = 17.101\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_2 = \frac{a_2}{\beta_1} = 0.03m$$

$$a_2 = \frac{A_{smin2} * f_y}{0.85 * f'_c * b_2} = 2.58cm$$

$$\epsilon_{t2} = \frac{d_2 - c_2}{c_2} * 0.003 = 0.041$$

$$T_2 = A_{sp2} * f_y = 72140.749\ kgf$$

$$M_{n2} = T_2 * \left(d_2 - \frac{a_2}{2}\right)$$

$$M_{n2} = 30845.683\ kgf * m$$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n2} = 27761.115\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n2} > M_{uv2} \rightarrow OK}$

- El momento máximo en el talón:

$M_{uv2} = 25899.316\ kgf * m$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$s_2 = \frac{100cm}{nv_2} = 16.66 \approx 17cm$

- Espaciamiento libre:

$s_{libre2} = s_2 - dv_2 = 15.1cm$

$2dv_2 = 3.81cm$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre2} > 2dv_2$; el recubrimiento libre, $r_{libre2} > dv_2$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da2} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_2 \approx 95cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco mayor a 30cm, debajo del refuerzo): $\Psi_t = 1.3$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db2} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)}\right) * d_b = 56.956cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b2} = \min(r_2, s_2 * 0.5) = 5.95$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 3.125 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para el talón es:

$$l_d = \max(l_{da2}, l_{db2}, 30cm) = 0.95m$$

♦ **Revisión del cortante máximo:**

Se analiza si el talón cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c2} = 39149.506\ kgf$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c2} = 29362.129\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c2} > V_{u2} \rightarrow OK}$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u2} = Wuv_2 * T_A * 1m$

$V_{u2} = 25899.316\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 6 varillas #6 para el refuerzo del talón es adecuada (Imagen 6.15)

6.3.3.3. Acero por contracción y temperatura:

En muros de contención con refuerzo, luego de diseñar la punta y el talón como una viga en voladizo, al momento de analizar la unión de ellas, la base del muro se considera como una losa en una dirección, por tanto, luego de haber diseñado el refuerzo por flexión, se debe agregar un refuerzo perpendicular a este, llamado como cuantía por retracción y temperatura en el manual del ACI-318. Éstas consideraciones están descritas en el apartado 4.1.4.2. página 63.

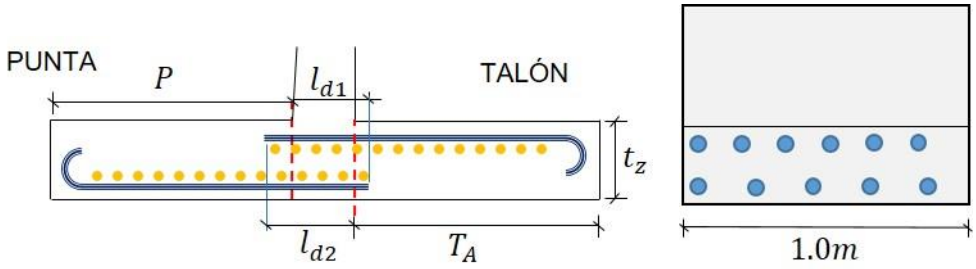


Imagen 6.16: Detalle de refuerzo para unión punta-talón, refuerzo por retracción; vista del refuerzo en la sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo un $f_y = 60ksi = 4218.417\ kgf/cm^2$, se revisa la tabla de cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura (Tabla 9.13, anexos página ix) y se tiene que sebe ser el mayor que los siguientes valores:

a) $\dfrac{0.0018 * 4200\ kgf/cm^2}{f_y} = 0.002$

b) 0.0014

Entonces, la cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura $\rho_r = 0.002$. Ahora, el área de cuantía mínima considerando el área bruta de la base:

$$\rho_r * B * t_z = 34.051cm^2$$

Proponiendo varillas #4 para el acero por contracción y temperatura:

- Diámetro de varilla propuesto: $dv_r = \frac{1}{2}plg.$
- Área de varilla por retracción y temperatura: $Av_r = \frac{\pi * dv_r}{4}$ $Av_r = 1.27cm^2$
- Cantidad de varillas requeridas: $nv_r = \frac{A_{minr}}{Av_r}$ $nv_r = 37.40$ $nv_r \approx 38\ var$
- Distancia centro a centro entre varillas: $s_r = \frac{L_r}{nv_r}$ $s_r = 14.73cm$ $s_r \approx 15cm$

- La longitud de desarrollo de las varillas (para ver el espaciamiento disponible para ubicar las varillas):

$$L_r = T_A + P - (r_{libre1} + r_{libre2} + dv_1 + dv_2) + l_{d1} + l_{d2} = 4.7m$$

Por lo tanto, el refuerzo para contracción y temperatura serán de 38 varillas #4, repartidas como 19 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para la punta y 19 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para el talón, a una distancia de 15cm. de centro a centro entre varilla (ver Imagen 6.16).

6.3.3.4. Diseño del vástago:

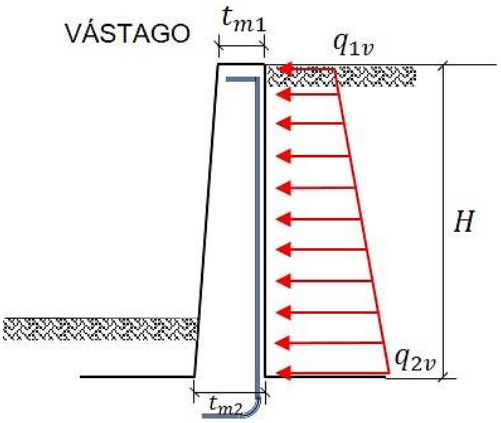


Imagen 6.17: Análisis del Vástago. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Carga aplicada en vástago (se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva debido al empuje del suelo y la carga de sobrecarga y el empuje sísmico como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60):

$$q_{1v} = 1.6 * \Delta = 954.21\ kgf/m^2$$

$$q_{2v} = 1.6 * (\sigma'_{h2}) + \frac{1}{2} * K_{AD} * \gamma_s * H = 6523.249\ kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv3} = \left((q_{1v} * H)\left(\frac{H}{2}\right) + (q_{2v} - q_{1v})\left(\frac{H}{2}\right)\left(\frac{H}{3}\right) \right) * 1m = 17214.653\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_3 = t_{m2} = 0.6m$
- Base de la sección: $b_3 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre3} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 7 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_3 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_3 = 7$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_3 = r_{libre3} + dv_3 * 0.5 = 8.453cm$
- Peralte efectivo: $d_3 = h_3 - r_3$

  $d_3 = 0.515m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin3} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_3 * d_3, \frac{14}{f_y} * b_3 * d_3 \right) = 17.107\ cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp3} = \pi * \frac{{dv_3}^2}{4} * nv_3 = 19.952\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$a_3 = \frac{A_{smin3} * f_y}{0.85 * f'_c * b_3} = 3.019\ cm$$

$$T_3 = A_{sp3} * f_y = 84164.208\ kgf$$

$$M_{n3} = T_3 * \left(d_3 - \frac{a_3}{2}\right)$$

$$M_{n3} = 42114.1\ kgf * m$$

$$c_3 = \frac{a_3}{\beta_1} = 0.036m$$

$$\epsilon_{t3} = \frac{d_3 - c_3}{c_3} * 0.003 = 0.041$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n3} = 37902.69\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n3} > M_{uv3} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo en el talón:

$$M_{uv3} = 17214.653\ kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_3 = \frac{100cm}{nv_3} \approx 15cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre3} = s_3 - dv_3 = 13.095cm$$

$$2dv_3 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo para el vástago:**

Para el refuerzo del vástago, la longitud de desarrollo necesaria para cumplir con la tensión mínima del refuerzo, no alcanzaría en el espacio disponible que tiene debajo que es el de la altura de la zapata, es por eso que se tiene que recurrir a utilizar un gancho estándar (ver apartado 4.2.2. pág. 65), la cual su geometría está descrita en la tabla 25.3.1. del ACI 318S-14 (Tabla 9.14, anexos pág. x).

El gancho estándar que se usará es un gancho de 90 grados, teniendo varilla #6, el diámetro mínimo de doblado es $6dv_3 = 11.43cm \approx 12cm$ y la extensión recta es $l_{ext} = 12dv_3 = 22.86cm \approx 23cm$.

Los factores de modificación λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.15 (anexos página xi):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor de recubrimiento (para ganchos de 90° con recubrimiento $\geq 5\ cm$) $\Psi_c = 0.7$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de confinamiento de refuerzo (para la opción "otros") $\Psi_r = 1.0$

La longitud de desarrollo del gancho estándar l_{dh}, es el mayor de a, b o c:

a) $\left(\frac{0.075 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f_c{}'}}\right) * d_b = 25.15cm \approx 26cm$

b) $8d_b = 15.2cm \approx 16cm$

c) $15cm$

Entonces, $l_{dh} = 26cm$.

Se requiere conocer la longitud disponible para el desarrollo del gancho estándar:

$$l_{dhdisp} = t_z - r_{libre1} - dv_1 - dv_r = 39.325cm$$

Ya que $l_{dhdisp} > l_{dh}$, se determina que la longitud de desarrollo calculada alcanza para que el refuerzo del vástago trabaje correctamente a tensión.

♦ Revisión del cortante máximo para el vástago:

Se analiza si el vástago cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

$V_{c3} = 45815.521\ kgf$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c3} = 34361.64\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c3} > V_{u3} \rightarrow OK}$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u3} = (q_{1v} + q_{2v}) * H * 0.5 * 1m$

$V_{u3} = 13085.548\ kgf$

En conclusión, se utilizarán 7 varillas #6 para el refuerzo del vástago, con un gancho estándar de 90 grados con $l_{dh} = 26cm$, un diámetro interior mínimo de doblado de $10d_b = 19.05cm$ y extensión recta es $l_{ext} = 10d_b = 23cm$, para la pantalla interior del vástago.

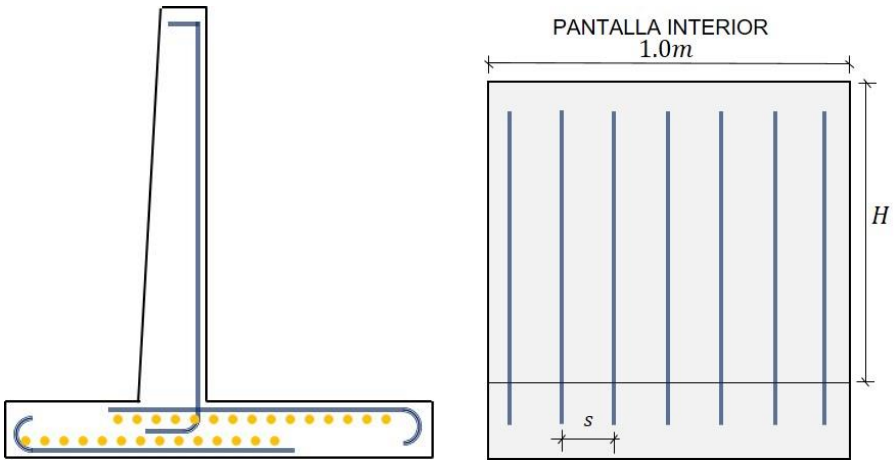


Imagen 6.18: Refuerzo vertical para pantalla interior del vástago; vista refuerzo sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Cálculo del refuerzo horizontal:**

Para el refuerzo horizontal del vástago se utilizarán las observaciones del ACI-318 descritas en el apartado 4.2.3. página 65 del presente documento:

Debido a que $V_u \leq 0.5\phi V_c \rightarrow 13085.5\ kgf \leq 17180.8kgf$, el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo y refuerzo horizontal ρ_t mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1 (Tabla 9.16, anexos pág. xii).

- Refuerzo longitudinal:

$\rho_l = 0.0015$

- Refuerzo horizontal:

$\rho_t = 0.0025$

- Área mínima de refuerzo horizontal para el vástago (tomando el área bruta de la sección con el espesor promedio del vástago):

$$A_{minhv} = \rho_{minh} * \left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right) * H$$

$$A_{minhv} = 43.75cm^2$$

Para el refuerzo horizontal se proponen varillas #4:

- Diámetro de varilla propuesto para refuerzo horizontal:

$$dv_{phv} = \frac{1}{2} in$$

- Área de varilla propuesta:

$$A_{phv} = \frac{\pi * {dv_{phv}}^2}{4} = 1.27cm^2$$

- Cantidad de varillas requeridas:

$$nv_{phv} = \left(\frac{A_{minhv}}{A_{phv}}\right) = 34.537$$

$$nv_{phv} \approx 35varillas$$

- Cantidad de varillas requeridas para pantalla interior:

$$nv_{phi} = \left(\frac{nv_{phv}}{2}\right) \approx 18varillas$$

- Separación entre varillas de refuerzo horizontal para pantalla inferior:

$$s_{peh} = \frac{H - r_{libre3} - dv_3}{nv_{phi} - 1} = 20.04cm$$

$$s_{peh} \approx 20cm$$

Respecto a los muros de semigravedad, el refuerzo calculado en el vástago sólo tiene el refuerzo de la pantalla interior del muro, ya que se considera que el refuerzo para estos muros es ligero para reducir la cantidad de concreto a utilizar, respaldándose del acero para que éstos resistan los esfuerzos de flexión. En el caso de muros en voladizo se calcula el refuerzo tanto para la pantalla interior como para la pantalla exterior.

El refuerzo para el muro de semigravedad diseñado se ubicará de la siguiente manera:

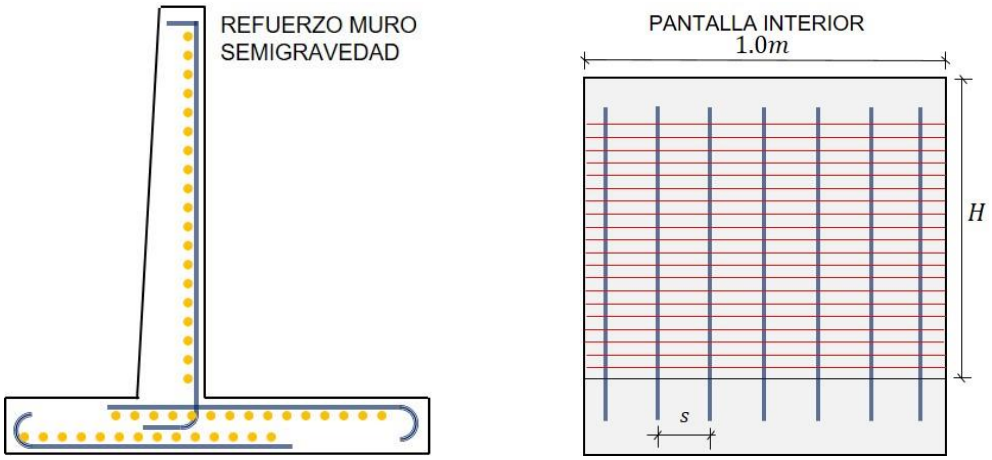


Imagen 6.19: Refuerzo muro de contención de semigravedad. Fuente: Elaboración propia.

6.4. Drenaje para muros proyecto A:

Según las opciones de drenaje explicadas en el apartado 3.5, página 57, ya que el muro de gravedad no tiene refuerzo y el muro de semigravedad tiene poco refuerzo, se pueden utilizar lloraderos de 4 pulgadas, a una distancia centro a centro de 2.5 metros verticalmente y 1.5 horizontalmente a lo largo del muro para reducir el empuje del agua estancada en el trasdós del muro.

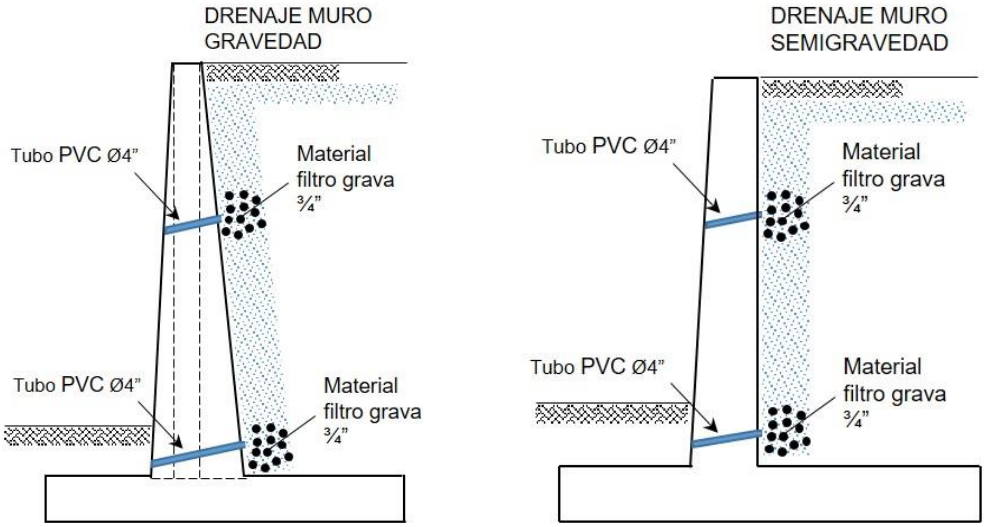


Imagen 6.20: Ubicación drenaje en muros del proyecto A; muro de contención de gravedad y muro de semigravedad.

6.5. Comparación muros proyecto A:

Luego de diseñar los muros de gravedad y de semigravedad, utilizando los mismos datos de diseño y la misma ubicación en el proyecto A, se puede hacer una comparación de las dimensiones obtenidas en cada muro, en este caso se puede comparar la cantidad concreto según las dimensiones diseñadas.

- Muro de gravedad:

Área total de concreto (ver Imagen 6.5, pág. 75):

$\Sigma A_c = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$

$\Sigma A_c = 3.87m^2$

Peso de concreto por longitud unitaria (pág. 75):

$\Sigma W_c = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$

$\Sigma W_c = 9288\ kgf/m$

- Muro de semigravedad:

Área total de concreto (ver Imagen 6.12, pág. 95)

$\Sigma A_c = A_1 + A_2 + A_3$

$\Sigma A_c = 3.65m^2$

Peso de concreto por longitud unitaria (pág. 95):

$\Sigma W_c = W_1 + W_2 + W_3$

$\Sigma W_c = 8760\ kgf/m$

Al hacer una comparación de las áreas y pesos correspondientes al concreto utilizado en cada muro, se puede comprobar que el muro de gravedad tiene mayor cantidad de concreto en su diseño que el muro de semigravedad, esto es porque el muro de semigravedad, utiliza refuerzo para reducir las dimensiones del muro y apoyarse en el acero para resistir los esfuerzos causados por el suelo.

7. CAPITULO 7: PROYECTO B:

7.1. Datos del proyecto:

Profundidad (m)		Golpes por pie	SUCS	Compacidad relativa	Consistencia	Peso específico kg/m^3	ϕ (grados)	Es kg/cm^2
Desde	Hasta							
0.00	0.46	11	GC	Media	-	2170	26	225
0.46	0.91	15	SG	Media	-	2490	28	459
0.91	1.37	7	CL	-	Medio	2530	24	570
1.37	1.83	12	CL	-	Duro	2530	27	976
1.83	2.28	37	SP	Denso	-	2620	36	186
2.28	2.74	27	SP	Medio	-	2620	33	156
2.74	3.20	5	SC	Suelto	-	2480	23	90
3.20	3.65	18	SM	Suelto	-	2570	20	129
3.65	4.11	25	SM	Medio	-	2630	32	150
4.11	4.57	22	SM	Medio	-	2680	31	141
4.57	5.02	47	SM	Denso	-	2590	39	216
5.02	5.48	45	SM	Denso	-	2350	38	210
5.48	5.94	42	SM	Denso	-	2350	37	201
5.94	6.39	44	SM	Denso	-	2350	38	207
6.39	6.85	80	SM	Muy denso	-	2350	46	315
6.85	7.31	N>50	-	-	-	-	39	225
7.31	7.76	N>50	-	-	-	-	39	225
7.76	8.22	N>50	-	-	-	-	39	225
8.22	8.68	N>50	-	-	-	-	39	225
8.68	9.14	N>50	-	-	-	-	39	225
9.14	9.59	27	SM	Medio	-	1690	33	156
9.59	10.05	20	SM	Medio	-	2600	30	135
10.05	10.51	25	SM	Medio	-	2600	32	150

Tabla 7.1: Tabla con elementos de sondeo del proyecto B. Fuente: Datos proporcionados por la Alcaldía de Managua

En los datos del proyecto B, se define ubicado en la ciudad de Managua para retener un talud de 6 metros de altura donde se espera que sobre el relleno tenga uso vehicular.

Para los ejemplos de muro en voladizo y muro con contrafuertes, se utilizaron los datos proporcionados del proyecto B, presentados en la tabla de sondeos. Para facilitar cálculos, se simplificó en 2 estratos definidos de la siguiente manera: de 0.0 metros a 4.57 metros, los golpes por pie son en promedio de 18 golpes por pie, utilizando los valores de esa fila, el peso específico es de 2570 $kg/\,m^3$, ángulo de fricción interna $\phi = 20°$ y módulo de elasticidad del suelo de 129 $kg/\,cm^2$, y para el segundo estrato que es desde los 4.57 metros, los golpes por pie son en promedio 45 golpes por pie, utilizando los valores de esa fila, el peso específico es de 2350 $kg/\,m^3$, ángulo de fricción interna $\phi = 38°$ y módulo de elasticidad del suelo de 210 $kg/\,cm^2$.

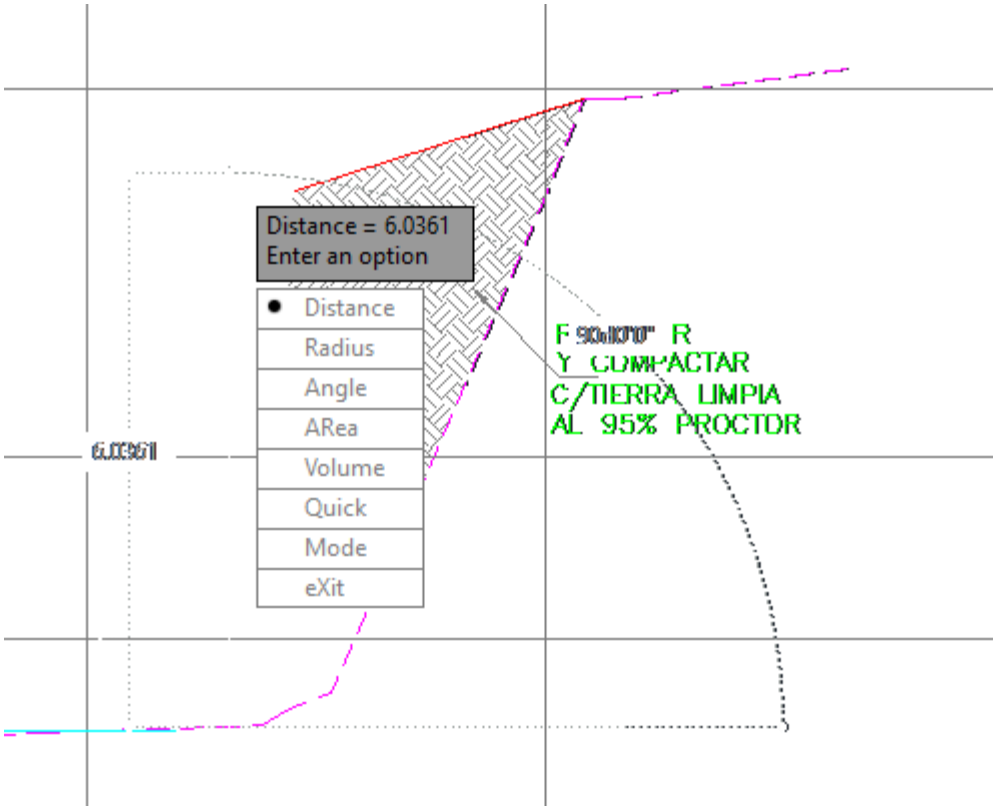


Imagen 7.1: altura de talud de suelo a retener. Fuente: Planos proporcionados de proyecto B

7.2. Ejemplo muro en voladizo:

Se necesita contener un suelo de 6 metros de altura, el cual se requiere utilizar para uso vehicular. Los datos de suelo están definidos en la tabla de sondeos del proyecto B, ubicado en la ciudad de Managua, los cuales se resumieron en dos estratos principales.

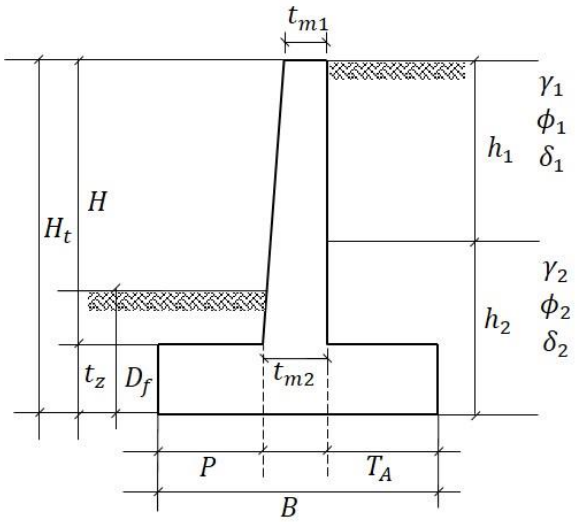


Imagen 7.2: Dimensiones muro de contención en voladizo. Fuente: elaboración propia

7.2.1. Información de diseño:

7.2.1.1. Geometría del muro:

- Altura del muro: $H = 5.1m$.
- Espesor de la zapata: $t_z = 1.0m$
- Profundidad de desplante: $D_f = 1.6m$
- Espesor de corona: $t_{m1} = 0.40m$
- Base del vástago: $t_{m2} = 0.75m$
- Pie: $P = 2.1m$
- Talón: $T_A = 3.0m$
- Base: $B = T_A + t_{m2} + P = 5.85m$
- Altura total: $H_t = H + t_z = 6.1m$

7.2.1.2. Datos del suelo:

♦ **Estrato 1:**

- Altura del estrato: $h_1 = 4.57m$
- Peso específico del suelo: $\gamma_{s1} = 2570\frac{kgf}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi_1 = 20°$
- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta_1 = \frac{2}{3}\cdot\phi_1$ $\delta = 13°$
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_{s1} = 129\frac{kgf}{cm^2}$
- Inclinación del terreno: $\beta = 0°$
- Inclinación de la cara interna del muro respecto a la horizontal: $\theta_h = 90°$

♦ **Estrato 2:**

- Altura del estrato: $h_2 = H_t - h_1$ $h_2 = 1.53m$
- Peso específico del suelo: $\gamma_{s2} = 2350\frac{kgf}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi_2 = 38°$
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_{s2} = 210\frac{kgf}{cm^2}$
- Cohesión en la cimentación: $c' = 0\frac{kgf}{m^2}$
- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta_2 = \frac{2}{3}\cdot\phi_2$ $\delta_2 = 25°$

7.2.1.3. Datos de los materiales:

- Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400\frac{kgf}{m^3}$
- Resistencia a compresión del concreto: $f'_c = 4000psi$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 253224\frac{kgf}{cm^2}$
- Peso específico del acero: $\gamma_a = 1750\frac{kgf}{m^3}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 60ksi$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_a = 2038902\frac{kgf}{cm^2}$

7.2.2. Análisis geotécnico:

Luego de ver los datos, se definen las normas a utilizar. Se usarán las normas del AASHTO LRFD Bridge 2017 debido a que es para uso vehicular. Los valores usados en geometría del muro, son valores preliminares de diseño, los cuales se evaluarán por estabilidad para ver si cumplen con los requerimientos para el diseño; si no cumplen, se cambiarán y volverán a evaluarse hasta cumplir.

7.2.2.1. Análisis por esfuerzos admisibles:

♦ **Cálculo de la altura equivalente según AASHTO:**

Es necesario conocer la altura equivalente del muro para calcular el valor de la sobrecarga, en este caso, debido a que el uso del muro será para soportar peso vehicular, se utilizarán las especificaciones para diseño de LRFD de Puentes AASHTO 2017. La altura equivalente de suelo para carga vehicular en muros está determinada por la tabla 3.11.6.4-2 del AASHTO (ver tabla Tabla 3.2, pág. 49).

La altura total del muro es de $H_t = 6.1\ m$; considerando que la distancia entre el trasdós y el tráfico es de 0 metros, se interpolan los valores de la tabla y se obtiene que la altura equivalente es $h_{eq} = 0.61\ m$.

El esfuerzo vertical de sobrecarga vehicular es: $q_s = \gamma_{s1} * h_{eq} = 1566.672\ kgf/m^2$

♦ **Coeficiente de presión activa de Coulomb:**

Calculando el coeficiente de presión activa de Coulomb, ecuación 14, sección 2.2.2.2. de este documento:

- Estrato 1:

$$k_{a1} = \frac{\sin(\theta_h + \phi_1)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta_1) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_1) \cdot \sin(\phi_1 - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta_1) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.361$$

- Estrato 2:

$$k_{a2} = \frac{\sin(\theta_h + \phi_2)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi_2 - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta_2) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.216$$

La presión de sobrecarga por tanto es: $\Delta = k_{a1} * \gamma_{s1} * h_{eq} = 566\, kgf/m^2$

♦ Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales:

En este caso se calculan las presiones verticales y horizontales a 4 profundidades importantes: a nivel superficial, a la altura del primer estrato, a la altura del vástago y considerando la altura total del muro:

En $z = 0$,	$\sigma'_{o1} = \gamma_{s1} * h_{eq} = 1566.672\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel superficial
	$\sigma'_{h1} = k_{a1} * \sigma'_{o1} = 566.049\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel superficial
En $z = h_1$,	$\sigma'_{o2} = \sigma'_{o1} + \gamma_{s1} * h_1 = 13311.6\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel del estrato 1
	$\sigma'_{h2} = k_{a1} * \sigma'_{o2} = 4809.562\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel del estrato 1
En $z = H$,	$\sigma'_{o3} = \sigma'_{o2} + \gamma_{s2} * (H - h_1)$ $\sigma'_{o3} = 14557.072\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura del vástago
	$\sigma'_{h3} = \sigma'_{h2} + k_{a2} * \gamma_{s2} * (H - h_1)$ $\sigma'_{h3} = 5078.231\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura del vástago
En $z = H_t$,	$\sigma'_{o4} = \sigma'_{o3} + \gamma_{s2} * t_z = 16907.07\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura total del muro
	$\sigma'_{h4} = \sigma'_{h3} + k_{a2} * \gamma_{s2} * t_z$ $\sigma'_{h4} = 5585.154\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura total del muro

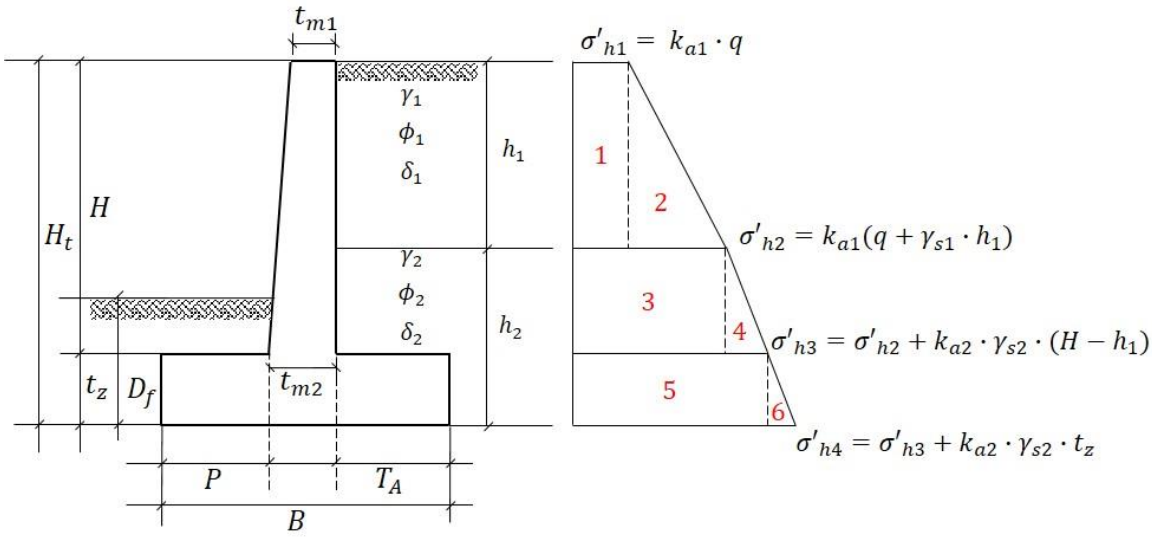


Imagen 7.3: Diagrama de esfuerzos horizontales para muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

Mediante el diagrama de esfuerzos horizontales, se calculan las presiones totales a cada profundidad z por medio del cálculo de cada área:

- Área 1:

$$A_{d1} = h_1 * \sigma'_{h1} = 2586.845 \frac{kgf}{m}$$

- Área 2:

$$A_{d2} = 0.5 * h_1 * (\sigma'_{h2} - \sigma'_{h1})$$

$$A_{d2} = 9696.427 \frac{kgf}{m}$$

- Área 3:

$$A_{d3} = (H - h_1) * \sigma'_{h2}$$

$$A_{d3} = 2549.068 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral a la altura del vástago (H):

$$P_{A1} = A_{d1} + A_{d2} + A_{d3} + A_{d4}$$

$$P_{A1} = 14903.538 \frac{kgf}{m}$$

- Área 4:

$$A_{d4} = 0.5 * (H - h_1) * (\sigma'_{h3} - \sigma'_{h2})$$

$$A_{d4} = 71.197 \frac{kgf}{m}$$

- Área 5:

$$A_{d5} = t_z * \sigma'_{h1} = 5078.231 \frac{kgf}{m}$$

- Área 6:

$$A_{d6} = 0.5 * t_z * (\sigma'_{h4} - \sigma'_{h3})$$

$$A_{d6} = 253.461 \frac{kgf}{m}$$

- Presión activa a la altura del vástago (sin sobrecarga):

$$P_{a1} = P_{A1} - \Delta * H = 12016.686 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral en todo el muro (H_t):

$$P_{A2} = P_{A1} + A_{d5} + A_6$$

$$P_{A2} = 20235.23\,\frac{kgf}{m}$$

- Presión activa en todo el muro (sin sobrecarga):

$$P_{a2} = P_{A2} - \Delta * H_t$$

$$P_{a2} = 16782.33\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{A1} desde la base del vástago:

$$Z_1 = \frac{(A_{d1})\left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) + (A_{d2})\left(H - \frac{2 * h_1}{3}\right) + (A_{d3})\left(\frac{H - h_1}{2}\right) + (A_{d4})\left(\frac{H - h_1}{3}\right)}{P_{A1}}$$

$$Z_1 = 2.044\ m$$

- Ubicación de P_{A2} desde la base del muro:

$$Z_2 = \frac{A_{d1}\left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) + A_{d2}\left(h_2 + \frac{h_1}{3}\right) + A_{d3}\left(t_z + \frac{H - h_1}{2}\right) + A_{d4}\left(t_z + \frac{H - h_1}{3}\right) + A_{d5}\left(\frac{t_z}{2}\right) + A_{d6}\left(\frac{t_z}{3}\right)}{P_{A2}}$$

$$Z_2 = 2.244\ m$$

- Momento producido por P_{A1}:

$$M_{A1} = P_{A1} * Z_1 = 30466.893\ kgf$$

- Momento producido por P_{A2}:

$$M_{A2} = P_{A2} * Z_2 = 45407.188\ kgf$$

- Momento producido por P_{sc}:

$$M_{sc} = P_{sc} * Z_{sc} = 10531.348\ kgf$$

- Presión lateral de sobrecarga:

$$P_{sc} = \Delta * H_t = 3452.901\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{sc} desde la base del muro:

$$Z_{sc} = \frac{H_t}{2} = 3.05\ m$$

- Momento producido por P_{a2}:

$$M_{a2} = M_{A2} * M_{sc} = 34875.841 kgf$$

- Presión pasiva en la cimentación del muro:

$$P_p = \frac{1}{2} * k_{a2} * \gamma_{s2} * D_f^2 = 648.861\,\frac{kgf}{m}$$

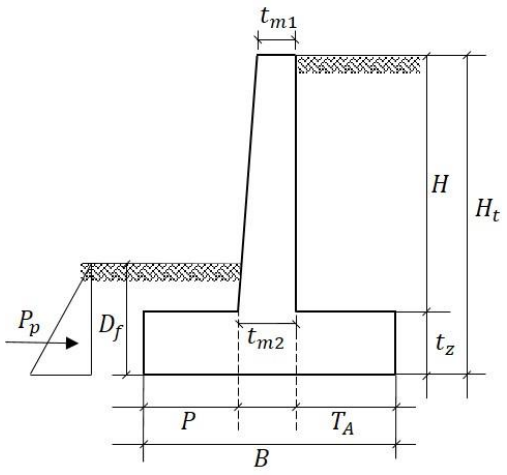


Imagen 7.4: Presión pasiva en el muro de contención en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Estado del muro:**

Calculando el desplazamiento máximo en la parte superior del muro y su deriva, se comparan los resultados con la tabla C3.11.1-1 del Manual del AASHTO 2017 (ver Tabla 3.1, pág. 47) para identificar en qué condiciones de presión está trabajando el muro.

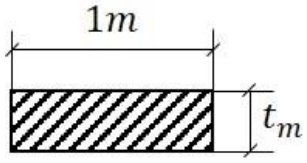


Imagen 7.5: Sección considerada del muro para inercia del muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo de la inercia del muro:

$$I_m = \frac{1}{12} * (1) * \left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right)^3 = 1584244.792 \frac{1}{m} * cm^4$$

- Desplazamiento máximo en la corona:

$$\Delta H = \frac{P_{A1} \cdot {Z_1}^2 \cdot (3 \cdot H - Z_1)}{6 \cdot E_c \cdot I_m} = 0.383\ cm$$

- Deriva del muro:

$$\delta_e = \frac{\Delta H}{H} = 0.001$$

Comparando el valor del desplazamiento relativo o deriva, con la Tabla 3.1 de la página 47, con relleno de arena densa según la consistencia en la tabla de sondeos, podemos ver que el desplazamiento relativo es 0.001, esto implica que el muro estaría trabajando en estado activo.

7.2.2.2. Revisiones por esfuerzos admisibles:

♦ **Revisión por volcamiento:**

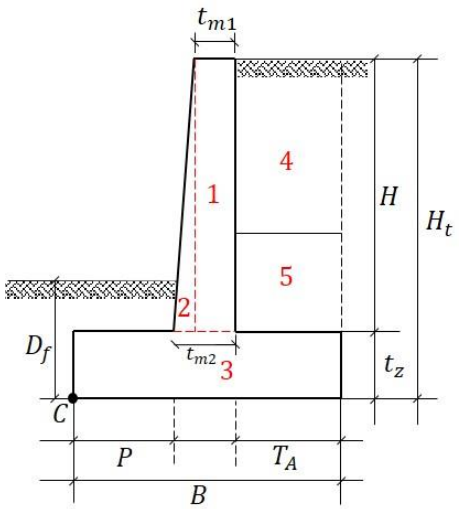


Imagen 7.6: Revisión por volcamiento para muro en voladizo. Fuente: elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_1 = t_{m1} * H = 2.04m^2$
2) $A_2 = (t_{m2} - t_{m1}) * H * 0.5 = 0.89m^2$
3) $A_3 = t_z * B = 5.85m^2$
4) $A_4 = T_A * H = 13.71m^2$
5) $A_5 = T_A * (H - h_1) = 1.59m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_1 = A_1 * \gamma_c = 4896\ kgf/m$

$W_2 = A_2 * \gamma_c = 2142\ kgf/m$

$W_3 = A_3 * \gamma_c = 14040\ kgf/m$

$W_4 = A_4 * \gamma_{s1} = 35234.7\ kgf/m$

$W_5 = A_4 * \gamma_{s2} = 3736.5\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_1 = P + t_{m2} - t_{m1} * 0.5 = 2.65m$

$x_2 = P + \frac{2}{3}(t_{m2} - t_{m1}) = 2.333m$

$x_3 = B * 0.5 = 2.925m$

$x_4 = P + t_{m2} + T_A * 0.5 = 4.35m$

$x_5 = P + t_{m2} + T_A * 0.5 = 4.35m$

- Cálculo del momento resistente:

$M_1 = W_1 * x_1 = 12974\ kgf$

$M_2 = W_2 * x_2 = 4998\ kgf$

$M_3 = W_3 * x_3 = 41067\ kgf$

$M_4 = W_4 * x_4 = 153270.945\ kgf$

$M_5 = W_5 * x_5 = 16253.775\ kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5$

$\Sigma V = 60049.2\ Kgf/m$

- Momento de volcamiento:

$\Sigma \mathrm{M}_o = M_{A2} = 45407.188\ kgf$

- Momento Resistente:

$\Sigma M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$

$\Sigma M_R = 228564.12\ kgf$

- El factor de seguridad contra volcamiento es (ecuación 35, apartado 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 5.034 > 2 \rightarrow OK}$$

♦ Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:

- Fuerza resistente máxima:

$R' = \Sigma V + \tan \delta_2 + B * c'$

$R' = 28427.88\ \ kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales de empuje:

$\Sigma F_d = P_{A2} + P_{sc}$

$\Sigma F_d = 20235.23\ kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales resistentes:

$\Sigma \mathrm{F}_R = R' + P_p = 29758.45\ kgf/m$

- El factor de seguridad contra deslizamiento es (ecuación 36, apartado 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} = 1.471 > 1.5}$$

Se puede observar que el muro en voladizo no cumple según la revisión por deslizamiento a lo largo de la base, en las siguientes revisiones, incluso en las de esfuerzos últimos, se puede ver que el muro cumple con las revisiones y las relaciones demanda-capacidad, por lo tanto, se propondrá para el caso de deslizamiento por esfuerzos admisibles una de las 3 soluciones sugeridas en la teoría de deslizamiento (apartado 3.3.1.2. página 34).

Se propone usar un dentellón de 0.4m x 0.8m alineado con el trasdós del muro, con el fin de proporcionar resistencia al deslizamiento.

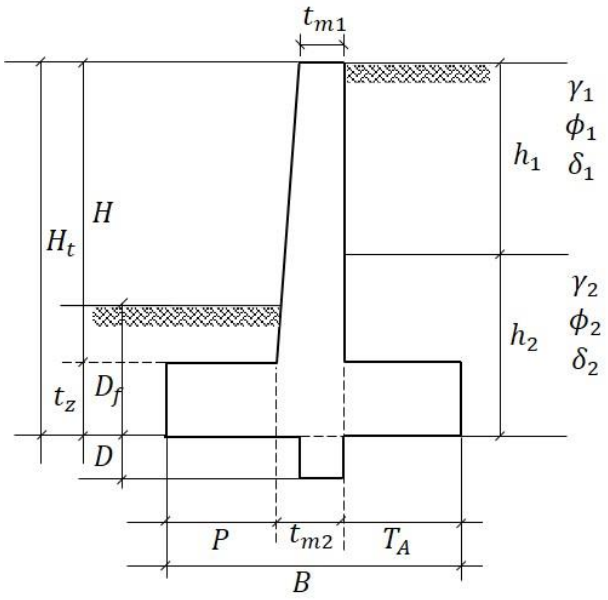


Imagen 7.7: Muro de contención en voladizo con dentellón propuesto para reducir efectos de deslizamiento del muro. Fuente: Elaboración propia.

Considerando el dentellón, se consideran los siguientes cálculos:

- Altura del dentellón:

$D = 0.8m$

- Altura del desplante total:

$D_T = D_f + D = 2.4m$

- Área del dentellón:

$A_6 = t_{m2} * D = 2.65m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_6 = A_6 * \gamma_c = 1440\ kgf/m$

- Brazo desde el punto C del dentellón:

$x_6 = P + t_{m2} - t_{m1} * 0.5 = 2.65m$

- Momento resistente del dentellón

$M_6 = W_6 * x_6 = 3816\ kgf$

- La presión pasiva incluyendo el dentellón es:

$$P_p = \frac{1}{2} * k_{a2} * \gamma_{s2} * D_T^2 = 1459.938 \frac{kgf}{m}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

Calculando la ubicación de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base o fuerza resultante, respecto al punto C (ver Imagen 7.6, página 134), se tiene que:

- Momento neto respecto a C:

$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$

$M_{neto} = 186972.932\ kgf$

- Excentricidad de la resultante R:

$e_R = \frac{B}{2} - X_R = -0.116\ m$

- Brazo de la resultante R:

$X_R = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} = 3.041\ m$

Es importante revisar que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o $e_R < B/6$. Siendo $B/6 = 0.975\ m$

- Presión máxima ubicada en la puntera:

$q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{máx} = q_{puntera} = 11758.754 \frac{kgf}{m^2}$

- Presión mínima ubicada en el talón:

$q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{min} = q_{talón} = 9263.195 \frac{kgf}{m^2}$

- Factores de forma para cimentación continua:

$F_{cs} = 1,\ F_{qs} = 1,\ F_{\gamma s} = 1$

- Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación:

$q = \gamma_{s2} * D_T = 5640\ \frac{kgf}{m^2}$

- Ancho efectivo:

$B' = B - 2 * e_R = 5.619\ m$

Se hace la revisión de D_f/B para saber las ecuaciones a utilizar para los factores de forma, profundidad e inclinación de la Tabla 9.1, anexos página ii. En este caso es igual a $D_T/B = 0.274$, por eso se aplicarán las ecuaciones cuando $D_f/B < 1$.

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi_2'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi_2'} = 48.933$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi_2' = 61.352$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi_2' = 78.024$$

- Factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90°}\right)^2 = 0.636$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi_2'}\right)^2 = 0.271$$

$$\Psi = \cot\left(\frac{\Sigma F_d}{\Sigma \mathrm{V}}\right) = 18.216°$$

- Factores de profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan \phi_2'} = 1.067$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2' \left(1 - \sin \phi_2'\right)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.066$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Capacidad de carga de una cimentación superficial:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_{s2} B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = 326739.17 \frac{kgf}{m^2}$$

- El factor de seguridad de capacidad de carga es (ecuación 37, apartado 3.3.1.3. 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{cap_de_carga} = \frac{q_u}{q_{puntera}} = 27.78 > 3 \rightarrow OK}$$

7.2.2.3. Análisis por esfuerzos últimos (revisiones AASHTO):

♦ **Revisión contra falla por deslizamiento:**

Se aplican los procedimientos y fórmulas explicados en el apartado 3.3.2.1. de este documento, con $\phi_2' = 38°$:

- Factor para concreto encofrado contra el suelo:

$C = 1.0$

- Fuerza total vertical:

$\Sigma V = 61489.2\ \frac{kgf}{m}$

- Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (ec. 48):

$$R_\tau = CV \tan \phi_2' = 48040.628 \frac{kgf}{m}$$

- Factor de resistencia por cortante entre el suelo y la fundación, $\varphi_\tau = 0.80$ y factor de resistencia para resistencia pasiva, $\varphi_{ep} = 0.50$ (Tabla 9.7, anexos pág. v).
- Resistencia nominal pasiva del suelo disponible:

$$R_{ep} = P_p = 1459.938\ \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes al deslizamiento:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} = 39162.471 \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes totales:

$$R_{Ru} = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep} = 49135.581 \frac{kgf}{m}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

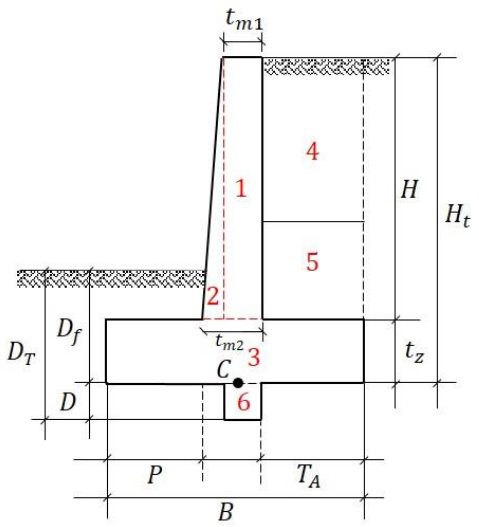


Imagen 7.8: Revisión AASHTO por capacidad de carga para muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_{1a} = t_{m1} * H = 2.4m^2$
2) $A_{2a} = (t_{m2} - t_{m1}) * H * 0.5 = 0.9m^2$
3) $A_{3a} = t_z * B = 4.08m^2$
4) $A_{4a} = T_A * H = 10.511m^2$
5) $A_{5a} = T_A * (H - h_1) = 3.289m^2$
6) $A_{6a} = t_{m2} * D = 0.60m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_{1a} = A_{1a} * \gamma_c = 5760\ kgf/m$

$W_{2a} = A_{2a} * \gamma_c = 2160\ kgf/m$

$W_{3a} = A_{3a} * \gamma_c = 9792\ kgf/m$

$W_{4a} = A_{4a} * \gamma_{s1} = 27013.3\, kgf/m$

$W_{5a} = A_{5a} * \gamma_{s2} = 7729.15\, kgf/m$

$W_{6a} = A_{6a} * \gamma_c = 1440\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_{1a} = 0.5B - (P + t_{m2} - 0.5 * t_{m1}) = 0.275m$

$x_{2a} = 0.5B - \left[P + \frac{2}{3}(t_{m2} - t_{m1})\right] = 0.592m$

$x_{3a} = 0.5B - 0.5 * B = 0m$

$x_{4a} = 0.5B - (B - 0.5 * T_A) = -1.425m$

$x_{5a} = 0.5B - (B - 0.5 * T_A) = -1.425m$

$x_{6a} = 0.5B - (P + t_{m2} - 0.5 * t_{m1}) = 0.275m$

- Cálculo de momentos:

$M_{1a} = W_{1a} * x_{1a} = 1346.4\, kgf$

$M_{2a} = W_{2a} * x_{2a} = 1267.4\, kgf$

$M_{3a} = W_{3a} * x_{3a} = 0\, kgf$

$M_{4a} = W_{4a} * x_{4a} = -50209kgf$

$M_{5a} = W_{4a} * x_{5a} = -5324.5kgf$

$M_{6a} = W_{6a} * x_{6a} = 396kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V_a = 1.25 * (W_{a1} + W_{2a} + W_{3a} + W_{4a} + W_{5a} + W_{6a})$

$\Sigma V_a = 76021.5\, kgf/m$

- Momento Resistente de volcamiento:

$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * \Sigma M_R = 290475.15\, kgf$

- Excentricidad desde el punto C:

$$e_{Ra} = \frac{1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc} + 1.25(M_{1a} + M_{2a} + M_{4a} + M_{5a} + M_{6a})}{\Sigma \mathrm{V}_a} = 0.066m$$

Se hace la revisión de que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o:

$$e_{Ra} < B/6$$

$$0.066m < 0.975\, m \rightarrow OK$$

A continuación se hacen los cálculos de los elementos que conforman la ecuación de capacidad de carga nominal, según descrito en el apartado 3.3.2.2. página 41 de este documento.

- Presión vertical en la cimentación:

$$q_v = \frac{\Sigma \mathrm{V}_a}{B - 2e_{Ra}} = 13442.973\, kgf/m^{\,2}$$

- Factores de capacidad de carga (ecuaciones 44, 45 y 46):

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi_2'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi_2'} = 48.93$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi_2' = 61.352$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi_2' = 78.024$$

- Longitud de la zapata:

$L = 100\, m$

- Factores de forma (Tabla 9.3, anexos pág. iii):

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} * \tan \phi_2'\right) = 1.046$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.047$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.977$$

- Factor de corrección de profundidad d_q (Tabla 9.5, anexos pág. iv): Se realiza la extrapolación para encontrar el valor de d_q, primero para d_q para 32 grados, luego el d_q para 37 grados, y luego se hace extrapolación para el ϕ' del suelo y obtener el d_q correspondiente. Teniendo un $\phi'_2 = 38°$ y $D_f/B = 0.314$:

– Valor de d_q para 32 grados:

$x_{d11} = 1$ $\quad y_{d11} = 1.20$

$x_{d21} = 2$ $\quad y_{d21} = 1.3$

$$m_{d1} = \frac{y_{d21} - y_{d11}}{x_{d21} - x_{d11}} = 0.1$$

$$b_{d1} = y_{d11} - m_{d1} * x_{d11} = 1.1$$

$$x_{d31} = \frac{D_T}{B} = 0.41$$

$$y_{d31} = m_{d1} * x_{d31} + b_{d1} = 1.141$$

– Valor de d_q para 37 grados:

$x_{d12} = 1$ $\quad y_{d12} = 1.20$

$x_{d22} = 2$ $\quad y_{d22} = 1.25$

$$m_{d2} = \frac{y_{d22} - y_{d12}}{x_{d22} - x_{d12}} = 0.05$$

$$b_{d2} = y_{d12} - m_{d2} * x_{d12} = 1.15$$

$$x_{d32} = \frac{D_T}{B} = 0.41$$

$$y_{d32} = m_{d2} * x_{d32} + b_{d2} = 1.171$$

– Valor de d_q para $\phi'_2 = 38$ grados:

$x_{d13} = 32$ $\quad y_{d13} = y_{d31}$

$x_{d23} = 37$ $\quad y_{d23} = y_{d32}$

$$m_{d3} = \frac{y_{d23} - y_{d13}}{x_{d23} - x_{d13}} = 0.006$$

$$b_{d3} = y_{d13} - m_{d3} * x_{d13} = 0.952$$

$$x_{d33} = \frac{\phi'}{1°} = 38$$

$$y_{d33} = m_{d3} * x_{d33} + b_{d3} = 1.176$$

El valor calculado por extrapolación del factor de corrección de profundidad es $d_q = y_{d33} = 1.176$

- Factores de inclinación:

Los componentes para factores de inclinación se basan en la Imagen 3.9: convenciones de carga inclinada, página 44:

– Dirección de carga en el plano de la zapata: $\theta = 0°$

– Ancho de la zapata: $B = 5.85m$

– Carga vertical sin factorar: $V_a = \Sigma V * L = 6148920kgf$

– Carga horizontal sin factorar: $H_a = (P_{a2} + P_{sc}) * L$

$$H_a = 2023523.048m * \frac{kgf}{m}$$

Para $\phi' > 0$:

$$i_c = i_q - \left[\left(1 - i_q\right)/\left(N_q - 1\right)\right] = 0.649$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^n = 0.656$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^{(n+1)} = 0.44$$

$$n = \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\cos(\theta)^2 + \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\sin(\theta)^2 = 1.055$$

- Coeficientes $C_{wq}, C_{w\gamma}$ para varias profundidades de agua subterránea (Tabla 9.5, anexos pág. iv)

$D_{w1} = 1.5 * B + D_f = 10.375\ m$

Con el nivel freático considerado como $D_w > D_{w1}$:

$C_{wq} = 1$

$C_{w\gamma} = 1$

- Factores $N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$ (ecuaciones 51,52,53):

$N_{cm} = N_c S_c i_c = 41.682$

$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q = 39.506$

$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma = 33.551$

- La capacidad de carga nominal es (ecuación 50 del presente documento):

$$q_n = c' N_{cm} + \gamma_s D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma_s B N_{\gamma m} C_{w\gamma} = 379159.951\ kgf/m^2$$

- El factor de reducción para capacidad de carga es $\varphi_b = 0.45$ (Tabla 9.7, anexos página v).
- La capacidad de carga última es (ecuación 49):

$$q_R = \varphi_b * q_n = 170621.978\, kgf/m^2$$

7.2.2.4. Cálculo del empuje sísmico:

El factor de amplificación se obtiene según el RNC-07, utilizando las consideraciones descritas en el apartado 3.4.5. de este documento. Con ubicación en Managua y teniendo un Suelo Tipo II.

- Factor de amplificación al periodo cero (Tabla 3.4, pág. 54) $F_{pga} = 1.5$
- Peso específico del acero: $PGA = 0.30$

- El coeficiente sísmico de aceleración horizontal, asumiendo cero deformaciones del muro es:

$$k_{h0} = F_{pga} * PGA = 0.45$$

- Asumiendo que el muro puede desarrollar deformaciones, el coeficiente sísmico de aceleración horizontal:

$$k_h = 0.5 * k_{h0} = 0.225$$

- El coeficiente sísmico vertical, para fines de cálculo de empuje se toma igual a cero:

$$k_v = 0$$

Teniendo:

$$\theta_{MO} = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] = 12.68°$$

- El coeficiente de presión de Mononobe-Okabe es (ecuación 67, apartado 3.4.6. página 54):

$$K_{AD} = \frac{\cos^2(\phi_2 - \theta - \theta_{MO})}{\cos(\theta_{MO})\cos^2(\theta)\cos(\delta_2 + \theta + \theta_{MO})\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta_2 + \phi)\sin(\phi_2 - \beta - \theta_{MO})}{\cos(\delta_2 + \theta + \theta_{MO})\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

$$K_{AD} = 0.37$$

- La resultante total bajo condiciones de cargas pseudoestáticas:

$$P_{AD} = \frac{1}{2} K_{AD} \gamma_s H_t^2 = 17660.991 \frac{kgf}{m}$$

- Incremento del empuje:

$$\Delta_{AD} = P_{AD} - P_{a2} = 878.662 \frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de la fuerza resultante:

$$Z_{AD} = \frac{P_{A2} * \left(\frac{H_t}{3}\right) + \Delta_{AD} * (0.60 * H_t)}{P_{AD}} = 2.512\, m$$

- Momento causado por la fuerza dinámica:

$$M_{AD} = Z_{AD} * P_{AD} = 44360.87 kgf$$

♦ **Cálculo de las fuerzas inerciales:**

El cálculo de las fuerzas inerciales para la estabilidad general (apartado 3.4.3. página 49):

$$P_I = k_h * \Sigma V_a = 17104.838\, kgf/m$$

♦ **Fuerza sísmica:**

Tomando en cuenta las consideraciones del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.3. de este documento, la fuerza sísmica es la mayor de:

$$\gamma_{EQ1} = 1.00\, P_{AD} + 0.50 * P_I = 26213.41$$

$$\gamma_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * P_{AD}, P_{A2}) = 33887.167\, kgf/m$$

- La fuerza sísmica P_{EQ} es:

$$P_{EQ} = Máx(\gamma_{EQ1}, \gamma_{EQ2}) = 33887.167\ kgf/m$$

- El momento del EQ es:

$$M_{EQ1} = 1.00\ M_{AD}\ + 0.50 * \Sigma M_R = 160550.93\ kgf$$

$$M_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * M_{AD}, M_{A2}) = 267255.961\ kgf$$

$$M_{EQ} = Máx(M_{EQ1}, M_{EQ2}) = 267255.961\ kgf$$

7.2.2.5. Combinaciones de carga:

Aplicando las consideraciones de combinaciones de carga del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.7. página 56:

- Resistencia Ia:

$$P_{uIa} = 0.9 * \Sigma V + 1.5 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 86556.351\ kgf/m$$

$$M_{uIa} = 0.9 * \Sigma M_R + 1.5 * M_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 279885.728 kgf$$

- Resistencia Ib:

$$P_{uIb} = 1.25 * \Sigma V + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 108077.571\ kgf/m$$

$$M_{uIb} = 1.25 * \Sigma M_R + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 361218.77\ kgf$$

- Evento extremo I:

$$P_{ueI} = 1.00 * \Sigma V + 0.50 * P_{sc} + 1.00 * P_{EQ} = 97102.818\ kgf/m$$

$$M_{ueI} = 1.00 * \Sigma M_R + 0.50 * M_{sc} + 1.00 * M_{EQ} = 504901.754\ kgf$$

- Servicio I:

$$P_{usI} = 1.00 * \Sigma V + 1.00 * P_{sc} + 1.00 * P_{a2} = 81724.43\, kgf/m$$

$$M_{usI} = 1.00 * \Sigma M_R + 1.00 * M_{sc} + 1.00 * M_{a2} = 272287.308\, kgf$$

7.2.2.6. Relaciones Demanda-Capacidad:

Por medio de las relaciones demanda-capacidad se determina si el muro con las dimensiones elegidas resiste las fuerzas externas, tanto en volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga. Los resultados de los cocientes deben de ser menores que uno para determinar que el muro tendrá un buen desempeño en los eventos considerados en el diseño.

- Volcamiento:

Momento de volcamiento último:

$$\Sigma M_{ou} = 1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc}$$

$$\Sigma M_{ou} = 70743.62\, kgf$$

Momento resistente de volcamiento:

$$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * M_R$$

$$\Sigma M_{Ru} = 290475.15\, kgf$$

Relación Demanda-Capacidad de volcamiento:

$$R_{DCV} = \frac{\Sigma M_{ou}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.244 \rightarrow OK$$

- Deslizamiento:

Fuerza deslizante última:

$$\Sigma F_{du} = 1.50 * P_{a2} + 1.75 * P_{sc}$$

$$\Sigma F_{du} = 31216.071\ kgf/m$$

Fuerza última resistente al deslizamiento:

$$\Sigma R_u = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep}$$

$$\Sigma R_u = 49135.581\, kgf/m$$

Relación Demanda-Capacidad por deslizamiento:

$$R_{DCD} = \frac{\Sigma M_{du}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.635 \rightarrow OK$$

- Capacidad de carga:

Máxima demanda del suelo:

$P_{us} = max(P_{ula}, P_{ulb}, P_{uel}, P_{usl})/1m$

$P_{us} = 108077.571\ kgf/m^2$

Relación Demanda-Capacidad de

$R_{DCC} = \frac{P_{us}}{q_R} = 0.633 \rightarrow OK$

Capacidad de carga ultima:

$q_{ua} = 110374.877\ kgf/m^2$

7.2.3. Diseño estructural:

Se aplicará el método de resistencias para el diseño de los elementos del muro, se trabajará por partes la punta, el talón y el vástago del muro, se diseñarán como una viga en voladizo y se utilizarán las consideraciones de diseño del ACI-318.

7.2.3.1. Diseño de la punta:

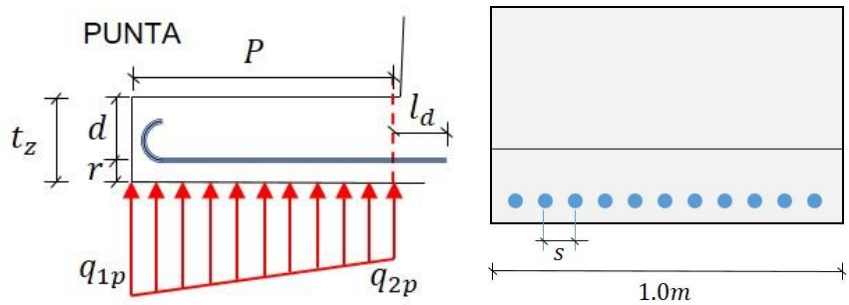


Imagen 7.9: Análisis de la punta; vista longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Fuerzas en la punta:

Se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60.

$$q_{1p} = 1.6 * q_{máx} = 18814.006\, kgf/m^2$$

$$q_{2p} = 1.6 * \left(\frac{(q_{máx} - q_{min}) * (B - P)}{B} + q_{min}\right) = 17380.659\, kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv1} = \left(\left(q_{2p} * P\right)(P * 0.5) + \left(q_{1p} - q_{2p}\right)(P * 0.5)\left(\frac{2}{3} * P\right)\right) * 1m$$

$$M_{uv1} = 40431.373\, kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_1 = t_z = 1.0m$
- Base de la sección: $b_1 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre1} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 11 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_1 = \frac{3}{4} plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_1 = 11$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_1 = r_{libre1} + dv_1 * 0.5 = 8.45cm$
- Peralte efectivo: $d_1 = h_1 - r_1$

  $d_1 = 0.915m$

- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin1} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_1 * d_1, \frac{14}{f_y} * b_1 * d_1\right) = 30.383cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp1} = \pi * \frac{{dv_1}^2}{4} * nv_1 = 31.353\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_1 = \frac{a_1}{\beta_1} = 0.063m$$

$$a_1 = \frac{A_{smin1} * f_y}{0.85 * f'_c * b_1} = 5.362cm$$

$$\epsilon_{t1} = \frac{d_1 - c_1}{c_1} * 0.003 = 0.041$$

$$T_1 = A_{sp1} * f_y = 132258.041\ kgf$$

$$M_{n1} = T_1 * \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)$$

$$M_{n1} = 117533.333\ kgf * m$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n1} = 105779.999\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n1} > M_{uv1} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo en la punta:

$$M_{uv1} = 40431.33\ kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_1 = \frac{100cm}{nv_1} \approx 10\ cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre1} = s_1 - dv_1 = 8.095cm$$

$$2dv_1 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Se determina la longitud de desarrollo de la punta según las normas descritas en el apartado 4.2.1. página 63 de este documento:

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre1} > 2dv_1$; el recubrimiento libre, $r_{libre1} > dv_1$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da1} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_1 = 72.61cm \approx 73cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco diferente a 30cm, otro): $\Psi_t = 1$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db1} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)}\right) * d_b = 43.812cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b1} = \min(r_1, s_1 * 0.5) = 5cm$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 3.15 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para la punta es:

$$l_d = \max(l_{da1}, l_{db1}, 30cm) = 0.73m$$

♦ **Revisión del cortante máximo:**

Se analiza si la punta cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c1} = 81367.6\ kgf$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c1} = 61025.7\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c1} > V_{u1} \rightarrow OK}$

- El cortante máximo en la punta:

$V_{u1} = (q_{1p} + q_{2p}) * P * 0.5 * 1m$

$V_{u1} = 38004.399\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 11 varillas #6 para el refuerzo de la punta es adecuada (Imagen 7.9).

7.2.3.2. Diseño de talón:

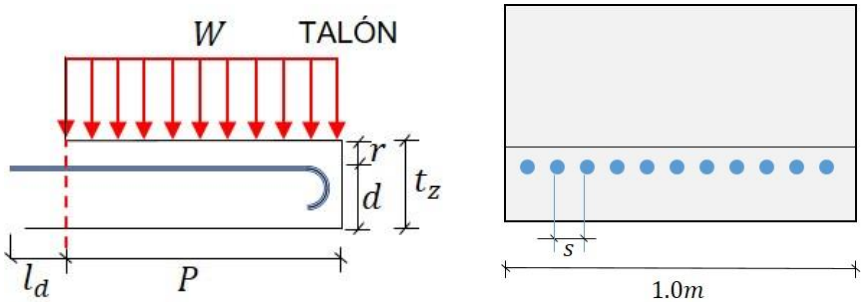


Imagen 7.10: Análisis del talón; vista longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f'_c = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Carga aplicada en el talón (se multiplica por 1.2 por considerar la combinación de carga para carga muerta debido al peso del suelo y el peso propio del talón a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60):

$$W_{uv2} = 1.2 * (\Delta + \gamma_{s1} * h_1 + \gamma_{s2} * (h_2 - t_z) + \gamma_c * t_z) = 19147.739\, kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv2} = (W_{uv2} * T_A) * (T_A * 0.5) * 1m = 86164.826\, kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_2 = t_z = 1.0m$
- Base de la sección: $b_2 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre2} = 5.0cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 11 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{3}{4} plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_2 = 11$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_2 = r_{libre2} + dv_2 * 0.5 = 5.953cm$
- Peralte efectivo: $d_2 = h_2 - r_2$

  $d_2 = 0.94m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin2} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_2 * d_2, \frac{14}{f_y} * b_2 * d_2\right) = 31.212\, cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp2} = \pi * \frac{{dv_2}^2}{4} * nv_2 = 31.353\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_2 = \frac{a_2}{\beta_1} = 0.065m$$

$$a_2 = \frac{A_{smin2} * f_y}{0.85 * f'_c * b_2} = 5.508cm$$

$$\epsilon_{t2} = \frac{d_2 - c_2}{c_2} * 0.003 = 0.041$$

$$T_2 = A_{sp2} * f_y = 132258.041\ kgf$$

$$M_{n2} = T_2 * \left(d_2 - \frac{a_2}{2}\right)$$

$$M_{n2} = 120742.96\ kgf * m$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n2} = 108668.664\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n2} > M_{uv2} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo en el talón:

$$M_{uv2} = 86164.826\ kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_2 = \frac{100cm}{nv_2} \approx 10cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre2} = s_2 - dv_2 = 8.095cm$$

$$2dv_2 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre2} > 2dv_2$; el recubrimiento libre, $r_{libre2} > dv_2$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da2} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_2 \approx 95cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco mayor a 30cm, debajo del refuerzo): $\Psi_t = 1.3$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db2} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)}\right) * d_b = 56.956cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b2} = \min(r_2, s_2 * 0.5) = 5.95$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 2.625 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para el talón es:

$$l_d = \max(l_{da2}, l_{db2}, 30cm) = 0.95m$$

♦ **Revisión del cortante máximo:**

Se analiza si el talón cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c2} = 83589.605\ kgf$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c2} = 62692.204\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c2} > V_{u2} \rightarrow OK}$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u2} = Wuv_2 * T_A * 1m$

$V_{u2} = 57443.218\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 11 varillas #6 para el refuerzo del talón es adecuada (Imagen 7.10).

7.2.3.3. Acero por contracción y temperatura:

En muros de contención con refuerzo, luego de diseñar la punta y el talón como una viga en voladizo, al momento de analizar la unión de ellas, la base del muro se considera como una losa en una dirección, por tanto, luego de haber diseñado el refuerzo por flexión, se debe agregar un refuerzo perpendicular a este, llamado como cuantía por retracción y temperatura en el manual del ACI-318. Éstas consideraciones están descritas en el apartado 4.1.4.2. página 63.

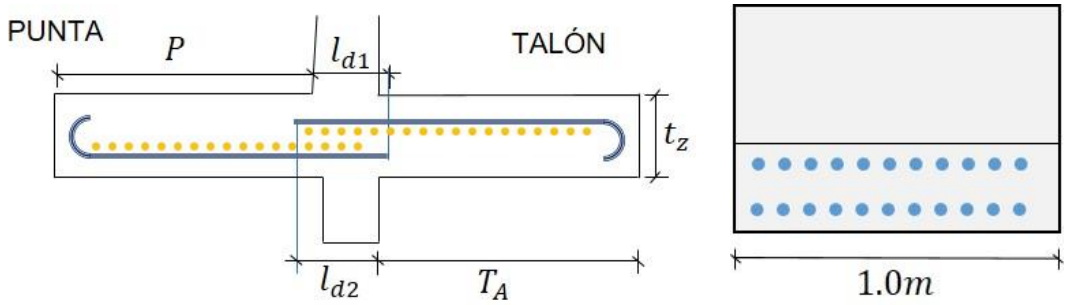


Imagen 7.11: Detalle de refuerzo para unión punta-talón, refuerzo por retracción; vista del refuerzo en la sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo un $f_y = 60ksi = 4218.417\ kgf/cm^2$, se revisa la tabla de cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura (Tabla 9.13, anexos página ix) y se tiene que sebe ser el mayor que los siguientes valores:

a) $\dfrac{0.0018 * 4200\ kgf/cm^2}{f_y} = 0.002$

b) 0.0014

Entonces, la cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura $\rho_r = 0.002$. Ahora, el área de cuantía mínima considerando el área bruta de la base:

$$\rho_r * B * t_z = 104.84cm^2$$

Proponiendo varillas #6 para el acero por contracción y temperatura:

- Diámetro de varilla propuesto: $dv_r = \frac{3}{4}plg.$
- Área de varilla por retracción y temperatura: $Av_r = \frac{\pi * {dv_r}^2}{4}$ $Av_r = 2.85cm^2$
- Cantidad de varillas requeridas: $nv_r = \frac{A_{minr}}{Av_r}$ $nv_r = 36.78$ $nv_r \approx 37\ var$
- Distancia centro a centro entre varillas: $s_r = \frac{L_r}{nv_r}$ $s_r = 17.88cm$ $s_r \approx 18cm$

- La longitud de desarrollo de las varillas (para ver el espaciamiento disponible para ubicar las varillas):

$$L_r = T_A + P - (r_{libre1} + r_{libre2} + dv_1 + dv_2) + l_{d1} + l_{d2} = 6.6m$$

Por lo tanto, el refuerzo para contracción y temperatura serán de 37 varillas #6, repartidas como 19 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para la punta y 18 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para el talón, a una distancia de 18cm. de centro a centro entre varilla (ver Imagen 7.11).

7.2.3.4. Diseño del vástago:

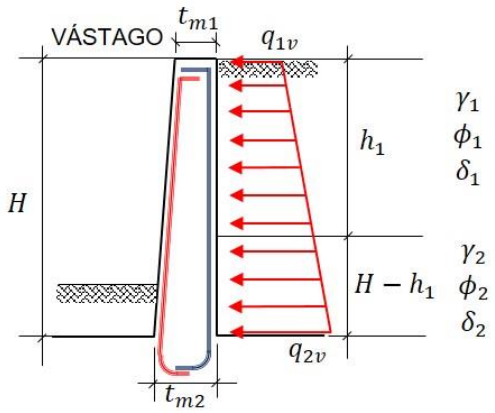


Imagen 7.12: Análisis del Vástago. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Carga aplicada en vástago (se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva debido al empuje del suelo y la carga de sobrecarga y el empuje sísmico como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60):

$$q_{1v} = 1.6 * \Delta = 905.679\ \ kgf/m^2$$

$$q_{2v} = 1.6 * (\sigma'_{h3}) + \frac{1}{2} * (K_{AD} * \gamma_{s1} * h_1 + K_{AD} * \gamma_{s2} * h_2) = 10958.251\, kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv3} = \left((q_{1v} * H)\left(\frac{H}{2}\right) + (q_{2v} - q_{1v})\left(\frac{H}{2}\right)\left(\frac{H}{3}\right) \right) * 1m = 17214.653\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_3 = t_{m2} = 0.75m$
- Base de la sección: $b_3 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre3} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 8 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_3 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_3 = 8$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_3 = r_{libre3} + dv_3 * 0.5 = 8.453cm$
- Peralte efectivo: $d_3 = h_3 - r_3$

  $d_3 = 0.665m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin3} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_3 * d_3, \frac{14}{f_y} * b_3 * d_3\right) = 22.086\ cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp3} = \pi * \frac{{dv_3}^2}{4} * nv_3 = 22.802\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_3 = \frac{a_3}{\beta_1} = 0.046m$$

$$a_3 = \frac{A_{smin3} * f_y}{0.85 * f'_c * b_3} = 3.897\ cm$$

$$\epsilon_{t3} = \frac{d_3 - c_3}{c_3} * 0.003 = 0.041$$

$$T_3 = A_{sp3} * f_y = 96187.666\ kgf$$

$M_{n3} = T_3 * \left(d_3 - \frac{a_3}{2}\right)$

$M_{n3} = 62136.045\ kgf * m$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n3} = 55922.441\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n3} > M_{uv3} \rightarrow OK}$

- El momento máximo en el talón:

$M_{uv3} = 55356.254\ kgf * m$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$s_3 = \frac{100cm}{nv_3} \approx 13cm$

- Espaciamiento libre:

$s_{libre3} = s_3 - dv_3 = 11.095cm$

$2dv_3 = 3.81cm$

♦ Longitud de desarrollo para el vástago:

La longitud necesaria para cumplir la tensión mínima del refuerzo requiere el uso de un gancho estándar (ver apartado 4.2.2. pág. 65), la cual su geometría está descrita en la tabla 25.3.1. del ACI 318S-14 (Tabla 9.14, anexos pág. x).

Utilizando un gancho estándar de 90 grados, teniendo varilla #6, el diámetro mínimo de doblado es $6dv_3 = 11.43cm \approx 12cm$ y la extensión recta es $l_{ext} = 12dv_3 = 22.86cm \approx 23cm$.

Los factores de modificación λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.15 (anexos página xi):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de recubrimiento (para recubrimiento diferente a 5 cm) $\Psi_c = 1.0$
- Factor de confinamiento de refuerzo (para la opción “otros”) $\Psi_r = 1.0$

La longitud de desarrollo del gancho estándar l_{dh}, es el mayor de a, b o c:

a) $\left(\frac{0.075 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f_c'}}\right) * d_b = 25.15cm \approx 36cm$

b) $8d_b = 15.2cm \approx 16cm$

c) $15cm$

Entonces, $l_{dh} = 36cm$.

Se requiere conocer la longitud disponible para el desarrollo del gancho estándar:

$$l_{dhdisp} = t_z - r_{libre1} - dv_1 - dv_r = 88.69cm$$

Ya que $l_{dhdisp} > l_{dh}$, se determina que la longitud de desarrollo calculada alcanza para que el refuerzo del vástago trabaje correctamente a tensión.

♦ Revisión del cortante máximo para el vástago:

Se analiza si el vástago cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda \sqrt{f'_c} b_w d$

$V_{c3} = 59147.551\ kgf$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c3} = 44360.663\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c3} > V_{u3} \rightarrow OK}$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u3} = (q_{1v} + q_{2v}) * H * 0.5 * 1m$

$V_{u3} = 30253.021\ kgf$

En conclusión, se utilizarán 8 varillas #6 para el refuerzo del vástago, con un gancho estándar de 90 grados con $l_{dh} = 36cm$, un diámetro interior mínimo de doblado de $10d_b = 19.05cm$ y extensión recta es $l_{ext} = 12d_b = 23cm$, para la pantalla interior del vástago.

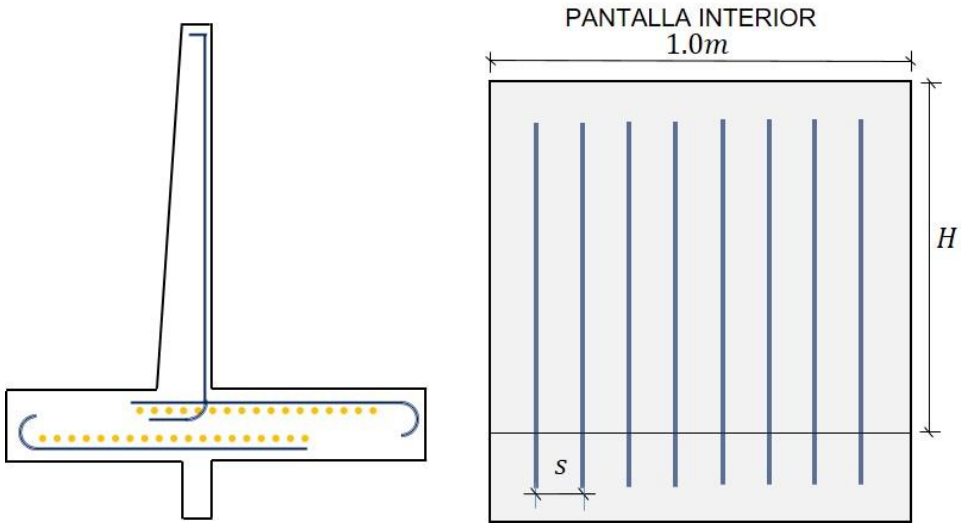


Imagen 7.13: Refuerzo vertical para pantalla interior del vástago; vista refuerzo sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Refuerzo Pantalla Exterior:**

Siguiendo los límites de refuerzo explicados en el apartado 4.2.3. de la página 65, para el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo y refuerzo horizontal ρ_t mínimo, los valores dependen del cortante máximo V_u y el cortante de diseño medio $0.5\phi_c V_c$, en este caso del vástago; siendo estos: $V_u = 59147.551\,kgf$ y $0.5\phi_c V_c = 22180.331$ se tiene que $V_u \geq 0.5\phi_c V_c$, por lo tanto, el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo debe ser el mayor del valor calculado con la ecuación (82) del presente documento y que 0.0025 y el valor del refuerzo horizontal ρ_t mínimo según la Tabla 9.16, anexos pág. xii:

- $\rho_t = 0.0025$, para muro construido en obra, $f_y > 4200\,kgf/cm^2$ y varillas $< \#5$.
- $\rho_l \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{5.1m}{1m}\right)(0.0025 - 0.0025) = 0.0025$

- Área mínima de refuerzo para el vástago:

$$A_{minv} = 0.0025\left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right) * 100cm$$

$$A_{minv} = 14.375cm^2$$

- Área mínima para pantalla externa:

$$A_{spe} = \frac{A_{minv}}{2} = 7.188cm^2$$

Se proponen varillas #4 para el refuerzo de la pantalla externa

- Diámetro de varilla propuesto:

$$dv_{pe} = \frac{1}{2} plg.$$

- Cantidad de varillas requeridas:

$$nv_{pe} = \left(\frac{A_{spe}}{A_{ppe}}\right) \approx 6\ varillas$$

- Área de varilla propuesta:

$$A_{ppe} = \frac{\pi * {dv_{pe}}^2}{4} = 1.27cm^2$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_{pe} = \left(\frac{100cm}{nv_{pe}}\right) \approx 16cm$$

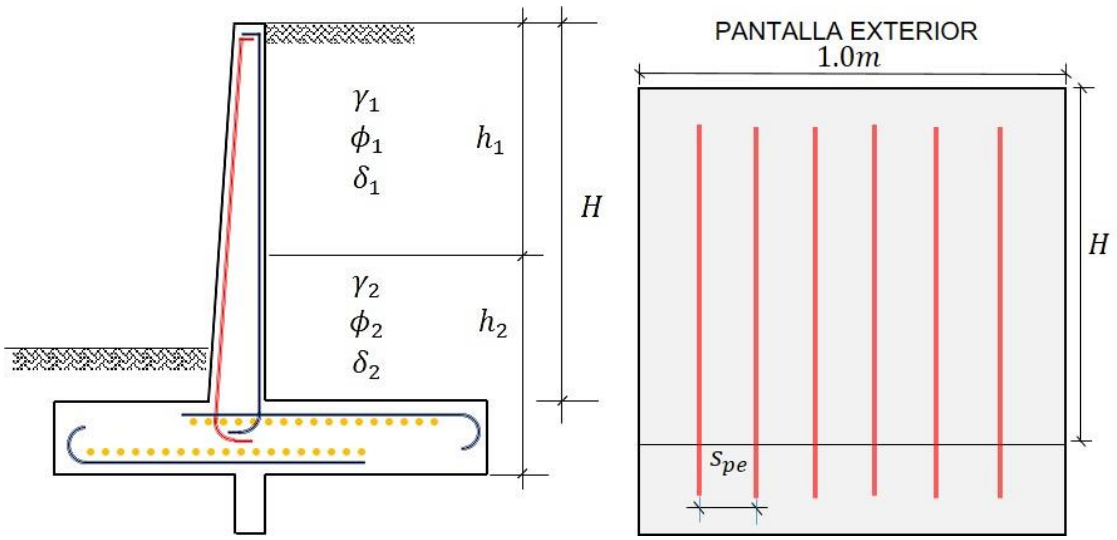


Imagen 7.14: Refuerzo vertical para pantalla exterior del vástago; vista refuerzo sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Cálculo del refuerzo horizontal:**

El cálculo del refuerzo horizontal ρ_t mínimo previamente calculado de la Tabla 9.16 (anexos página xii), ya que $V_u \geq 0.5\phi_c V_c$ es de $\rho_t = 0.0025$. Se determina el área mínima de refuerzo horizontal para el vástago, según el área bruta del muro utilizando el espesor promedio del vástago:

Se proponen varillas #4 para el refuerzo horizontal:

- Área mínima de refuerzo horizontal para el vástago:

$$A_{minhv} = \rho_t * \left(\frac{t_{m1} + t_{m2}}{2}\right) * H$$

$$A_{minhv} = 73.313cm^2$$

- Área de varilla propuesta:

$$A_{phv} = \frac{\pi * {dv_{phv}}^2}{4} = 1.27cm^2$$

- Diámetro de varilla propuesto:

$$dv_{phv} = \frac{1}{2}in$$

- Cantidad de varillas requeridas para refuerzo horizontal:

$$nv_{phv} = \left(\frac{A_{minhv}}{A_{phv}}\right) \approx 58varillas$$

La cantidad de varillas requeridas para el refuerzo horizontal debe ser repartida para la pantalla interior y la pantalla exterior, según preferencias del diseñador, se puede dividir la mitad para cada pantalla, aunque se considera que la pantalla externa puede estar expuesta a los efectos de la intemperie y los cambios de temperatura, se puede determinar 2/3 de la cantidad de varillas para la pantalla externa y el resto para la pantalla interna.

- Cantidad de varillas requeridas para pantalla exterior:

$$nv_{phe} = \frac{2 * nv_{phv}}{3} \approx 39\ varillas$$

- Cantidad de varillas requeridas para pantalla interior:

$$nv_{phi} = nv_{phv} - nv_{phe}$$

$$nv_{phi} = 58 - 39 = 19\ varillas$$

- Separación entra varillas de refuerzo horizontal para pantalla exterior:

$$s_{peh} = \frac{H - r_{libre3} - dv_3 - dv_{phv}}{nv_{phe} - 1}$$

$$s_{peh} = 13.14 \approx 14cm$$

- Separación entra varillas de refuerzo horizontal para pantalla interior:

$$s_{peh} = \frac{H - r_{libre3} - dv_3}{nv_{phi} - 1} = 27.8cm$$

$$s_{peh} \approx 27cm$$

El refuerzo para pantalla interior y pantalla exterior calculando de ubica de la siguiente manera:

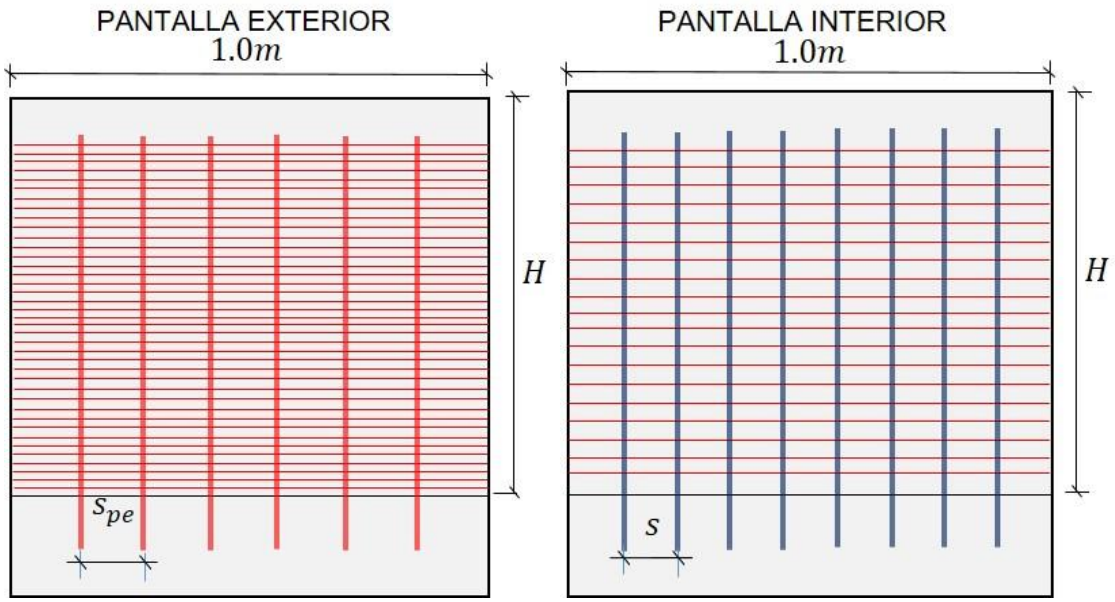


Imagen 7.15: Refuerzo vertical y horizontal de pantalla exterior; Refuerzo vertical y horizontal de pantalla interior. Fuente: Elaboración propia.

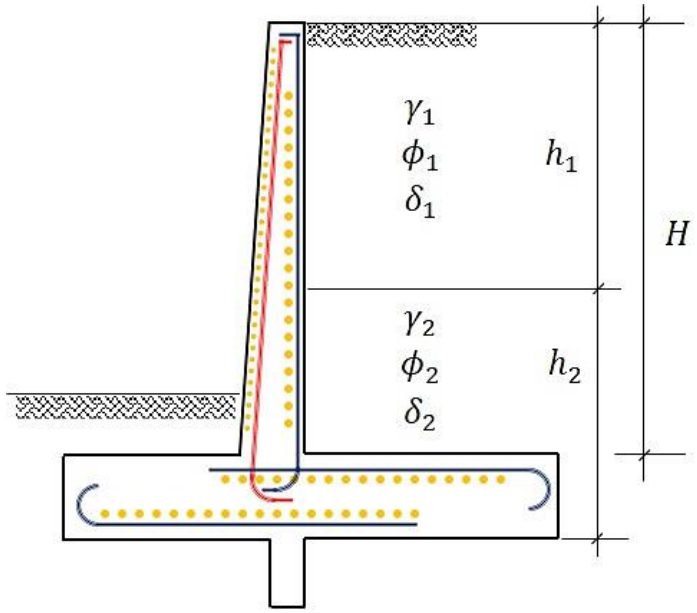


Imagen 7.16: Refuerzo muro de contención en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

7.3. Ejemplo muro con contrafuertes:

Se necesita contener un suelo de 6 metros de altura, el cual se requiere utilizar para uso vehicular. Los datos de suelo están definidos en la tabla sondeos del proyecto B, ubicado en la ciudad de Managua, los cuales se resumen en 2 estratos principales.

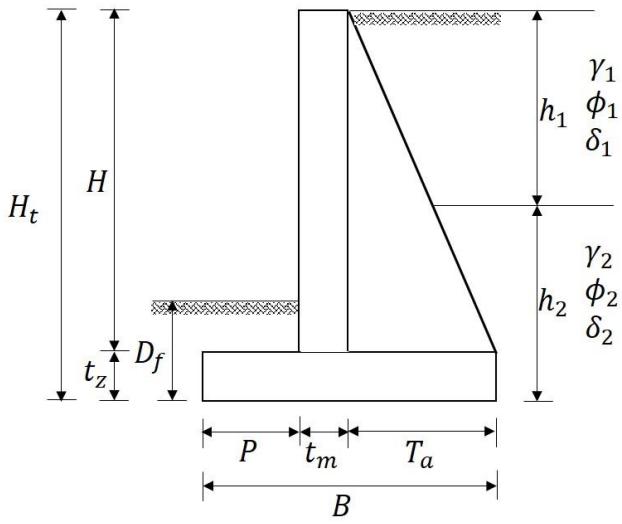


Imagen 7.17: Dimensiones muro de contención con contrafuertes. Fuente: elaboración propia

7.3.1. Información de diseño:

7.3.1.1. Geometría del muro:

- Altura del muro: $H = 6m$.
- Espesor de la zapata: $t_z = 0.6m$
- Profundidad de desplante: $D_f = 1.4m$
- Espesor del muro: $t_m = 0.40m$
- Pie: $P = 0.7m$
- Talón: $T_A = 2.8m$
- Base: $B = T_A + t_m + P = 3.9m$
- Altura total: $H_t = H + t_z = 6.6m$

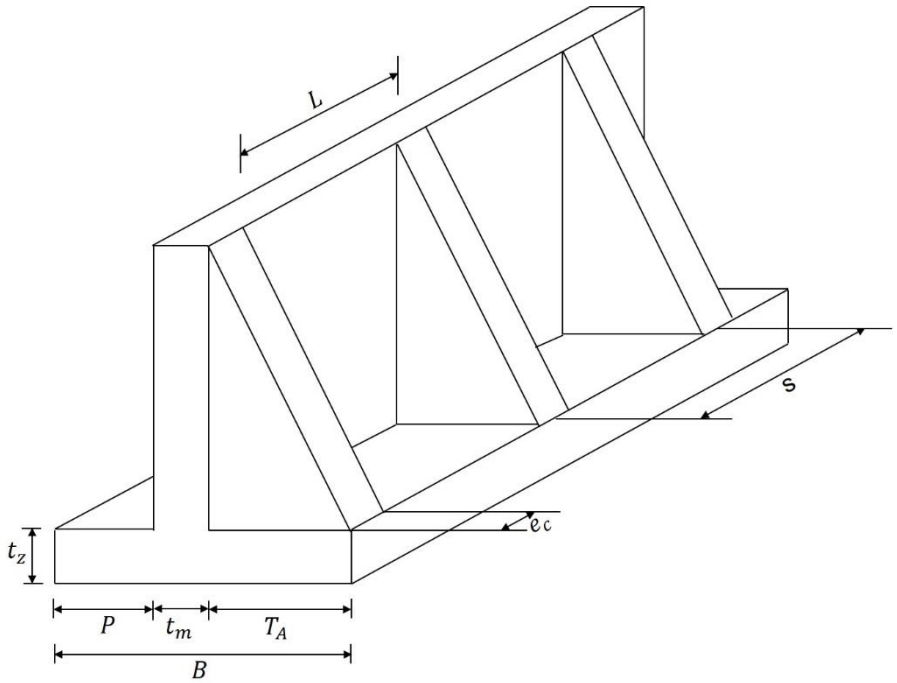


Imagen 7.18: Dimensiones de los contrafuertes del muro. Fuente: Elaboración propia.

7.3.1.2. Datos del contrafuerte:

- Distancia libre entre contrafuertes: $L = 2.65m$
- Espesor del contrafuerte: $e_c = 3.5m$
- Separación de los contrafuertes: $s = 3m$

7.3.1.3. Datos del suelo:

♦ **Estrato 1:**

- Altura del estrato: $h_1 = 4.57m$
- Peso específico del suelo: $\gamma_{s1} = 2570\,\frac{kgf}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi_1 = 20°$
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_{s1} = 129\,\frac{kgf}{cm^2}$
- Inclinación del terreno: $\beta = 0°$
- Inclinación de la cara interna del muro respecto a la horizontal: $\theta_h = 90°$

- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta_1 = \frac{2}{3} \cdot \phi_1$ $\delta = 13°$

♦ **Estrato 2:**

- Altura del estrato: $h_2 = H_t - h_1$ $h_2 = 2.03m$
- Peso específico del suelo: $\gamma_{s2} = 2350 \frac{kgf}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi_2 = 38°$
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_{s2} = 210 \frac{kgf}{cm^2}$
- Cohesión en la cimentación: $c' = 0 \frac{kgf}{m^2}$
- Ángulo de fricción entre el suelo y el muro: $\delta_2 = \frac{2}{3} \cdot \phi_2$ $\delta_2 = 25°$

7.3.1.4. Datos de los materiales:

- Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400 \frac{kgf}{m^3}$
- Resistencia a compresión del concreto: $f'_c = 4000psi$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 253224 \frac{kgf}{cm^2}$
- Peso específico del acero: $\gamma_a = 1750 \frac{kgf}{m^3}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 60ksi$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_a = 2038902 \frac{kgf}{cm^2}$

7.3.2. Análisis geotécnico:

Luego de ver los datos, se definen las normas a utilizar. Se usarán las normas del AASHTO LRFD Bridge 2017 debido a que es para uso vehicular. Los valores usados en geometría del muro, son valores preliminares de diseño, los cuales se evaluarán por estabilidad para ver si cumplen con los requerimientos para el diseño; si no cumplen, se cambiarán y volverán a evaluarse hasta cumplir.

7.3.2.1. Análisis por esfuerzos admisibles:

♦ **Cálculo de la altura equivalente según AASHTO:**

Es necesario conocer la altura equivalente del muro para calcular el valor de la sobrecarga, en este caso, debido a que el uso del muro será para soportar peso vehicular, se utilizarán las especificaciones para diseño de LRFD de Puentes AASHTO 2017. La altura equivalente de suelo para carga vehicular en muros está determinada por la tabla 3.11.6.4-2 del AASHTO (ver tabla Tabla 3.2, pág. 49).

La altura total del muro es de $H_t = 6.6\,m$; considerando que la distancia entre el trasdós y el tráfico es de 0 metros, se interpolan los valores de la tabla y se obtiene que la altura equivalente es $h_{eq} = 0.61\,m$.

El esfuerzo vertical de sobrecarga vehicular es: $q_s = \gamma_{s1} * h_{eq} = 1566.672\,kgf/m^2$

♦ **Coeficiente de presión activa de Coulomb:**

Calculando el coeficiente de presión activa de Coulomb, ecuación 14, sección 2.2.2.2. de este documento:

- Estrato 1:

$$k_{a1} = \frac{\sin(\theta_h + \phi_1)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta_1) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_1) \cdot \sin(\phi_1 - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta_1) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.361$$

- Estrato 2:

$$k_{a2} = \frac{\sin(\theta_h + \phi_2)^2}{\left(\sin(\theta_h)^2 \cdot \sin(\theta_h - \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi_2 - \beta)}{\sin(\theta_h - \delta_2) \cdot \sin(\theta_h + \beta)}}\right)^2\right)} = 0.216$$

La presión de sobrecarga por tanto es: $\Delta = k_{a1} * \gamma_{s1} * h_{eq} = 566\,kgf/m^2$

♦ Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales:

En este caso se calculan las presiones verticales y horizontales a 4 profundidades importantes: a nivel superficial, a la altura del primer estrato, a la altura del vástago y considerando la altura total del muro:

En $z = 0$,	$\sigma'_{o1} = \gamma_{s1} * h_{eq} = 1566.672\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel superficial
	$\sigma'_{h1} = k_{a1} * \sigma'_{o1} = 566.049\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel superficial
En $z = h_1$,	$\sigma'_{o2} = \sigma'_{o1} + \gamma_{s1} * h_1 = 13311.6\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a nivel del estrato 1
	$\sigma'_{h2} = k_{a1} * \sigma'_{o2} = 4809.562\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a nivel del estrato 1
En $z = H$,	$\sigma'_{o3} = \sigma'_{o2} + \gamma_{s2} * (H - h_1)$ $\sigma'_{o3} = 16672.072\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura del vástago
	$\sigma'_{h3} = \sigma'_{h2} + k_{a2} * \gamma_{s2} * (H - h_1)$ $\sigma'_{h3} = 5534.462\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura del vástago
En $z = H_t$,	$\sigma'_{o4} = \sigma'_{o3} + \gamma_{s2} * t_z = 18082.07\, kgf/m^2$	Esfuerzo vertical a la altura total del muro
	$\sigma'_{h4} = \sigma'_{h3} + k_{a2} * \gamma_{s2} * t_z$ $\sigma'_{h4} = 5838.616\, kgf/m^2$	Esfuerzo horizontal a la altura total del muro

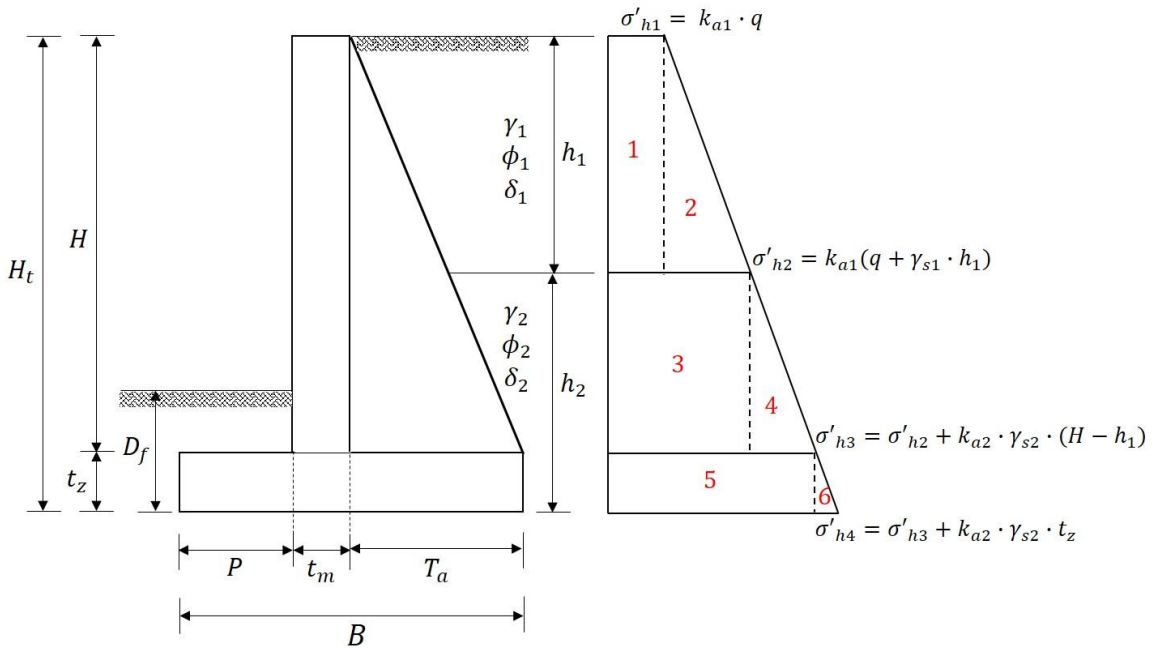


Imagen 7.19: Diagrama de esfuerzos horizontales para muro con contrafuertes.
Fuente: Elaboración propia.

Mediante el diagrama de esfuerzos horizontales, se calculan las presiones totales a cada profundidad z por medio del cálculo de cada área:

- Área 1:

$$A_{d1} = h_1 * \sigma'_{h1} = 2586.845 \frac{kgf}{m}$$

- Área 2:

$$A_{d2} = 0.5 * h_1 * (\sigma'_{h2} - \sigma'_{h1})$$

$$A_{d2} = 9696.427 \frac{kgf}{m}$$

- Área 3:

$$A_{d3} = (H - h_1) * \sigma'_{h2}$$

$$A_{d3} = 6877.674 \frac{kgf}{m}$$

- Área 4:

$$A_{d4} = 0.5 * (H - h_1) * (\sigma'_{h3} - \sigma'_{h2})$$

$$A_{d4} = 518.303 \frac{kgf}{m}$$

- Área 5:

$$A_{d5} = t_z * \sigma'_{h1} = 3320.677 \frac{kgf}{m}$$

- Área 6:

$$A_{d6} = 0.5 * t_z * (\sigma'_{h4} - \sigma'_{h3})$$

$$A_{d6} = 91.246 \frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral a la altura del vástago (H):

$$P_{A1} = A_{d1} + A_{d2} + A_{d3} + A_{d4}$$

$$P_{A1} = 19679.25\,\frac{kgf}{m}$$

- Presión lateral en todo el muro (H_t):

$$P_{A2} = P_{A1} + A_{d5} + A_6$$

$$P_{A2} = 23091.173\,\frac{kgf}{m}$$

- Presión activa a la altura del vástago (sin sobrecarga):

$$P_{a1} = P_{A1} - \Delta * H = 16282.954\,\frac{kgf}{m}$$

- Presión activa en todo el muro (sin sobrecarga):

$$P_{a2} = P_{A2} - \Delta * H_t$$

$$P_{a2} = 19355.247\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{A1} desde la base del vástago:

$$Z_1 = \frac{(A_{d1})\left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) + (A_{d2})\left(H - \frac{2 * h_1}{3}\right) + (A_{d3})\left(\frac{H - h_1}{2}\right) + (A_{d4})\left(\frac{H - h_1}{3}\right)}{P_{A1}}$$

$$Z_1 = 2.285\ m$$

- Ubicación de P_{A2} desde la base del muro:

$$Z_2 = \frac{A_{d1}\left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) + A_{d2}\left(h_2 + \frac{h_1}{3}\right) + A_{d3}\left(t_z + \frac{H - h_1}{2}\right) + A_{d4}\left(t_z + \frac{H - h_1}{3}\right) + A_{d5}\left(\frac{t_z}{2}\right) + A_{d6}\left(\frac{t_z}{3}\right)}{P_{A2}}$$

$$Z_2 = 2.208\ m$$

- Momento producido por P_{A1}:

$$M_{A1} = P_{A1} * Z_1 = 44963.614\ kgf$$

- Momento producido por P_{A2}:

$$M_{A2} = P_{A2} * Z_2 = 50982.213\ kgf$$

- Momento producido por P_{sc}:

$$M_{sc} = P_{sc} * Z_{sc} = 12328.55\ kgf$$

- Presión lateral de sobrecarga:

$$P_{sc} = \Delta * H_t = 3735.926\,\frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de P_{sc} desde la base del muro:

$$Z_{sc} = \frac{H_t}{2} = 3.3\ m$$

- Momento producido por P_{a2}:

$$M_{a2} = M_{A2} * M_{sc} = 38653.658 kgf$$

- Presión pasiva en la cimentación del muro:

$$P_p = \frac{1}{2} * k_{a2} * \gamma_{s2} * D_f^2 = 496.784 \frac{kgf}{m}$$

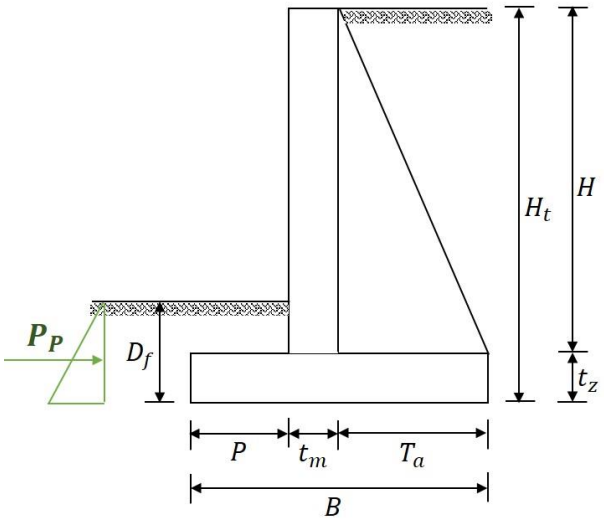


Imagen 7.20: Presión pasiva en el muro de contención con contrafuertes. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Estado del muro:**

Calculando el desplazamiento máximo en la parte superior del muro y su deriva, se comparan los resultados con la tabla C3.11.1-1 del Manual del AASHTO 2017 (ver Tabla 3.1, pág. 47) para identificar en qué condiciones de presión está trabajando el muro.

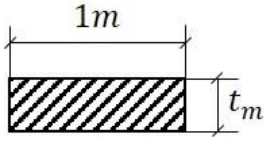


Imagen 7.21: Sección considerada del muro para inercia del muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo de la inercia del muro:

$$I_m = \frac{1}{12} * (3) * (t_m)^3 = 1600000 \frac{1}{m} * cm^4$$

- Desplazamiento máximo en la corona:

$$\Delta H = \frac{P_{A1} \cdot {Z_1}^2 \cdot (3 \cdot H - Z_1)}{6 \cdot E_c \cdot I_m} = 0.664\ cm$$

- Deriva del muro:

$$\delta_e = \frac{\Delta H}{H} = 0.001$$

Comparando el valor del desplazamiento relativo o deriva, con la Tabla 3.1 de la página 47, con relleno de arena densa según la consistencia en la tabla de sondeos, podemos ver que el desplazamiento relativo es 0.001, esto implica que el muro estaría trabajando en estado activo.

7.3.2.2. Revisiones por esfuerzos admisibles:

♦ **Revisión por volcamiento:**

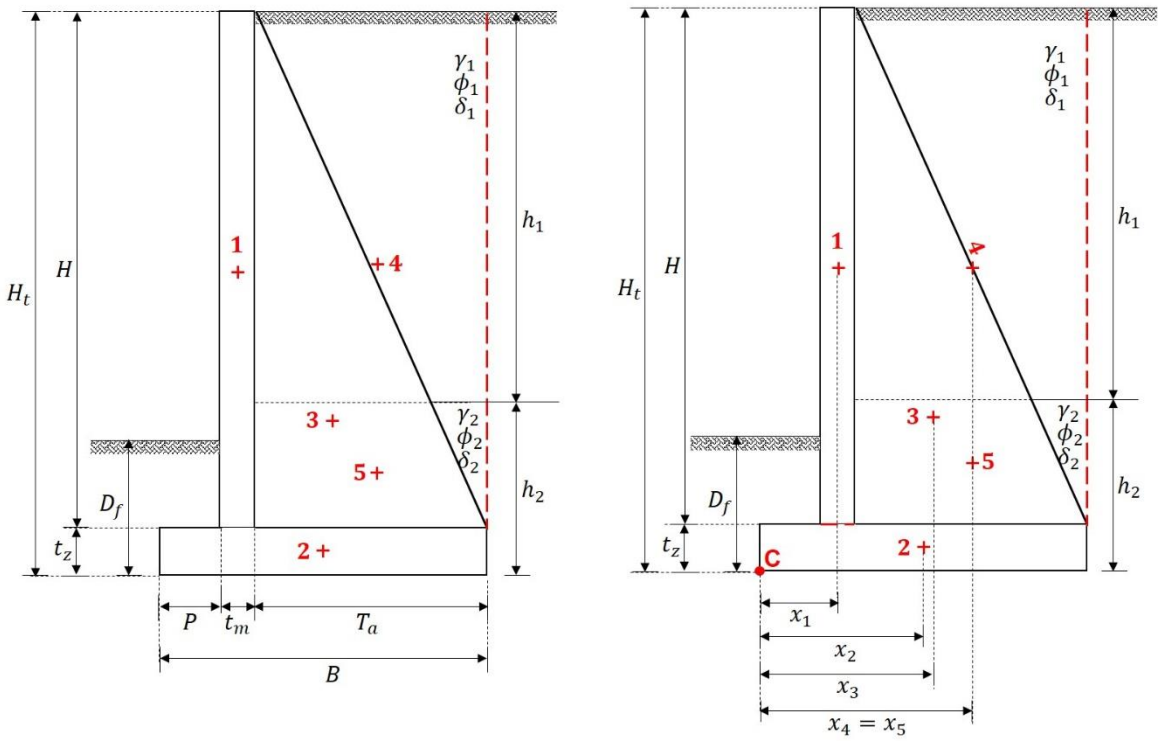


Imagen 7.22: Revisión por volcamiento para muro con contrafuertes; brazos de momento de cada área. Fuente: elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_1 = t_{m1} * H = 2.04m^2$
2) $A_2 = t_z * B = 2.34m^2$
3) $A_3 = 0.5 * T_A * H = 8.4m^2$
4) $A_4 = T_A * h_1 = 12.796m^2$
5) $A_5 = T_A * (h_2 - t_z) = 4.004m^2$

- Peso/longitud unitaria:

$W_1 = A_1 * \gamma_c = 5760\ kgf/m$

$W_2 = A_2 * \gamma_c = 5616\ kgf/m$

$W_3 = A_3 * \gamma_c = 20160\ kgf/m$

$W_4 = A_4 * \gamma_{s1} = 32886.72\ kgf/m$

$W_5 = A_4 * \gamma_{s2} = 9409.4\ kgf/m$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_1 = P + t_m * 0.5 = 0.9m$

$x_2 = B * 0.5 = 1.95m$

$x_3 = P + t_m + \left(\frac{1}{3} * T_A\right) = 2.033m$

$x_4 = P + t_m + T_A * 0.5 = 2.5m$

$x_5 = P + t_m + T_A * 0.5 = 2.5m$

- Cálculo del momento resistente:

$M_1 = W_1 * x_1 = 5184\ kgf$

$M_2 = W_2 * x_2 = 10951.2\ kgf$

$M_3 = W_3 * x_3 = 40992\ kgf$

$M_4 = W_4 * x_4 = 82214.3\ kgf$

$M_5 = W_5 * x_5 = 23523.5\ kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5$

$\Sigma V = 73831.12\ Kgf/m$

- Momento de volcamiento:

$\Sigma \mathrm{M}_o = M_{A2} = 50982.213\ kgf$

- Momento Resistente:

$\Sigma M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$

$\Sigma M_R = 162865\ kgf$

- El factor de seguridad contra volcamiento es (ecuación 35, apartado 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = 3.195 > 2 \rightarrow OK}$$

♦ **Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:**

- Fuerza resistente máxima:

$R' = \Sigma V + \tan \delta_2 + B * c'$

$R' = 34952.376\, kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales de empuje:

$\Sigma F_d = P_{A2} + P_{sc} = 23091.173\, kgf/m$

- Suma de las fuerzas horizontales resistentes:

$\Sigma \mathrm{F}_R = R' + P_p = 35449.16\, kgf/m$

- El factor de seguridad contra deslizamiento es (ecuación 36, apartado 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma \mathrm{F}_{R'}}{\Sigma \mathrm{F}_d} = 1.535 > 1.5}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

Calculando la ubicación de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base o fuerza resultante, respecto al punto C (ver Imagen 7.22, página 174), se tiene que:

- Momento neto respecto a C:

$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$

$M_{neto} = 111882.787\, kgf$

- Brazo de la resultante R:

$X_R = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} = 1.515\, m$

- Excentricidad de la resultante R:

$e_R = \frac{B}{2} - X_R = 0.435\, m$

Es importante revisar que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o $e_R < B/6$. Siendo $B/6 = 0.65\, m$

- Presión máxima ubicada en la puntera:

$q_{puntera} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{máx} = q_{puntera} = 31589.004 \frac{kgf}{m^2}$

- Presión mínima ubicada en el talón:

$q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6 * e_R}{B}\right)$

$q_{min} = q_{talón} = 6273.109 \frac{kgf}{m^2}$

- Factores de forma para cimentación continua:

$F_{cs} = 1$, $F_{qs} = 1$, $F_{\gamma s} = 1$

- Ancho efectivo:

$B' = B - 2 * e_R = 3.031\ m$

- Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación:

$q = \gamma_{s2} * D_T = 3290\ \ kgf/m^2$

Se hace la revisión de D_f/B para saber las ecuaciones a utilizar para los factores de forma, profundidad e inclinación de la Tabla 9.1, anexos página ii. En este caso es igual a $D_T/B = 0.274$, por eso se aplicarán las ecuaciones cuando $D_f/B < 1$.

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi_2'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi_2'} = 48.933$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi_2' = 61.352$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi_2' = 78.024$$

- Factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90°}\right)^2 = 0.651$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi_2'}\right)^2 = 0.651$$

$$\Psi = \cot\left(\frac{\Sigma F_d}{\Sigma \mathrm{V}}\right) = 17.367°$$

- Factores de profundidad:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan \phi_2'} = 1.109$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2' \left(1 - \sin \phi_2'\right)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.107$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Capacidad de carga de una cimentación superficial:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_{s2} B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} = 197946.311 \frac{kgf}{m^2}$$

- El factor de seguridad de capacidad de carga es (ecuación 37, apartado 3.3.1.3. 3.3.1.2. 3.3.1.1. de este documento):

$$\boldsymbol{FS_{cap_de_carga} = \frac{q_u}{q_{puntera}} = 6.266 > 3 \rightarrow OK}$$

7.3.2.3. Análisis por esfuerzos últimos (revisiones AASHTO):

♦ **Revisión contra falla por deslizamiento:**

Se aplican los procedimientos y fórmulas explicados en el apartado 3.3.2.1. de este documento, con $\phi_2' = 38°$:

- Factor para concreto encofrado contra el suelo:

$C = 1.0$

- Fuerza total vertical:

$\Sigma V = 73831.12\ \frac{kgf}{m}$

- Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (ec. 48):

$$R_\tau = CV \tan \phi_2' = 57683.193 \frac{kgf}{m}$$

- Factor de resistencia por cortante entre el suelo y la fundación, $\varphi_\tau = 0.80$ y factor de resistencia para resistencia pasiva, $\varphi_{ep} = 0.50$ (Tabla 9.7, anexos pág. v).
- Resistencia nominal pasiva del suelo disponible:

$$R_{ep} = P_p = 496.784\ \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes al deslizamiento:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} = 46394.946 \frac{kgf}{m}$$

- Fuerzas resistentes totales:

$$R_{Ru} = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep} = 58055.781 \frac{kgf}{m}$$

♦ **Revisión por capacidad de carga:**

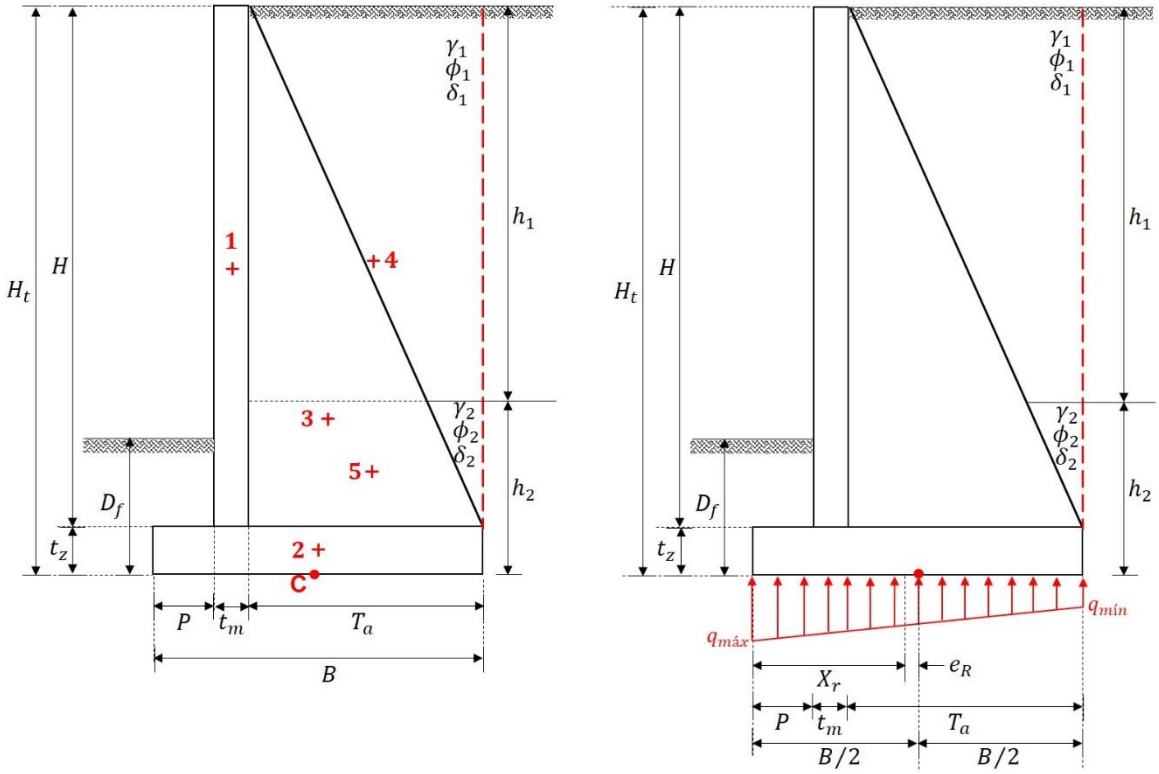


Imagen 7.23: Revisión AASHTO por capacidad de carga para muro con contrafuertes. Fuente: Elaboración propia.

- Áreas:

1) $A_{1a} = t_{m1} * H = 2.04m^2$
2) $A_{2a} = t_z * B = 2.34m^2$
3) $A_{3a} = 0.5 * T_A * H = 8.4m^2$
4) $A_{4a} = T_A * h_1 = 12.796m^2$
5) $A_{5a} = T_A * (h_2 - t_z) = 4.004m^2$

- Brazo de momento desde el punto C:

$x_{1a} = 0.5B - (P + 0.5 * t_m) = 1.05m$

$x_{2a} = 0.5B - 0.5 * B = 0m$

$$x_{3a} = 0.5B - \left[P + t_m + \frac{1}{3} * T_A\right] = -0.083m$$

$x_{4a} = 0.5B - (P + t_m + 0.5 * T_A) = -0.55m$

$x_{5a} = 0.5B - (P + t_m + 0.5 * T_A) = -0.55m$

- Peso/longitud unitaria:

$W_{1a} = A_{1a} * \gamma_c = 5760\ kgf/m$

$W_{2a} = A_{2a} * \gamma_c = 5616\ kgf/m$

$W_{3a} = A_{3a} * \gamma_c = 20160\ kgf/m$

$W_{4a} = A_{4a} * \gamma_{s1} = 32885.7\ kgf/m$

$W_{5a} = A_{5a} * \gamma_{s2} = 9409.4\ kgf/m$

- Cálculo de momentos:

$M_{1a} = W_{1a} * x_{1a} = 6048\ kgf$

$M_{2a} = W_{2a} * x_{2a} = 0\ kgf$

$M_{3a} = W_{3a} * x_{3a} = -1680\ kgf$

$M_{4a} = W_{4a} * x_{4a} = -18087kgf$

$M_{5a} = W_{4a} * x_{5a} = -5175.2kgf$

- Suma de Fuerzas verticales:

$\Sigma V_a = 1.25 * (W_{a1} + W_{2a} + W_{3a} + W_{4a} + W_{5a})$

$\Sigma V_a = 92288.9\, kgf/m$

- Momento Resistente de volcamiento:

$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * \Sigma M_R = 203581.25\, kgf$

- Excentricidad desde el punto C:

$$e_{Ra} = \frac{1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc} + 1.25(M_{1a} + M_{3a} + M_{4a} + M_{5a})}{\Sigma \mathrm{V}_a} = 0.606m$$

Se hace la revisión de que el valor de la excentricidad esté dentro del tercio medio de la base del muro, o:

$$e_{Ra} < B/6$$

$$0.606m < 0.65\, m \rightarrow OK$$

A continuación se hacen los cálculos de los elementos que conforman la ecuación de capacidad de carga nominal, según descrito en el apartado 3.3.2.2. página 41 de este documento.

- Presión vertical en la cimentación:

$$q_v = \frac{\Sigma \mathrm{V}_a}{B - 2e_{Ra}} = 34336.572\, kgf/m^{\,2}$$

- Factores de capacidad de carga (ecuaciones 44, 45 y 46):

$$N_q = \tan\left(45° + \frac{\phi_2'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi_2'} = 48.93$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi_2' = 61.352$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi_2' = 78.024$$

- Longitud de la zapata:

$L = 100\, m$

- Factores de forma (Tabla 9.3, anexos pág. iii):

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} * \tan \phi_2'\right) = 1.03$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.031$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.98$$

- Factor de corrección de profundidad d_q (Tabla 9.5, anexos pág. iv): Se realiza la extrapolación para encontrar el valor de d_q, primero para d_q para 32 grados, luego el d_q para 37 grados, y luego se hace extrapolación para el ϕ' del suelo y obtener el d_q correspondiente. Teniendo un $\phi'_2 = 38°$ y $D_f/B = 0.359$:

– Valor de d_q para 32 grados:

$x_{d11} = 1$ $\quad$ $y_{d11} = 1.20$

$x_{d21} = 2$ $\quad$ $y_{d21} = 1.3$

$$m_{d1} = \frac{y_{d21} - y_{d11}}{x_{d21} - x_{d11}} = 0.1$$

$$b_{d1} = y_{d11} - m_{d1} * x_{d11} = 1.1$$

$$x_{d31} = \frac{D_f}{B} = 0.359$$

$$y_{d31} = m_{d1} * x_{d31} + b_{d1} = 1.136$$

– Valor de d_q para 37 grados:

$x_{d12} = 1$ $\quad$ $y_{d12} = 1.20$

$x_{d22} = 2$ $\quad$ $y_{d22} = 1.25$

$$m_{d2} = \frac{y_{d22} - y_{d12}}{x_{d22} - x_{d12}} = 0.05$$

$$b_{d2} = y_{d12} - m_{d2} * x_{d12} = 1.15$$

$$x_{d32} = \frac{D_T}{B} = 0.359$$

$$y_{d32} = m_{d2} * x_{d32} + b_{d2} = 1.168$$

– Valor de d_q para $\phi'_2 = 38$ grados:

$x_{d13} = 32$ $\quad$ $y_{d13} = y_{d31}$

$x_{d23} = 37$ $\quad$ $y_{d23} = y_{d32}$

$$m_{d3} = \frac{y_{d23} - y_{d13}}{x_{d23} - x_{d13}} = 0.006$$

$$b_{d3} = y_{d13} - m_{d3} * x_{d13} = 0.931$$

$$x_{d33} = \frac{\phi'}{1°} = 38$$

$$y_{d33} = m_{d3} * x_{d33} + b_{d3} = 1.174$$

El valor calculado por extrapolación del factor de corrección de profundidad es $d_q = y_{d33} = 1.174$

- Factores de inclinación:

Los componentes para factores de inclinación se basan en la Imagen 3.9: convenciones de carga inclinada, página 44:

– Dirección de carga en el plano de la zapata: $\theta = 0°$

– Ancho de la zapata: $B = 3.9m$

– Carga vertical sin factorar: $V_a = \Sigma V * L = 7383112kgf$

– Carga horizontal sin factorar: $H_a = (P_{a2} + P_{sc}) * L$

$$H_a = 2309117m * \frac{kgf}{m}$$

Para $\phi' > 0$:

$$i_c = i_q - \left[\left(1 - i_q\right)/\left(N_q - 1\right)\right] = 0.671$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^n = 0.678$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL\cot\phi)}\right]^{(n+1)} = 0.466$$

$$n = \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\cos(\theta)^2 + \left(\left(2 + \frac{L}{B}\right)\Big/\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)\sin(\theta)^2 = 1.038$$

- Coeficientes $C_{wq}, C_{w\gamma}$ para varias profundidades de agua subterránea (Tabla 9.5, anexos pág. iv)

$D_{w1} = 1.5 * B + D_f = 7.25\ m$

Con el nivel freático considerado como $D_w > D_{w1}$:

$C_{wq} = 1$

$C_{w\gamma} = 1$

- Factores $N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$ (ecuaciones 51,52,53):

$N_{cm} = N_c S_c i_c = 42.442$

$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q = 40.127$

$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma = 35.769$

- La capacidad de carga nominal es (ecuación 50 del presente documento):

$$q_n = c' N_{cm} + \gamma_s D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma_s B N_{\gamma m} C_{w\gamma} = 295929.787\ kgf/m^2$$

- El factor de reducción para capacidad de carga es $\varphi_b = 0.45$ (Tabla 9.7, anexos página v).
- La capacidad de carga última es (ecuación 49):

$$q_R = \varphi_b * q_n = 133168.404\, kgf/m^2$$

7.3.2.4. Cálculo del empuje sísmico:

El factor de amplificación se obtiene según el RNC-07, utilizando las consideraciones descritas en el apartado 3.4.5. de este documento. Con ubicación en Managua y teniendo un Suelo Tipo II.

- Factor de amplificación al periodo cero (Tabla 3.4, pág. 54) $F_{pga} = 1.5$
- Peso específico del acero: $PGA = 0.30$

- El coeficiente sísmico de aceleración horizontal, asumiendo cero deformaciones del muro es:

$$k_{h0} = F_{pga} * PGA = 0.45$$

- Asumiendo que el muro puede desarrollar deformaciones, el coeficiente sísmico de aceleración horizontal:

$$k_h = 0.5 * k_{h0} = 0.225$$

- El coeficiente sísmico vertical, para fines de cálculo de empuje se toma igual a cero:

$$k_v = 0$$

Teniendo:

$$\theta_{MO} = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] = 12.68°$$

- El coeficiente de presión de Mononobe-Okabe es (ecuación 67, apartado 3.4.6. página 54):

$$K_{AD} = \frac{\cos^2(\phi_2 - \theta - \theta_{MO})}{\cos(\theta_{MO})\cos^2(\theta)\cos(\delta_2 + \theta + \theta_{MO})\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta_2 + \phi)\sin(\phi_2 - \beta - \theta_{MO})}{\cos(\delta_2 + \theta + \theta_{MO})\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

$$K_{AD} = 0.37$$

- La resultante total bajo condiciones de cargas pseudoestáticas:

$$P_{AD} = \frac{1}{2} K_{AD} \gamma_s H_t^2 = 20674.893 \frac{kgf}{m}$$

- Incremento del empuje:

$$\Delta_{AD} = P_{AD} - P_{a2} = 1319.646 \frac{kgf}{m}$$

- Ubicación de la fuerza resultante:

$$Z_{AD} = \frac{P_{A2} * \left(\frac{H_t}{3}\right) + \Delta_{AD} * (0.60 * H_t)}{P_{AD}} = 2.71\ m$$

- Momento causado por la fuerza dinámica:

$$M_{AD} = Z_{AD} * P_{AD} = 56026.378\ kgf$$

♦ **Cálculo de las fuerzas inerciales:**

El cálculo de las fuerzas inerciales para la estabilidad general (apartado 3.4.3. página 49):

$$P_I = k_h * \Sigma V_a = 20765.003\ kgf/m$$

♦ **Fuerza sísmica:**

Tomando en cuenta las consideraciones del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.3. de este documento, la fuerza sísmica es la mayor de:

$$\gamma_{EQ1} = 1.00\ P_{AD} + 0.50 * P_I = 31057.395\ kgf/m$$

$$\gamma_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * P_{AD}, P_{A2}) = 40120.25\ kgf/m$$

- La fuerza sísmica P_{EQ} es:

$$P_{EQ} = Máx(\gamma_{EQ1}, \gamma_{EQ2}) = 40120.25\, kgf/m$$

- El momento del EQ es:

$$M_{EQ1} = 1.00\, M_{AD} + 0.50 * \Sigma M_R = 137458.878\, kgf$$

$$M_{EQ2} = 1.00 * P_I + Máx(0.5 * M_{AD}, M_{A2}) = 201518.658\, kgf$$

$$M_{EQ} = Máx(M_{EQ1}, M_{EQ2}) = 201518.658\, kgf$$

7.3.2.5. Combinaciones de carga:

Aplicando las consideraciones de combinaciones de carga del AASHTO resumidas en el apartado 3.4.7. página 56:

- Resistencia Ia:

$$P_{uIa} = 0.9 * \Sigma V + 1.5 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 102018.749\, kgf/m$$

$$M_{uIa} = 0.9 * \Sigma M_R + 1.5 * M_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 226133.957\, kgf$$

- Resistencia Ib:

$$P_{uIb} = 1.25 * \Sigma V + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * P_{a2} = 127859.641\, kgf/m$$

$$M_{uIb} = 1.25 * \Sigma M_R + 1.75 * P_{sc} + 1.50 * M_{a2} = 283136.707\, kgf$$

- Evento extremo I:

$$P_{ueI} = 1.00 * \Sigma V + 0.50 * P_{sc} + 1.00 * P_{EQ} = 115819.333\, kgf/m$$

$$M_{ueI} = 1.00 * \Sigma M_R + 0.50 * M_{sc} + 1.00 * M_{EQ} = 370547.935\, kgf$$

- Servicio I:

$$P_{usI} = 1.00 * \Sigma V + 1.00 * P_{sc} + 1.00 * P_{a2} = 96922.293\, kgf/m$$

$$M_{usI} = 1.00 * \Sigma M_R + 1.00 * M_{sc} + 1.00 * M_{a2} = 21847.213\, kgf$$

7.3.2.6. Relaciones Demanda-Capacidad:

Por medio de las relaciones demanda-capacidad se determina si el muro con las dimensiones elegidas resiste las fuerzas externas, tanto en volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga. Los resultados de los cocientes deben de ser menores que uno para determinar que el muro tendrá un buen desempeño en los eventos considerados en el diseño.

- Volcamiento:

Momento de volcamiento último:

$$\Sigma M_{ou} = 1.50 * M_{a2} + 1.75 * M_{sc}$$

$$\Sigma M_{ou} = 79555.457\, kgf$$

Momento resistente de volcamiento:

$$\Sigma M_{Ru} = 1.25 * M_R$$

$$\Sigma M_{Ru} = 203581.25\, kgf$$

Relación Demanda-Capacidad de volcamiento:

$$R_{DCV} = \frac{\Sigma M_{ou}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.391 \rightarrow OK$$

- Deslizamiento:

Fuerza deslizante última:

$$\Sigma F_{du} = 1.50 * P_{a2} + 1.75 * P_{sc}$$

$$\Sigma F_{du} = 35370.741\, kgf/m$$

Fuerza última resistente al deslizamiento:

$$\Sigma R_u = 1.25 * \varphi_\tau R_\tau + 1.50 * \varphi_{ep} R_{ep}$$

$$\Sigma R_u = 58055.781\, kgf/m$$

Relación Demanda-Capacidad por deslizamiento:

$$R_{DCD} = \frac{\Sigma M_{du}}{\Sigma M_{Ru}} = 0.613 \rightarrow OK$$

- Capacidad de carga:

Máxima demanda del suelo:

$P_{us} = max(P_{ula}, P_{ulb}, P_{uel}, P_{usl})/1m$

$P_{us} = 127859.641\ kgf/m^2$

Relación Demanda-Capacidad de

$R_{DCC} = \frac{P_{us}}{q_R} = 0.96 \rightarrow OK$

Capacidad de carga ultima:

$q_{ua} = 133168.404\ kgf/m^2$

7.3.3. Diseño estructural:

Se aplicará el método de resistencias para el diseño de los elementos del muro, se trabajará por partes la punta, el talón y el vástago del muro, se diseñarán como una viga en voladizo y se utilizarán las consideraciones de diseño del ACI-318.

7.3.3.1. Diseño de la punta:

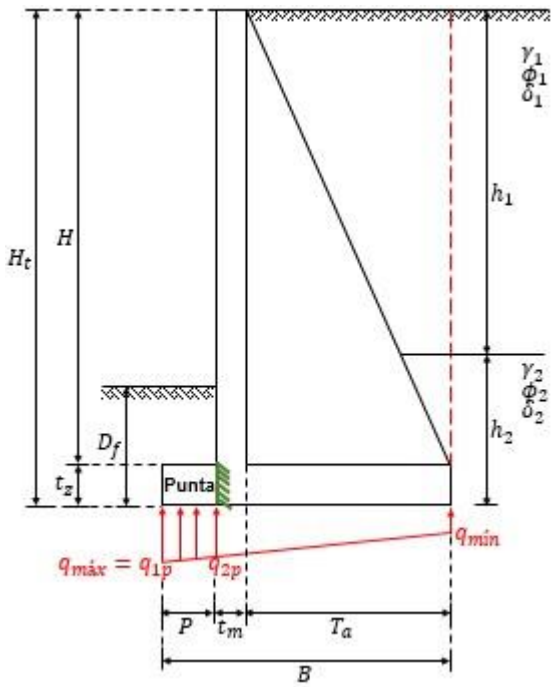


Imagen 7.24: Análisis de la punta. Fuente: Elaboración propia.

El análisis del pie será como una viga en voladizo y se utilizarán las consideraciones del ACI-318.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

- Fuerzas en la punta:

Se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60.

$$q_{1p} = 1.6 * q_{máx} = 50542.406\ kgf/m^2$$

$$q_{2p} = 1.6 * \left(\frac{(q_{máx} - q_{min}) * (B - P)}{B} + q_{min}\right) = 43272.2\ kgf/m^2$$

- Momento de diseño:

$$M_{uv1} = \left(\left(q_{2p} * P\right)(P * 0.5) + \left(q_{1p} - q_{2p}\right)(P * 0.5)\left(\frac{2}{3} * P\right)\right) * 1m$$

$$M_{uv1} = 11789.156\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_1 = t_z = 0.6m$
- Base de la sección: $b_1 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre1} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 7 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_1 = \frac{3}{4} plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_1 = 6$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_1 = r_{libre1} + dv_1 * 0.5 = 8.453cm$
- Peralte efectivo: $d_1 = h_1 - r_1$

  $d_1 = 0.515m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin1} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_1 * d_1, \frac{14}{f_y} * b_1 * d_1\right) = 17.107cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp1} = \pi * \frac{{dv_1}^2}{4} * nv_1 = 19.952\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$c_1 = \frac{a_1}{\beta_1} = 0.036m$

$a_1 = \frac{A_{smin1} * f_y}{0.85 * f'_c * b_1} = 3.019cm$

$\epsilon_{t1} = \frac{d_1 - c_1}{c_1} * 0.003 = 0.041$

$T_1 = A_{sp1} * f_y = 84164.208\ kgf$

$M_{n1} = T_1 * \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)$

$M_{n1} = 42114.1\ kgf * m$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n1} = 37902.69\ kgf * m$

- El momento máximo en la punta:

$M_{uv1} = 11789.156\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n1} > M_{uv1} \rightarrow OK}$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_1 = \frac{100cm}{nv_1} \approx 15\ cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre1} = s_1 - dv_1 = 13.095cm$$

$$2dv_1 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Se determina la longitud de desarrollo de la punta según las normas descritas en el apartado 4.2.1. página 63 de este documento:

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre1} > 2dv_1$; el recubrimiento libre, $r_{libre1} > dv_1$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da1} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_1 = 72.61cm \approx 73cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco diferente a 30cm, otro): $\Psi_t = 1$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db1} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)}\right) * d_b = 43.812cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b1} = \min(r_1, s_1 * 0.5) = 7.5cm$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 3.94 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para la punta es:

$$l_d = \max(l_{da1}, l_{db1}, 30cm) = 0.73m$$

♦ **Revisión del cortante máximo:**

Se analiza si la punta cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c1} = 45815.521\ kgf$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c1} = 34361.64\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c1} > V_{u1} \rightarrow OK}$

- El cortante máximo en la punta:

$V_{u1} = (q_{1p} + q_{2p}) * P * 0.5 * 1m$

$V_{u1} = 32835.112\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 7 varillas #6 para el refuerzo de la punta es adecuada.

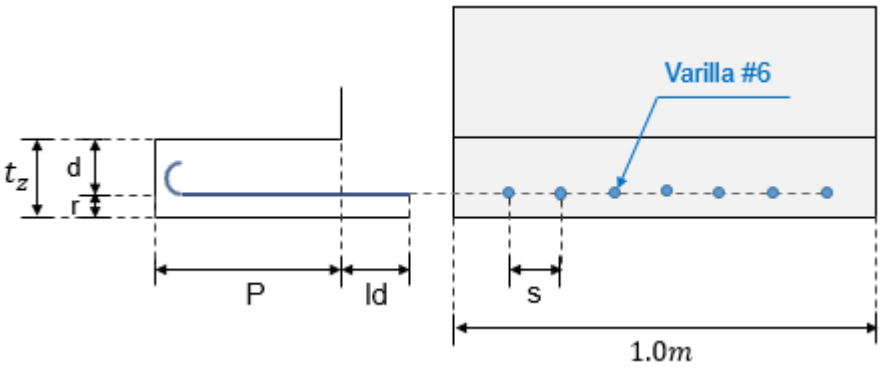


Imagen 7.25: Análisis de la punta, Sección longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

7.3.3.2. Diseño del vástago:

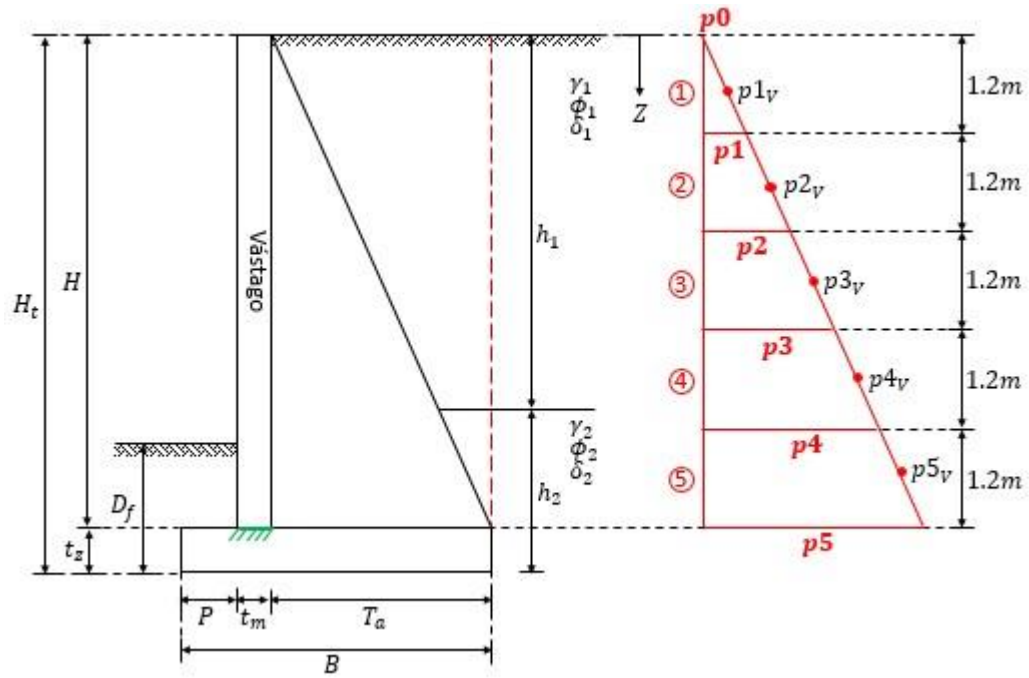


Imagen 7.26: Análisis del vástago. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$

♦ **Cálculo de las presiones del suelo que actúan en el vástago:**

Al analizar el vástago, se toma como una losa continua apoyada en los contrafuertes, exceptuando la cimentación. Para un buen cálculo, primero se divide el vástago en varios tramos a una profundidad (z), se determina el empuje que produce el suelo de relleno, y luego las presiones promedio mayoradas en cada tramo (ver Imagen 7.27).

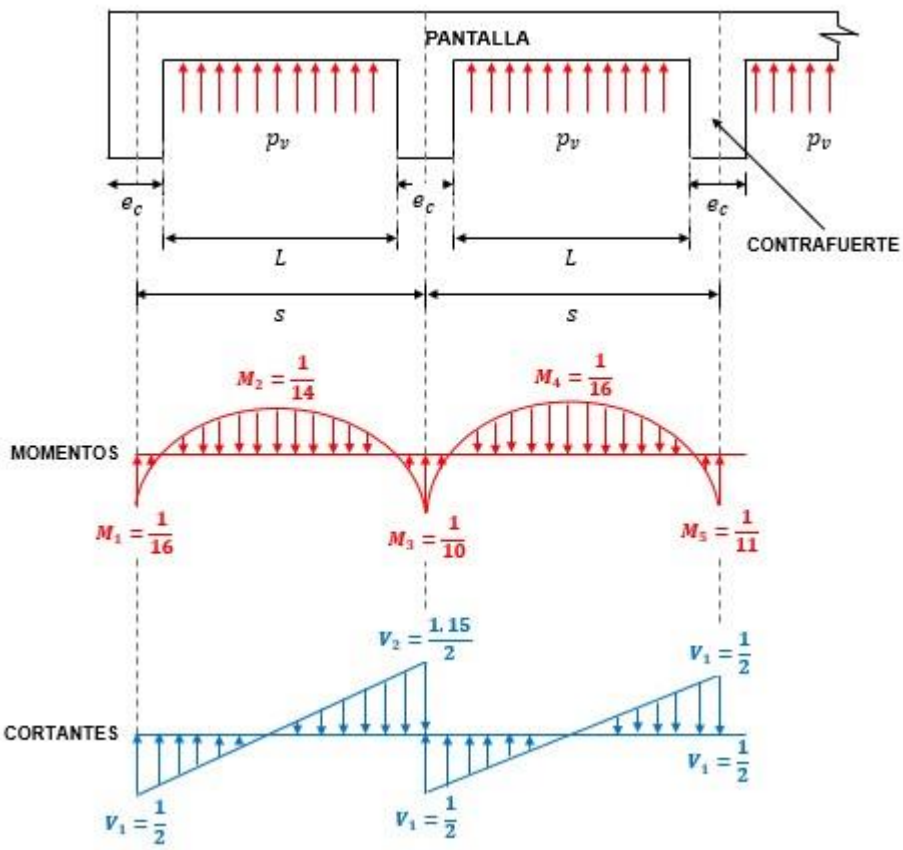


Imagen 7.27: Diagrama de cortantes y momentos en cada tramo. Fuente: Elaboración propia.

- Profundidad por tramo (z):

$$z_0 = 0m \qquad z_1 = 1.2m \qquad z_2 = 1.2m + z_1 = 2.4m$$

$$z_3 = 1.2m + z_2 = 3.6m \qquad z_4 = 1.2m + z_3 = 4.8m \qquad z_5 = 1.2m + z_4 = 6m$$

- Empujes en el vástago por tramos:

$$p0 = \Delta + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_0) = 6261.612\, kgf/m^2$$

$$p1 = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_1) + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_1) = 6236.77\, kgf/m^2$$

$$p2 = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_2) + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_2) = 6211.928\, kgf/m^2$$

$$p3 = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_3) + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_3) = 6287.086\, kgf/m^2$$

$$p4 = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_4) + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_4) = 8284.393\, kgf/m^2$$

$$p5 = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_5) + K_{AD} * \gamma_{s1} * (H - z_5) = 8575.999\, kgf/m^2$$

- Presiones promedio mayoradas por cada tramo:

Se multiplica por 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60.

$$p1_v = 1.6 * \left(\frac{p0 + p1}{2}\right) = 9998.706\frac{kgf}{m^2} \quad p4_v = 1.6 * \left(\frac{p3 + p4}{2}\right) = 11577.18\frac{kgf}{m^2}$$

$$p2_v = 1.6 * \left(\frac{p1 + p2}{2}\right) = 9958.958\frac{kgf}{m^2} \quad p5_v = 1.6 * \left(\frac{p4 + p5}{2}\right) = 13488.31\frac{kgf}{m^2}$$

$$p3_v = 1.6 * \left(\frac{p2 + p3}{2}\right) = 9919.211\frac{kgf}{m^2}$$

♦ **Cálculo de momentos por tramos:**

Se determina el cálculo de los momentos en cada tramo (ver Imagen 7.27) según el ACI-14, explicado en el apartado 4.3, utilizando los momentos de la Tabla 9.17, anexos pág. xiii.

Debido al cálculo de los momentos a distintas profundidades, se puede obtener un ahorro en la armadura, ya que los momentos van creciendo desde su corona hasta una profundidad z (todos los momentos por tramos se multiplican por 1 metro lineal):

- Tramo 1:

$$M1 = \frac{1}{16}(p1_v * L^2) = 4388.494 kgf * m \quad M4 = \frac{1}{16}(p1_v * L^2) = 4388.494 kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(p1_v * L^2) = 5015.422 kgf * m \quad M5 = \frac{1}{11}(p1_v * L^2) = 6383.265 kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(p1_v * L^2) = 7021.591 kgf * m$$

- Tramo 2:

$$M1 = \frac{1}{16}(p2_v * L^2) = 4371.049kgf * m \quad M4 = \frac{1}{16}(p2_v * L^2) = 4371.049kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(p2_v * L^2) = 4995.485kgf * m \quad M5 = \frac{1}{11}(p2_v * L^2) = 6357.889kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(p2_v * L^2) = 6993.678kgf * m$$

- Tramo 3:

$$M1 = \frac{1}{16}(p3_v * L^2) = 4353.604kgf * m \quad M4 = \frac{1}{16}(p3_v * L^2) = 4353.604kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(p3_v * L^2) = 4975.547kgf * m \quad M5 = \frac{1}{11}(p3_v * L^2) = 6362.512kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(p3_v * L^2) = 6965.766kgf * m$$

- Tramo 4:

$$M1 = \frac{1}{16}(p4_v * L^2) = 5081.298kgf * m \quad M4 = \frac{1}{16}(p4_v * L^2) = 5081.298kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(p4_v * L^2) = 5807.195kgf * m \quad M5 = \frac{1}{11}(p4_v * L^2) = 7390.979kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(p4_v * L^2) = 8130.077kgf * m$$

- Tramo 5:

$$M1 = \frac{1}{16}(p5_v * L^2) = 5920.105kgf * m \quad M4 = \frac{1}{16}(p5_v * L^2) = 5920.105kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(p5_v * L^2) = 6765.834kgf * m \quad M5 = \frac{1}{11}(p5_v * L^2) = 8611.062kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(p5_v * L^2) = 9472.168kgf * m$$

Momento máximo de cada tramo:

- Tramo 1: $M3 = 7021.591kgf * m$
- Tramo 2: $M3 = 6993.678kgf * m$
- Tramo 3: $M3 = 6965.766kgf * m$
- Tramo 4: $M3 = 8130.077kgf * m$
- Tramo 5: $M3 = 9472.168kgf * m$

Una vez obtenido el momento mayor en cada tramo, se selecciona el momento máximo entre los tramos, el cual será el momento de diseño a utilizar, para este caso es:

$$M_u = 9472.168\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_2 = t_m = 0.4m$
- Base de la sección: $b_2 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre2} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 4 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_2 = 4$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_2 = r_{libre2} + dv_2 * 0.5 = 8.453cm$
- Peralte efectivo: $d_2 = h_2 - r_2$

  $d_2 = 0.315m$

- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin2} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_2 * d_2, \frac{14}{f_y} * b_2 * d_2\right) = 10.47\ cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp2} = \pi * \frac{{dv_2}^2}{4} * nv_2 = 11.401\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_2 = \frac{a_2}{\beta_1} = 0.022m$$

$$a_2 = \frac{A_{smin2} * f_y}{0.85 * f'_c * b_2} = 1.848\ cm$$

$$\epsilon_{t2} = \frac{d_2 - c_2}{c_2} * 0.003 = 0.04$$

$$T_2 = A_{sp2} * f_y = 48093.833\ kgf$$

$$M_{n2} = T_2 * \left(d_2 - \frac{a_2}{2}\right)$$

$$M_{n2} = 14728.103\ kgf * m$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n2} = 13255.293\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n2} > M_{uv2} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo del vástago:

$$M_{uv2} = 9472.168\ kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_2 = \frac{100cm}{nv_2} \approx 25cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre2} = s_2 - dv_2 = 23.095cm$$

$$2dv_2 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo para el vástago:**

La longitud necesaria para cumplir la tensión mínima del refuerzo requiere el uso de un gancho estándar (ver apartado 4.2.2. pág. 65), la cual su geometría está descrita en la tabla 25.3.1. del ACI 318S-14 (Tabla 9.14, anexos pág. x).

Utilizando un gancho estándar de 90 grados, teniendo varilla #6, el diámetro mínimo de doblado es $6dv_3 = 11.43cm \approx 12cm$ y la extensión recta es $l_{ext} = 12dv_3 = 22.86cm \approx 23cm$.

Los factores de modificación λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.15 (anexos página xi):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de recubrimiento (otros, sin confinamiento) $\Psi_c = 1.0$
- Factor de confinamiento de refuerzo (para la opción “otros”) $\Psi_r = 1.0$

La longitud de desarrollo del gancho estándar l_{dh}, es el mayor de a, b o c:

a) $\left(\frac{0.075 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}\right) * d_b = 35.9cm \approx 36cm$

b) $8d_b = 15.2cm \approx 16cm$

c) $15cm$

Entonces, $l_{dh} = 36cm$.

Se requiere conocer la longitud disponible para el desarrollo del gancho estándar:

$$l_{dhdisp} = t_z - r_{libre1} - dv_1 - 1.27cm = 49.325cm$$

Ya que $l_{dhdisp} > l_{dh}$, se determina que la longitud de desarrollo calculada alcanza para que el refuerzo del vástago trabaje correctamente a tensión.

♦ **Cálculo del cortante por tramos:**

Se calculan los cortantes por cada tramo (ver Imagen 7.27) según el ACI 318-14, explicado en el apartado 4.3, por medio de la Tabla 4.2, página 66. Donde la distancia libre entre contrafuertes es $L = 2.65m$ (todos los cortantes por tramos se multiplican por 1 metro lineal):

- Tramo 1:

$$V1 = \frac{1}{2}(p1_v * L) = 13248.285kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(p1_v * L) = 15235.528kgf$$

- Tramo 2:

$$V1 = \frac{1}{2}(p2_v * L) = 13195.62kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(p2_v * L) = 15174.963kgf$$

- Tramo 3:

$$V1 = \frac{1}{2}(p3_v * L) = 13142.954kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(p3_v * L) = 15114.397kgf$$

- Tramo 4:

$$V1 = \frac{1}{2}(p4_v * L) = 15339.767kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(p4_v * L) = 17640.732kgf$$

- Tramo 5:

$$V1 = \frac{1}{2}(p5_v * L) = 17872.015kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(p5_v * L) = 20552.818kgf$$

Cortante máximo de cada tramo:

- Tramo 1: $V2 = 15235.528kgf$
- Tramo 2: $V2 = 15174.963kgf$
- Tramo 3: $V2 = 15114.397kgf$
- Tramo 4: $V2 = 17640.732kgf$
- Tramo 5: $V2 = 20552.818kgf$

Una vez obtenido el cortante mayor en cada tramo, se selecciona el cortante máximo entre los tramos, el cual será el cortante de diseño a utilizar, para este caso es:

$$V_{u2} = 20552.818kgf$$

♦ **Revisión por cortante:**

Se analiza si el vástago cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c2} = 35552.08\ kgf$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c2} = 26664.06\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c2} > V_{u2} \rightarrow OK}$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u2} = 57443.218\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 4 varillas #6 para el refuerzo del vástago es adecuada.

♦ **Refuerzo Pantalla Exterior:**

Siguiendo los límites de refuerzo explicados en el apartado 4.2.3. de la página 65, para el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo y refuerzo horizontal ρ_t mínimo, los valores dependen del cortante máximo V_u y el cortante de diseño medio $0.5\phi_c V_c$, en este caso del vástago; siendo estos: $V_u = 20552.818\ kgf$ y $0.5\phi_c V_c = 13332.03$ se tiene

que $V_u \geq 0.5\phi_c V_c$, por lo tanto, el refuerzo longitudinal ρ_l mínimo debe ser el mayor del valor calculado con la ecuación (82) del presente documento y que 0.0025 y el valor del refuerzo horizontal ρ_t mínimo según la Tabla 9.16, anexos pág. xii:

- $\rho_t = 0.0025$, para muro construido en obra, $f_y > 4200\, kgf/cm^2$ y varillas $<$ #5.
- $\rho_l \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{6m}{1m}\right)(0.0025 - 0.0025) = 0.0025$

- Área mínima de refuerzo para el vástago:

$$A_{minv} = 0.0025 * t_m * 100cm$$

$$A_{minv} = 10cm^2$$

- Área mínima para pantalla externa:

$$A_{spe} = \frac{A_{minv}}{2} = 5\ cm^2$$

Se proponen varillas #4 para el refuerzo de la pantalla externa

- Diámetro de varilla propuesto:

$$dv_{pe} = \frac{1}{2} plg.$$

- Área de varilla propuesta:

$$A_{ppe} = \frac{\pi * {dv_{pe}}^2}{4} = 1.27cm^2$$

- Cantidad de varillas requeridas:

$$nv_{pe} = \left(\frac{A_{spe}}{A_{ppe}}\right) \approx 4\ varillas$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_{pe} = \left(\frac{100cm}{nv_{pe}}\right) \approx 25cm$$

♦ Cálculo del refuerzo horizontal:

El cálculo del refuerzo horizontal ρ_t mínimo previamente calculado de la Tabla 9.16 (anexos página xii), ya que $V_u \geq 0.5\phi_c V_c$ es de $\rho_t = 0.0025$. Se determina el área mínima de refuerzo horizontal para el vástago, según el área bruta del muro utilizando el espesor promedio del vástago:

Se proponen varillas #4 para el refuerzo horizontal:

- Área mínima de refuerzo horizontal para el vástago:

$$A_{minhv} = \rho_t * t_m * H$$

$$A_{minhv} = 60cm^2$$

- Área de varilla propuesta:

$$A_{phv} = \frac{\pi * {dv_{phv}}^2}{4} = 1.27cm^2$$

- Diámetro de varilla propuesto:

$$dv_{phv} = \frac{1}{2}in$$

- Cantidad de varillas requeridas para refuerzo horizontal:

$$nv_{phv} = \left(\frac{A_{minhv}}{A_{phv}}\right) \approx 48varillas$$

La cantidad de varillas requeridas para el refuerzo horizontal debe ser repartida para la pantalla interior y la pantalla exterior, según preferencias del diseñador, se puede dividir la mitad para cada pantalla, aunque se considera que la pantalla externa puede estar expuesta a los efectos de la intemperie y los cambios de temperatura, se puede determinar 2/3 de la cantidad de varillas para la pantalla externa y el resto para la pantalla interna.

- Cantidad de varillas requeridas para pantalla exterior:

$$nv_{phe} = \frac{2 * nv_{phv}}{3} \approx 32\ varillas$$

- Separación entra varillas de refuerzo horizontal para pantalla exterior:

$$s_{peh} = \frac{H - r_{libre2} - dv_2 - dv_{phv}}{nv_{phe} - 1}$$

$$s_{peh} = 19.01 \approx 20cm$$

- Cantidad de varillas requeridas para pantalla interior:

$$nv_{phi} = nv_{phv} - nv_{phe}$$

$$nv_{phi} = 48 - 32 = 16\ varillas$$

- Separación entra varillas de refuerzo horizontal para pantalla interior:

$$s_{peh} = \frac{H - r_{libre2} - dv_2}{nv_{phi} - 1} = 39.37cm$$

$$s_{peh} \approx 39cm$$

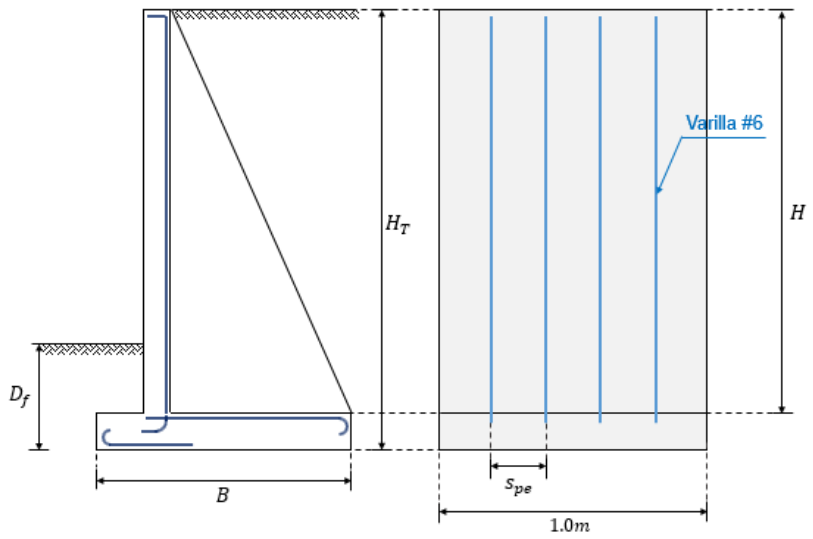


Imagen 7.28: Refuerzo pantalla interior del vástago. Fuente: elaboración propia.

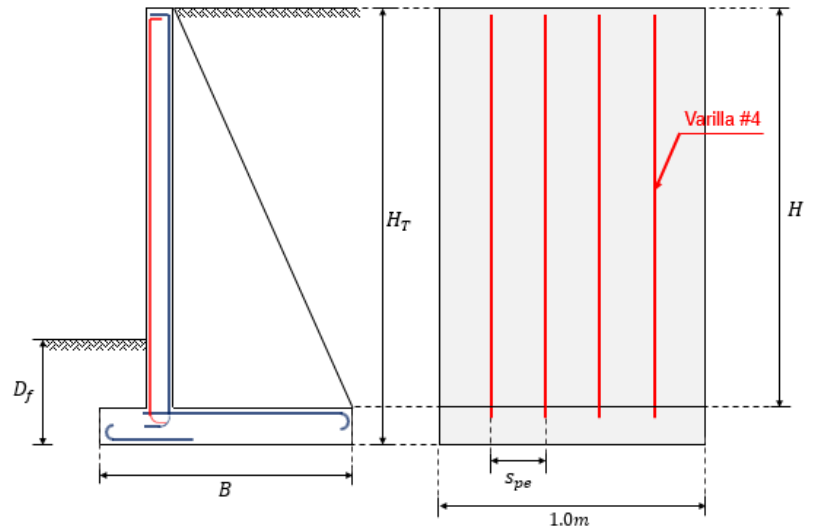


Imagen 7.29: Refuerzo pantalla exterior del vástago. Fuente: elaboración propia

- **Diseño de la armadura de anclaje entre el contrafuerte y el vástago:**

En cada lugar donde el vástago y el contrafuerte se unen, se genera una reacción “R”, la cual hace que el vástago intente separarse del contrafuerte, como se muestra en la Imagen 7.30. Esta misma reacción provoca esfuerzos a tensión que

el concreto no puede soportar, por lo que se calcula un anclaje como como un estribo abierto para evitar la separación entre el vástago y el contrafuerte (tomado de la tesis “Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliever y muros con contrafuertes”, año 2006, Ecuador).

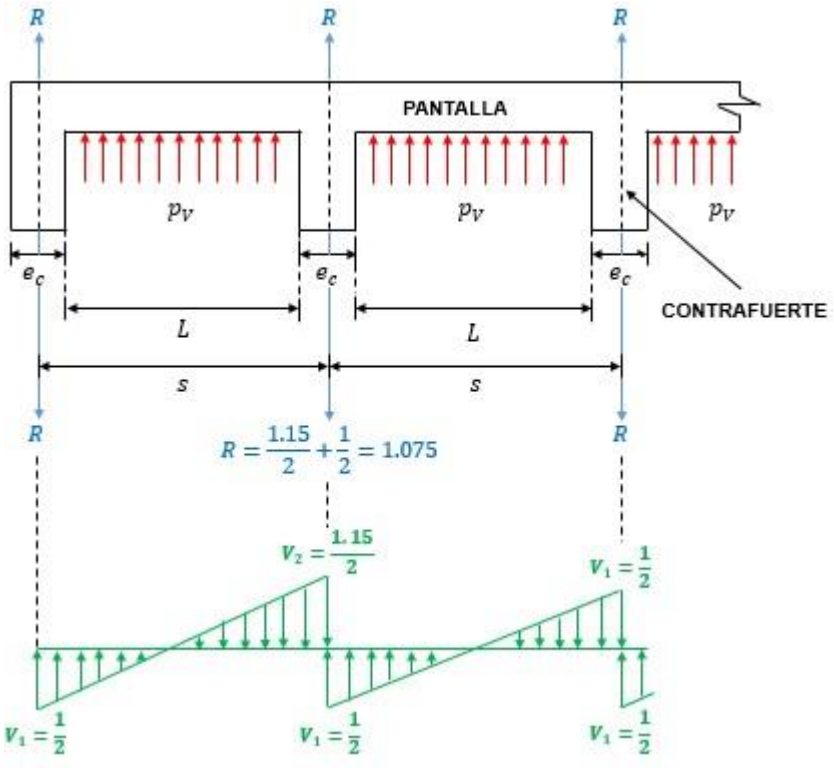


Imagen 7.30: Diagrama de resultantes entre el vástago y el contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

- Tramo 1:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * p1_v * L = 28483.813 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 7.503 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 2:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * p2_v * L = 28370.582 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 7.473 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 3:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * p3_v * L = 28257.351 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 7.443 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 4:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * p4_v * L = 32980.499 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 8.687 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 5:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * p5_v * L = 38424.833 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 10.121 \frac{cm^2}{m}$$

Utilizando varillas #6 para el refuerzo entre el vástago y el contrafuerte.

Se obtiene la cantidad de varillas y la separación por tramos según las áreas calculadas:

Diámetro de varilla: $dv_{vc} = \frac{3}{4} plg.$

Área de varilla: $Av_{vc} = \pi \frac{(dv_{vc})^2}{4}$

$Av_{vc} = 2.85 cm^2$

Cantidad de varillas:

$$nv_{v1} = \left(\frac{Av_{vc1} * 1m}{Av_{vc}}\right) = 3$$

$$nv_{v2} = \left(\frac{Av_{vc2} * 1m}{Av_{vc}}\right) = 3$$

$$nv_{v3} = \left(\frac{Av_{vc3} * 1m}{Av_{vc}}\right) = 3$$

$$nv_{v4} = \left(\frac{Av_{vc4} * 1m}{Av_{vc}}\right) = 4$$

$$nv_{v5} = \left(\frac{Av_{vc5} * 1m}{Av_{vc}}\right) = 4$$

Separación de varillas:

$$sv_1 = \frac{1.2\ m}{nv_{v1}} = 0.4m$$

$$sv_2 = \frac{1.2\ m}{nv_{v2}} = 0.4m$$

$$sv_3 = \frac{1.2\ m}{nv_{v3}} = 0.4m$$

$$sv_4 = \frac{1.2\ m}{nv_{v4}} = 0.3m$$

$$sv_5 = \frac{1.2\ m}{nv_{v5}} = 0.3m$$

Cantidad de Varillas Totales:

$$nv_{v1} + nv_{v2} + nv_{v3} + nv_{v4} + nv_{v5} = 17$$

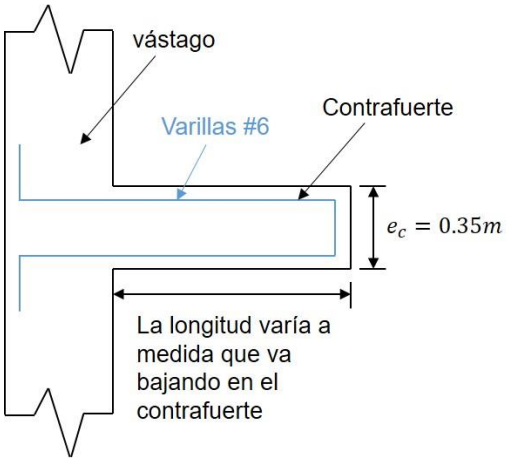


Imagen 7.31: Armadura de anclaje entre el vástago y el contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, para la unión entre el vástago y el contrafuerte se requiere la cantidad de 17 varillas #6, con la separación respectiva a cada tramo previamente calculado.

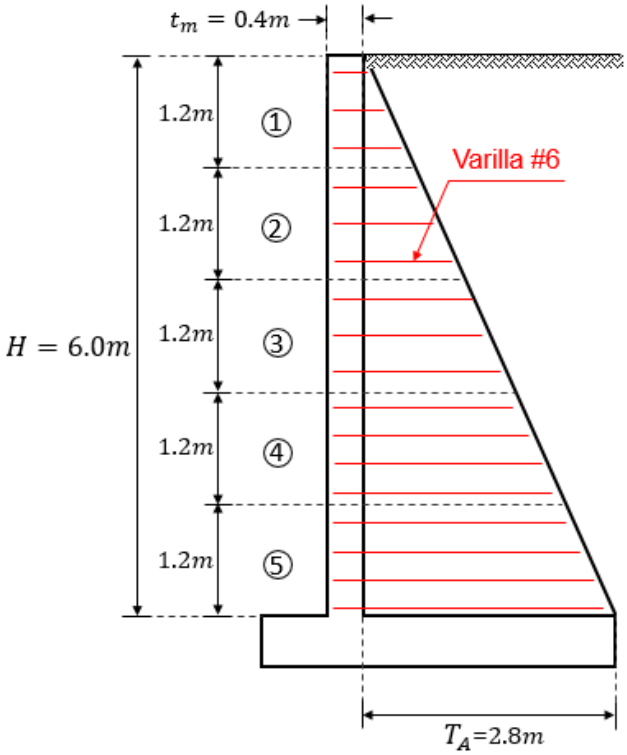


Imagen 7.32: Detalle de refuerzo de anclaje vástago-contrafuerte. Fuente: elaboración propia.

7.3.3.3. Diseño del talón:

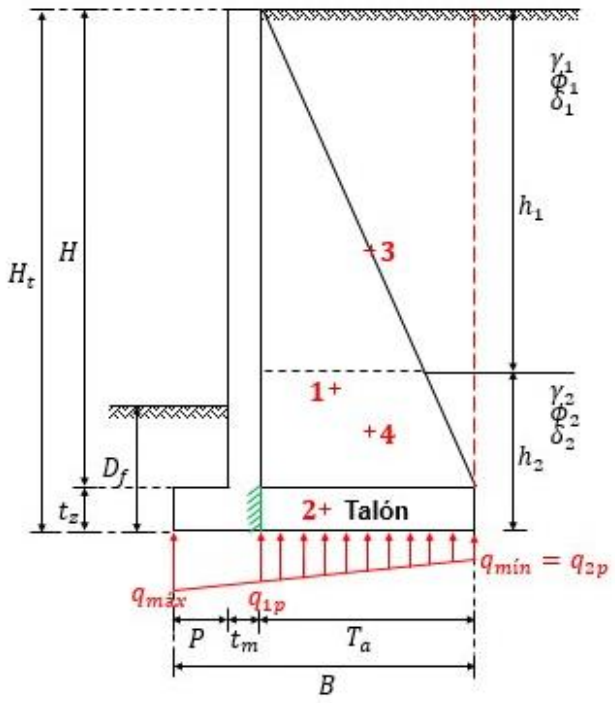


Imagen 7.33: Análisis del talón. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Distancia libre entre contrafuertes: $L = 2.65m$
- Espesor del contrafuerte: $e_c = 3.5m$
- Separación de los contrafuertes: $s = 3m$

♦ **Cargas aplicadas en el talón:**

Las cargas aplicadas en el talón, están indicadas en la Imagen 7.33, en color rojo, las cuales son las siguientes: el peso del contrafuerte (1), el peso propio del talón (2), el peso del suelo sobre el talón (3 y 4 por tener diferentes pesos específicos),

y la porción de carga sobre la cimentación (q_{2p} y q_{2p}). También se considera la presión de sobrecarga Δ.

Calculando las áreas de los elementos nombrados sobre el talón se tiene:

- Áreas:

$A_{1t} = 0.5 * T_A * H = 8.4m^2$

$A_{2t} = T_A * t_z = 1.68\, m^2$

$A_{3t} = T_A * h_1 = 12.796\, m^2$

$A_{4t} = T_A * (h_2 - t_z) = 4.0m^2$

- Pesos:

$W_{1t} = A_{1t} * e_c * \gamma_c = 7056\, kgf$

$W_{2t} = A_{2t} * s * \gamma_c = 12096\ \ kgf$

$W_{3t} = A_{3t} * L * \gamma_{s1} = 87147.158\, kgf$

$W_{4t} = A_{4t} * L * \gamma_{s2} = 24934.91\, kgf$

Carga total sobre el talón: $\Sigma W_t = W_{1t} + W_{2t} + W_{3t} + W_{4t} = 131234.068\, kgf$

Para considerar esta carga total como presión sobre el talón se tiene que:

$$\frac{\Sigma W_t}{T_A * s} + \Delta = 16189.153\, kgf/m^2$$

Se multiplican las presiones por 1.2 por considerar la combinación de carga para carga muerta debido al peso del suelo y el peso propio del talón a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60.

- Presiones mayoradas en la cimentación del talón:

$$q_{1p} = 1.2 * \left(\frac{(q_{máx} - q_{min}) * T_A}{B} + q_{min}\right) = 29338.348\, kgf/m^2$$

$$q_{2p} = 1.2 * q_{min} = 7527.731\, kgf/m^2$$

- Presión mayorada sobre el talón:

$$qT = 1.2 * \left(\frac{\Sigma W_t}{T_A * s} + \Delta\right) = 19426.983\, kgf/m^2$$

♦ **Fuerzas que actúan sobre el talón con contrafuertes:**

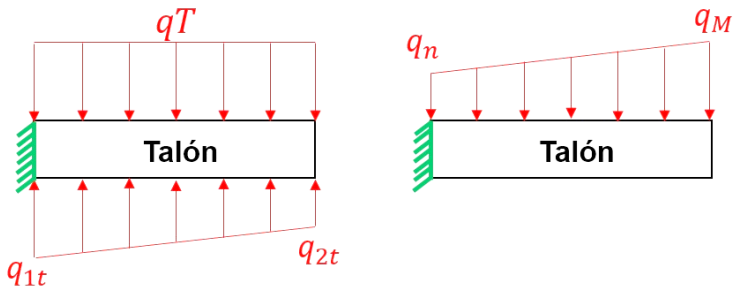


Imagen 7.34: Fuerzas resultantes en el talón. Fuente: Elaboración propia.

Las resultantes totales de las cargas que inciden en el talón se obtienen de la suma de las fuerzas consideradas a como se indica en la Imagen 7.34:

$q_n = q_{1t} - qT = 9911.365\, kgf/m^2$

$q_M = qT - q_{2t} = 11899.252\, kgf/m^2$

Estas presiones en el talón se dividen por tramos, utilizando la misma consideración tomada en el vástago, y se presenta de la siguiente manera:

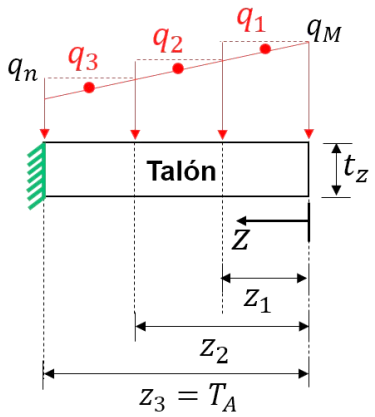


Imagen 7.35: Fuerzas en el talón por tramos. Fuente: Elaboración propia.

- Distribución de presiones por tramo del talón:

Para $z_1 = T_A/3 = 0.933m$

$$q_{z1} = q_M - \left(\frac{(q_M - q_n)}{T_A} * z_1\right)$$

$$q_{z1} = 11236.623\, kgf/m^2$$

Para $z_2 = T_A * 2/3 = 1.867m$

$$q_{z2} = q_M - \left(\frac{(q_M - q_n)}{T_A} * z_2\right)$$

$$q_{z2} = 10573.994\, kgf/m^2$$

- Presiones por tramos que actúan en el talón: Las presiones entre tramos se obtienen promediando los extremos de cada tramo calculado.

$$q_1 = \frac{q_M + q_{z1}}{2} = 11567.938\, kgf/m^2$$

$$q_3 = \frac{q_{z2} + q_n}{2} = 10242.679\, kgf/m^2$$

$$q_2 = \frac{q_{z1} + q_{z2}}{2} = 10905.308\, kgf/m^2$$

♦ **Momentos en cada tramo:**

Se determina el cálculo de los momentos en cada tramo (ver Imagen 7.36) según el ACI-14, explicado en el apartado 4.3, utilizando los momentos de la Tabla 9.17, anexos pág. xiii. Se realiza un procedimiento similar al de momentos y cortantes con la sección del vástago (todos los momentos por tramos se multiplican por 1 metro lineal):

- Tramo 1:

$$M1 = \frac{1}{16}(q_1 * L^2) = 5077.24\, kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(q_1 * L^2) = 5802.56\, kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(q_1 * L^2) = 8123.584\, kgf * m$$

$$M4 = \frac{1}{16}(q_1 * L^2) = 5077.24\, kgf * m$$

$$M5 = \frac{1}{11}(q_1 * L^2) = 7385.077 kgf * m$$

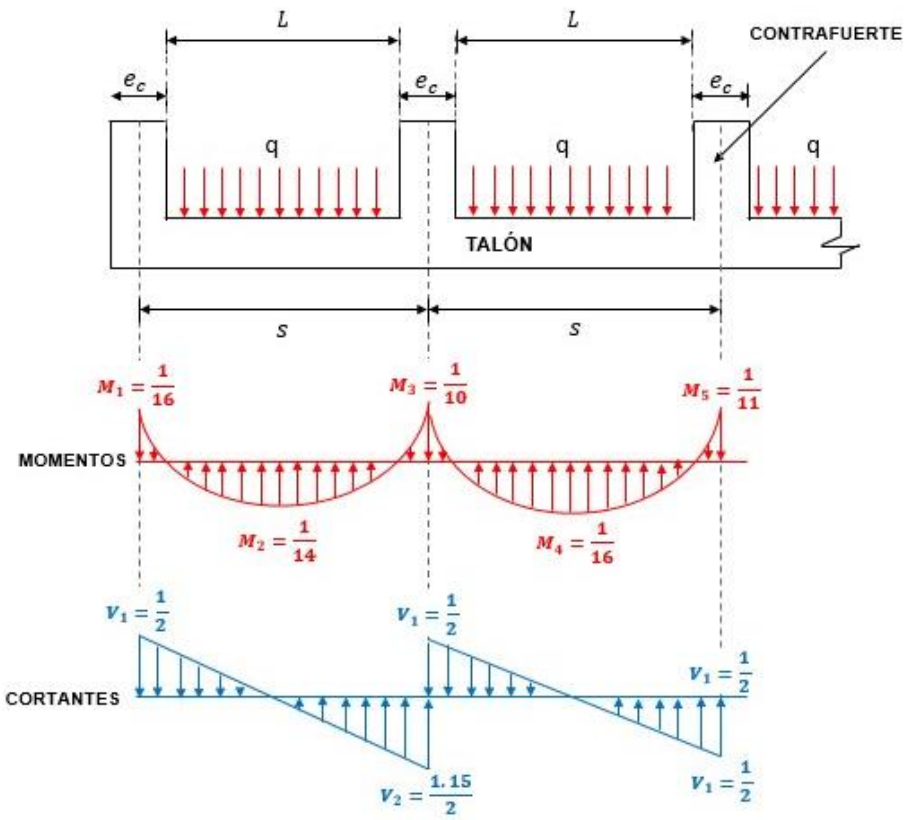


Imagen 7.36: Diagrama de momentos y cortantes del talón. Fuente: Elaboración propia.

- Tramo 2:

$$M1 = \frac{1}{16}(q_2 * L^2) = 4786.408\ kgf * m \qquad M4 = \frac{1}{16}(q_2 * L^2) = 4786.408\ kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(q_2 * L^2) = 5470.181\ kgf * m \qquad M5 = \frac{1}{11}(q_2 * L^2) = 6962.048\ kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(q_2 * L^2) = 7658.253\ kgf * m$$

- Tramo 3:

$$M1 = \frac{1}{16}(q_3 * L^2) = 4495.576\ kgf * m \qquad M4 = \frac{1}{16}(q_3 * L^2) = 4495.576\ kgf * m$$

$$M2 = \frac{1}{14}(q_3 * L^2) = 5137.801\ kgf * m \qquad M5 = \frac{1}{11}(q_3 * L^2) = 6539.02\ kgf * m$$

$$M3 = \frac{1}{10}(q_3 * L^2) = 7192.922\ kgf * m$$

Momento máximo de cada tramo:

- Tramo 1: $M3 = 8123.58\ kgf * m$
- Tramo 2: $M3 = 7658.25\ kgf * m$
- Tramo 3: $M3 = 7192.92\ kgf * m$

Una vez obtenido el momento mayor en cada tramo, se selecciona el momento máximo entre los tramos, el cual será el momento de diseño a utilizar, para este caso es:

$$M_u = 8123.584\ kgf * m$$

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_3 = t_z = 0.6m$
- Base de la sección: $b_3 = 1m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{libre2} = 7.5cm$

Se propuso utilizar la cantidad de 7 varillas #6 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{3}{4}plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_3 = 7$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_3 = r_{libre3} + dv_3 * 0.5 = 8.453cm$
- Peralte efectivo: $d_3 = h_3 - r_3$

  $d_3 = 0.515m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin3} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_3 * d_3, \frac{14}{f_y} * b_3 * d_3\right) = 17.107\ cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp3} = \pi * \frac{{dv_3}^2}{4} * nv_3 = 19.952\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$a_3 = \frac{A_{smin3} * f_y}{0.85 * f'_c * b_3} = 3.019\ cm$$

$$T_3 = A_{sp3} * f_y = 84164.208\ kgf$$

$$M_{n3} = T_3 * \left(d_3 - \frac{a_3}{2}\right)$$

$$M_{n3} = 42114.1\ kgf * m$$

$$c_3 = \frac{a_3}{\beta_1} = 0.036m$$

$$\epsilon_{t3} = \frac{d_3 - c_3}{c_3} * 0.003 = 0.04$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n3} = 37902.69\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n3} > M_{uv3} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo del vástago:

$$M_{uv3} = 8123.584\ kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_3 = \frac{100cm}{nv_3} \approx 15cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre3} = s_3 - dv_3 = 13.095cm$$

$$2dv_3 = 3.81cm$$

♦ **Longitud de desarrollo:**

Se determina la longitud de desarrollo de la punta según las normas descritas en el apartado 4.2.1. página 63 de este documento:

Teniendo que el espaciamiento libre, $s_{libre3} > 2dv_3$; el recubrimiento libre, $r_{libre1} > dv_1$ y la varilla utilizada es #6, se revisa la Tabla 9.10, anexos pág. vii, para determinar la fórmula a utilizar, la cual es:

$$l_{da1} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * dv_1 = 72.61cm \approx 73cm$$

Donde los valores λ, Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s están determinados de la Tabla 9.11 (anexos página viii):

- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor epóxico (para refuerzo sin recubrimiento): $\Psi_e = 1$
- Factor de tamaño (para barras #6): $\Psi_s = 0.8$
- Factor de ubicación (con capa de concreto fresco diferente a 30cm, otro): $\Psi_t = 1$

El otro valor de l_d está determinado por la ecuación 78 (apartado 4.2.1. página 63):

$$l_{db1} = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)}\right) * d_b = 43.812cm$$

Donde $k_{tr} = 0$ para simplificar cálculos, $c_{b1} = \min(r_1, s_1 * 0.5) = 7.5cm$, y el cociente $(c_b + k_{tr})/d_b$ no puede ser mayor que 2.5, por tanto:

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 3.94 \rightarrow 2.5$$

La longitud de desarrollo a utilizar será la mayor de las dos ecuaciones calcularas y que 30cm, por lo tanto, la longitud de desarrollo para la punta es:

$$l_d = \max(l_{da1}, l_{db1}, 30cm) = 0.73m$$

♦ **Cálculo del cortante por tramos:**

Se calculan los cortantes por cada tramo (ver Imagen 7.36) según el ACI 318-14, explicado en el apartado 4.3, por medio de la Tabla 4.2, página 66. Se realiza un procedimiento similar al de momentos y cortantes con la sección del vástago (todos los cortantes por tramos se multiplican por 1 metro lineal):

- Tramo 1:

$$V1 = \frac{1}{2}(q_1 * L) = 15327.517\ kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(q_1 * L) = 17626.645\ kgf$$

- Tramo 2:

$$V1 = \frac{1}{2}(q_2 * L) = 14449.534\ kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(q_2 * L) = 16616.964\ kgf$$

- Tramo 3:

$$V1 = \frac{1}{2}(q_3 * L) = 13571.55\ kgf \qquad V2 = \frac{1.15}{2}(q_3 * L) = 15607.283\ kgf$$

Cortante máximo de cada tramo:

- Tramo 1: $V2 = 17626.645\ kgf$
- Tramo 2: $V2 = 16616.964\ kgf$
- Tramo 3: $V2 = 15607.283\ kgf$

Una vez obtenido el cortante mayor en cada tramo, se selecciona el cortante máximo entre los tramos, el cual será el cortante de diseño a utilizar, para este caso es:

$$V_{u3} = 17626.645\ kgf$$

♦ **Revisión por cortante:**

Se analiza si el talón cumple por cortante mediante las consideraciones del ACI, explicadas en el apartado 4.1.4.1. de la página 63 del presente documento:

- El cortante resistente:

$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

$V_{c3} = 53328.119\ kgf$

- Factor de resistencia por cortante (Tabla 9.9, anexos vi):

$\phi_c = 0.75$

- Cortante de diseño:

$\phi_c V_{c3} = 39996.09\ kgf$

$\boldsymbol{\phi_c V_{c3} > V_{u3} \rightarrow OK}$

- El cortante máximo en el talón:

$V_{u3} = 17626.645\ kgf$

Luego de realizar las revisiones por momento y cortante, se comprueba que la cantidad de 7 varillas #6 para el refuerzo del talón es adecuada.

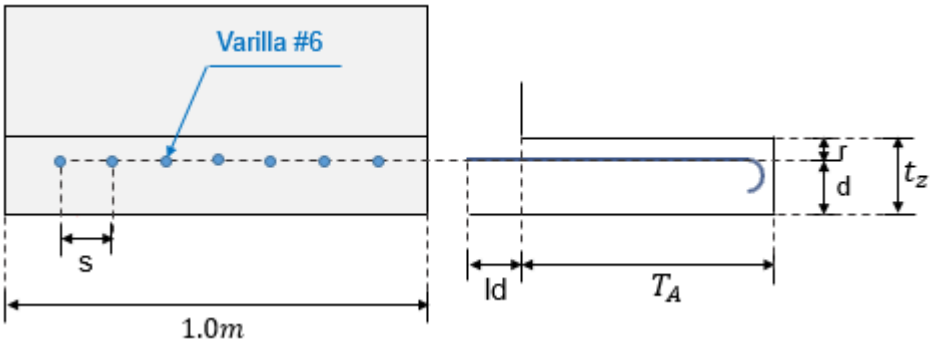


Imagen 7.37: Análisis del talón, Sección longitudinal para el refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

♦ **Diseño de la armadura de anclaje entre el contrafuerte y el talón**

Al igual que en la unión del vástago con el contrafuerte, se genera una reacción “R”, la cual hace que el vástago intente separarse del contrafuerte, como se muestra en la Imagen 7.38. Esta misma reacción provoca esfuerzos a tensión que el concreto no puede soportar, por lo que se calcula un anclaje como como un estribo abierto para evitar la separación entre el vástago y el contrafuerte (tomado de la tesis “Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliever y muros con contrafuertes”, año 2006, Ecuador).

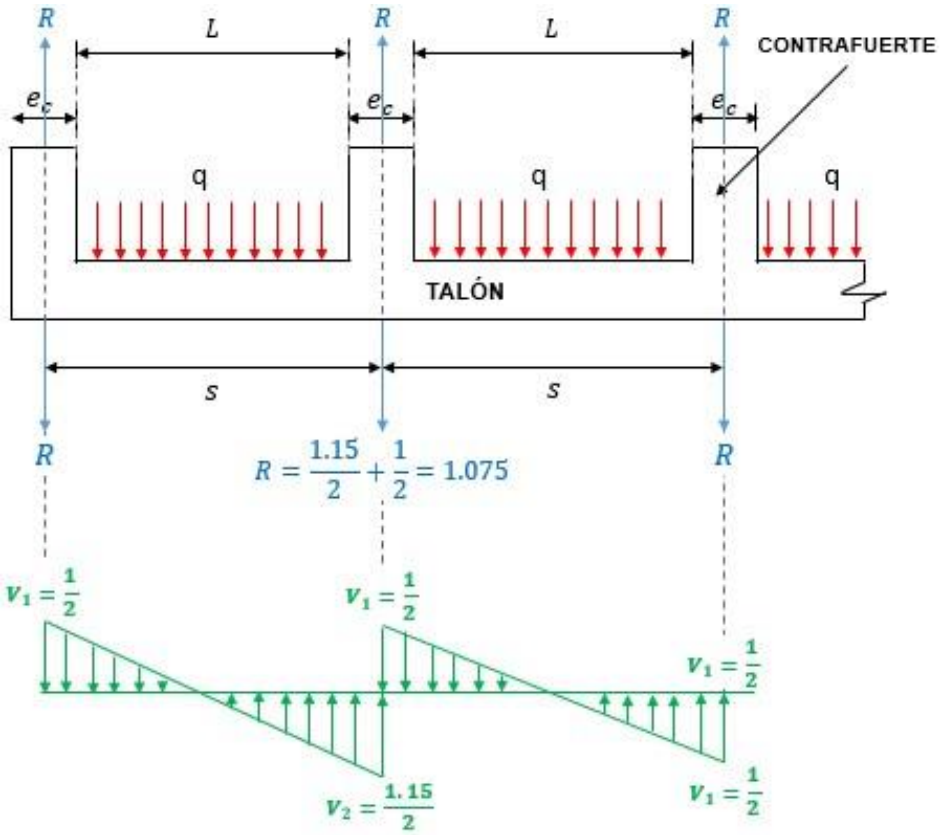


Imagen 7.38: Diagrama de resultantes entre el talón y el contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

- Tramo 1:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * q_1 * L = 32954.163 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 8.68 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 2:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * q_2 * L = 31066.498 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 8.183 \frac{cm^2}{m}$$

- Tramo 3:
  - Resultante:

$$R = 1.075 * q_3 * L = 29178.833 \frac{kgf}{m}$$

  - Cuantía de acero:

$$As = \frac{R}{\phi_f * f_y} = 7.686 \frac{cm^2}{m}$$

Utilizando varillas #6 para el refuerzo entre el vástago y el contrafuerte.

Se obtiene la cantidad de varillas y la separación por tramos según las áreas calculadas:

- Diámetro de varilla: $dv_{tc} = \frac{3}{4} plg.$
- Área de varilla: $Av_{tc} = \pi \frac{(dv_{vc})^2}{4}$

  $Av_{tc} = 2.85cm^2$

- Cantidad de varillas:

$$nv_{t1} = \left(\frac{Av_{tc1} * 1m}{Av_{tc}}\right) = 3$$

$$nv_{t2} = \left(\frac{Av_{tc2} * 1m}{Av_{tc}}\right) = 3$$

$$nv_{t3} = \left(\frac{Av_{tc3} * 1m}{Av_{tc}}\right) = 3$$

- Separación de varillas:

$$st_1 = \frac{1.2\ m}{nv_{t1}} = 0.4m$$

$$st_2 = \frac{1.2\ m}{nv_{t2}} = 0.4m$$

$$st_3 = \frac{1.2\ m}{nv_{t3}} = 0.4m$$

- Cantidad de Varillas Totales:

$$nv_{v1} + nv_{v2} + nv_{v3} = 9$$

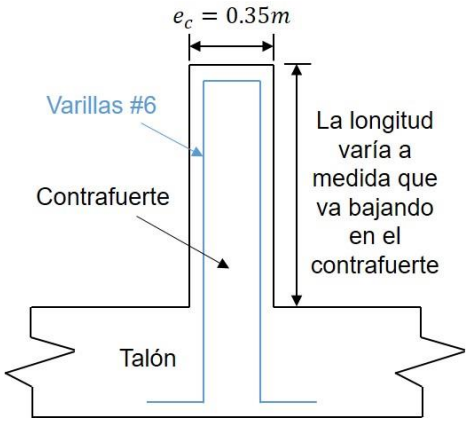


Imagen 7.39: Armadura de anclaje entre el talón y el contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, para la unión entre el talón y el contrafuerte se requiere la cantidad de 9 varillas #6, con la separación respectiva a cada tramo previamente calculado.

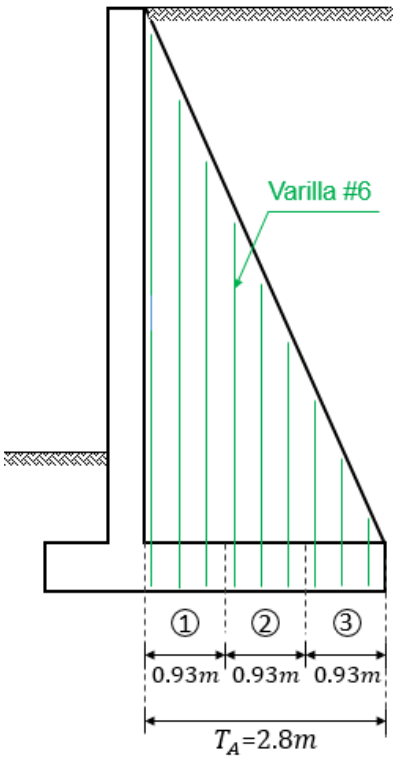


Imagen 7.40: Detalle refuerzo anclaje talón-contrafuerte. Fuente: elaboración propia.

7.3.3.4. Acero por contracción y temperatura:

Considerando la base del muro como una losa en una dirección, se debe agregar un refuerzo perpendicular al refuerzo de la punta y el talón, llamado como cuantía por retracción y temperatura en el manual del ACI-318. Éstas consideraciones están descritas en el apartado 4.1.4.2. página 63.

Teniendo un $f_y = 60ksi = 4218.417\ kgf/cm^2$, se revisa la tabla de cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura (Tabla 9.13, anexos página ix) y se tiene que sebe ser el mayor que los siguientes valores:

a) $\dfrac{0.0018 * 4200\ kgf/cm^2}{f_y} = 0.002$

b) 0.0014

Entonces, la cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura $\rho_r = 0.002$. Ahora, el área de cuantía mínima considerando el área bruta de la base:

$$\rho_r * B * t_z = 41.936cm^2$$

Proponiendo varillas #4 para el acero por contracción y temperatura:

- Diámetro de varilla propuesto: $dv_r = \frac{1}{2}plg.$
- Área de varilla por retracción y temperatura: $Av_r = \frac{\pi * {dv_r}^2}{4}$ $Av_r = 1.27cm^2$
- Cantidad de varillas requeridas: $nv_r = \frac{A_{minr}}{Av_r}$ $nv_r = 33.105$ $nv_r \approx 34\ var$
- Distancia centro a centro entre varillas: $s_r = \frac{L_r}{nv_r}$ $s_r = 14.035cm$ $s_r \approx 15cm$

- La longitud de desarrollo de las varillas (para ver el espaciamiento disponible para ubicar las varillas):

$$L_r = T_A + P - (r_{libre1} + r_{libre3} + dv_1 + dv_3) + l_{d1} + l_{d3} = 4.8m$$

Por lo tanto, el refuerzo para contracción y temperatura serán de 34 varillas #4, repartidas como 17 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para la punta y 17 varillas ubicadas perpendicularmente al refuerzo de flexión para el talón, a una distancia de 15cm. de centro a centro entre varilla.

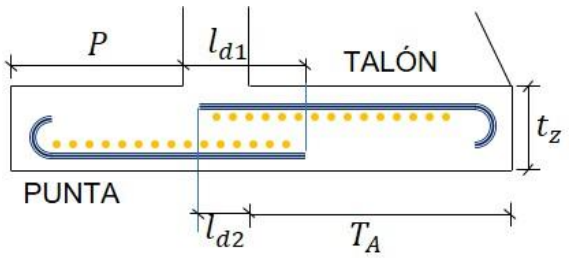


Imagen 7.41: Detalle de refuerzo para unión punta-talón, refuerzo por retracción y temperatura. Fuente: Elaboración propia.

7.3.3.5. Diseño del contrafuerte:

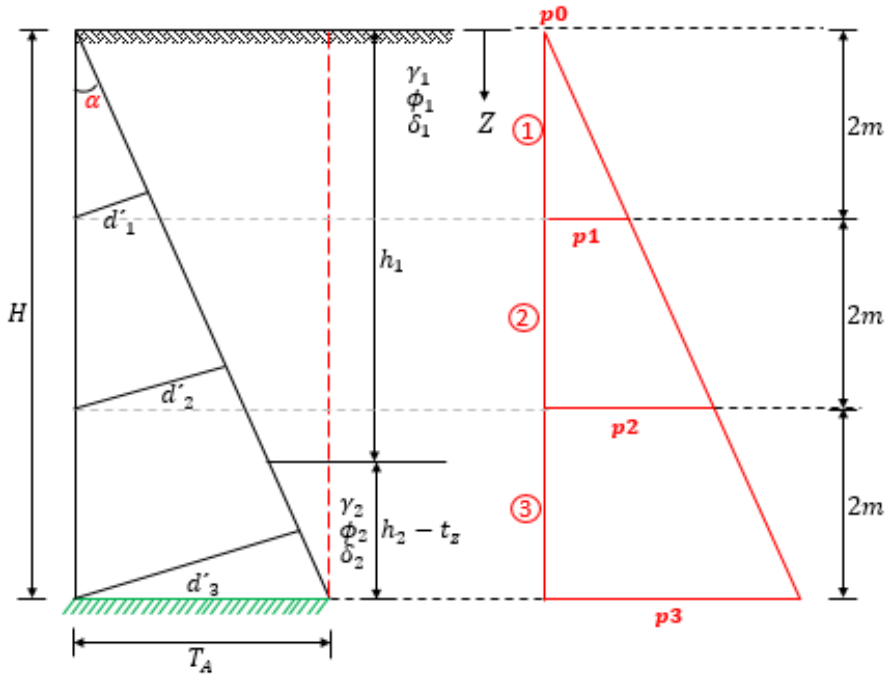


Imagen 7.42: Diseño del contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

El uso de contrafuertes ayuda a evitar el volcamiento y colapso que pueda presentar el vástago debido a la presión que ejerce el relleno sobre este, por lo que, para su diseño, el contrafuerte se divide en franjas o tramos a los cuales se le calcula el refuerzo de acero necesario para resistir las presiones.

El contrafuerte se analiza como un voladizo empotrado a la zapata del muro, a un ángulo de orientación α con respecto a la vertical, luego se determina la presión que el relleno situado entre los contrafuertes ejerce en el contrafuerte, para obtener el momento y así diseñar el refuerzo de acero para cada tramo.

Ángulo de inclinación del contrafuerte con respecto a la vertical:	$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{T_A}{H}\right) = 25°$
Altura de cada tramo:	$H/3 = 6m/3 = 2.0m$

♦ Cálculo de presiones por tramos en el contrafuerte:

- Profundidad z:

$z_{0c} = 0m$

$z_{1c} = 2.0m$

$z_{2c} = z_{1c} + 2.0m = 4m$

$z_{3c} = z_{2c} + 2.0m = 6m$

- Cálculo de presiones:

$p_{0c} = \Delta + k_{a1} * \gamma_{s1} * z_{0c} = 566.049\, kgf/m^2$

$p_{1c} = \sigma'_{h1} + (k_{a1} * \gamma_{s1} * z_{1c}) = 2423.167\, kgf/m^2$

$p_{2c} = \sigma'_{h2} - k_{a1} * \gamma_{s1} * (h_1 - z_{2c}) = 4280.28\, kgf/m^2$

$p_{3c} = \sigma'_{h3} = 5534.462\, kgf/m^2$

- Cálculo de momentos:

Se hace el cálculo de momentos en cada tramo, multiplicado por el factor de mayoración igual a 1.6 por considerar la combinación de carga para carga viva a como se explica en el apartado 4.1.1. de la página 60:

$$M_{u1c} = 1.6 * \frac{{z_{1c}}^2}{6} * (2 * p_{0c} + p_{1c}) * s = 11376.849 kgf * m$$

$$M_{u2c} = 1.6 * \frac{{z_{2c}}^2}{6} * (2 * p_{0c} + p_{2c}) * s = 69278.496 kgf * m$$

$$M_{u3c} = 1.6 * \frac{{z_{3c}}^2}{6} * (2 * p_{0c} + p_{3c}) * s = 191996.944 kgf * m$$

- Cálculo de d':

$d'_1 = \sin(\alpha) * z_{1c} = 0.846m$

$d'_2 = \sin(\alpha) * z_{2c} = 1.692m$

$d'_3 = \sin(\alpha) * z_{3c} = 2.537m$

♦ Diseño a flexión:

Se diseña como una viga en voladizo cada tramo del contrafuerte, con el momento último calculado por tramo previamente.

♦ **Datos:**

- Resistencia a compresión del concreto: $f_c' = 281.228\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Límite de fluencia del acero: $f_y = 4218.417\ \frac{kgf}{cm^2}$
- Factor de reducción por momento (Tabla 9.9, anexos página vi): $\phi_f = 0.90$
- Recubrimiento para elemento construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él (Tabla 9.12, anexos página ix): $r_{librec} = 7.5cm$

Tramo 1:

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_1 = d_1' = 0.846m$
- Espesor del contrafuerte: $b_1 = e_c = 0.35m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

Se propuso utilizar la cantidad de 2 varillas #8 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_1 = 1plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_1 = 2$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_1 = r_{librec} + dv_1 * 0.5 = 6.27cm$
- Peralte efectivo: $d_1 = h_1 - r_1$

  $d_1 = 0.783m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin1} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_1 * d_1, \frac{14}{f_y} * b_1 * d_1\right) = 9.096cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp1} = \pi * \frac{{dv_1}^2}{4} * nv_1 = 10.134\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_1 = \frac{a_1}{\beta_1} = 0.029m$$

$$a_1 = \frac{A_{smin1} * f_y}{0.85 * f'_c * b_1} = 3.019cm$$

$$\epsilon_{t1} = \frac{d_1 - c_1}{c_1} * 0.003 = 0.04$$

$$T_1 = A_{sp1} * f_y = 42750.074\ kgf$$

$$M_{n1} = T_1 * \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)$$

$$M_{n1} = 32831.035\ kgf * m$$

- El momento de diseño es:

$$\phi_f M_{n1} = 29547.931\ kgf * m$$

$$\boldsymbol{\phi_f M_{n1} > M_{u1c} \rightarrow OK}$$

- El momento máximo del tramo:

$$M_{u1c} = 11376.849 kgf * m$$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_1 = \frac{35cm}{nv_1} \approx 5\ cm$$

- Espaciamiento libre:

$$s_{libre1} = s_1 - dv_1 = 2.46cm$$

$$2dv_1 = 5.08cm$$

Tramo 2:

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_2 = d'_2 = 1.692m$
- Espesor del contrafuerte: $b_2 = e_c = 0.35m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

Se propuso utilizar la cantidad de 2 varillas #11 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{11}{8} plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_2 = 2$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_2 = r_1 + r_{librec} + dv_2 * 0.5 = 13.016cm$
- Peralte efectivo: $d_2 = h_2 - r_2$

  $d_2 = 1.561m$

- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin2} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_2 * d_2, \frac{14}{f_y} * b_2 * d_2\right) = 18.137cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp2} = \pi * \frac{{dv_2}^2}{4} * nv_2 = 19.16\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$c_2 = \frac{a_2}{\beta_1} = 0.029m$

$a_2 = \frac{A_{smin2} * f_y}{0.85 * f'_c * b_2} = 1.848cm$

$\epsilon_{t1} = \frac{d_1 - c_1}{c_1} * 0.003 = 0.04$

$T_2 = A_{sp2} * f_y = 80824.358\ kgf$

$M_{n2} = T_2 * \left(d_2 - \frac{a_2}{2}\right)$

$M_{n2} = 125450.816\ kgf * m$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n2} = 112905.734\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n2} > M_{u2c} \rightarrow OK}$

- El momento máximo del tramo:

$M_{u2c} = 11376.849kgf * m$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$s_2 = \frac{35cm}{nv_2} \approx 18cm$

- Espaciamiento libre:

$s_{libre2} = s_2 - dv_2 = 14.508cm$

$2dv_2 = 6.985cm$

- **Tramo 3:**

♦ **Dimensiones de la sección:**

- Altura de la sección: $h_3 = d'_3 = 2.537m$
- Espesor del contrafuerte: $b_3 = e_c = 0.35m$

♦ **Determinación del refuerzo y propuesta:**

Se propuso utilizar la cantidad de 3 varillas #11 para el refuerzo.

- Diámetro de varillas: $dv_2 = \frac{11}{8} plg.$
- Cantidad de Varillas: $nv_2 = 3$
- Distancia del borde inferior al centro del refuerzo: $r_3 = r_2 + r_{librec} + dv_3 * 0.5 = 19.763cm$
- Peralte efectivo: $d_3 = h_3 - r_3$

  $d_3 = 2.34m$
- Área mínima de refuerzo (a como se explica en el apartado 4.1.2. página 60):

$$A_{smin3} = \max\left(\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_3 * d_3, \frac{14}{f_y} * b_3 * d_3\right) = 27.177cm^2$$

- Área de acero propuesto (debe ser mayor que A_{smin}):

$$A_{sp3} = \pi * \frac{{dv_3}^2}{4} * nv_3 = 28.74\ cm^2$$

♦ **Análisis y resultados:**

Se calculan lo elementos del bloque de esfuerzos como se explica en el apartado 4.1.3. de la página 61 de este documento:

$\beta_1 = 0.85$ (Tabla 4.1, pág. 62)

$$c_3 = \frac{a_3}{\beta_1} = 0.036m$$

$$a_3 = \frac{A_{smin3} * f_y}{0.85 * f'_c * b_3} = 13.703cm$$

$$\epsilon_{t3} = \frac{d_3 - c_3}{c_3} * 0.003 = 0.195$$

$$T_3 = A_{sp3} * f_y = 121236.537\ kgf$$

$$M_{n3} = T_3 * \left(d_3 - \frac{a_3}{2}\right)$$

$M_{n3} = 275349.257\ kgf * m$

- El momento de diseño es:

$\phi_f M_{n3} = 112905.734\ kgf * m$

$\boldsymbol{\phi_f M_{n3} > M_{u3c} \rightarrow OK}$

- El momento máximo del tramo:

$M_{u3c} = 191996.944 kgf * m$

- Distancia centro a centro entre varillas:

$$s_3 = \frac{35cm}{nv_3} \approx\ 12cm$$

- Espaciamiento libre:

$s_{libre3} = s_3 - dv_3 = 8.508cm$

$2dv_3 = 6.985cm$

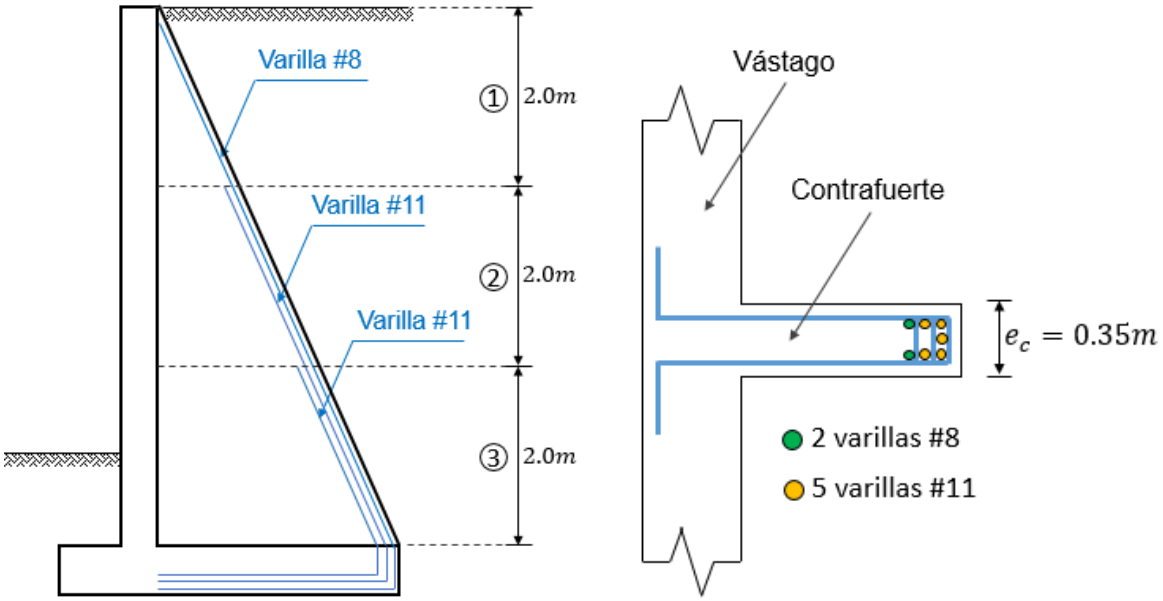


Imagen 7.43: Refuerzo del contrafuerte; ubicación de las varillas del contrafuertes, vista transversal. Fuente: elaboración propia.

7.3.1. Detallado final muro con contrafuertes:

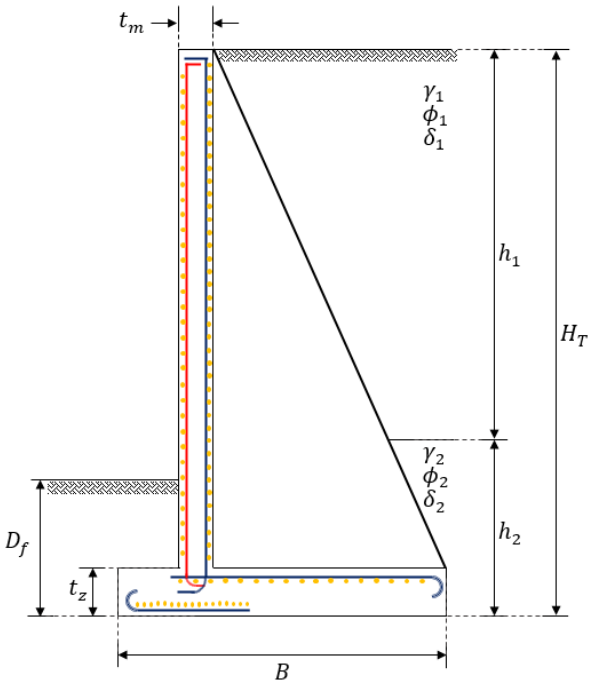


Imagen 7.44: Refuerzo del muro sin incluir el contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

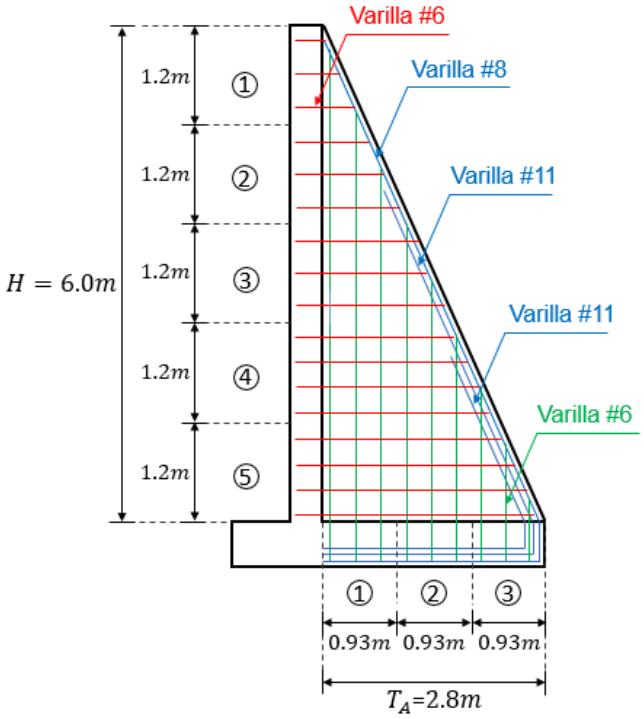


Imagen 7.45: refuerzo total del contrafuerte del muro. Fuente: Elaboración propia.

7.4. Drenaje para muros proyecto B:

Según las opciones de drenaje explicadas en el apartado 3.5, página 57, para el muro en voladizo, debido a la cantidad de refuerzo, se propone utilizar un tubo perforado de 8 pulgadas de diámetro a lo de la base del muro, con un material filtro para evitar obstrucciones en el muro. El drenaje para el muro con contrafuetes, se propone utilizar lloraderos de 4 pulgadas, a una distancia centro a centro de 2.5 metros verticalmente y 1.5 metros horizontalmente distribuido en el espacio entre contrafuertes.

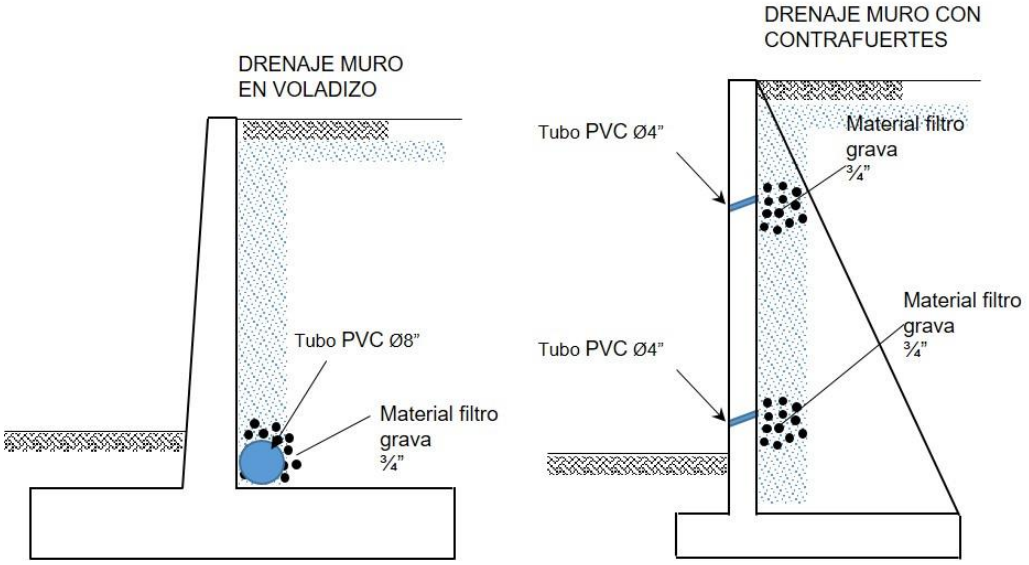


Imagen 7.46: Ubicación drenaje en muros del proyecto B; muro de contención en voladizo y muro con contrafuertes.

7.5. Comparación muros proyecto B:

7.5.1. Comparación del concreto:

Luego de diseñar los muros en voladizo y con contrafuertes, utilizando los mismos datos de diseño y la misma ubicación en el proyecto B, se puede hacer una comparación de las dimensiones obtenidas en cada muro. En el caso de la cantidad de concreto según las dimensiones diseñadas de cada muro se tiene:

- Muro en voladizo:

Área total de concreto (ver Imagen 7.6, Pág. 134):

$\Sigma A_c = A_1 + A_2 + A_3 + A_6$

$\Sigma A_c = 9.383 m^2$

Peso de concreto por longitud unitaria (Pág. 134):

$\Sigma W_c = W_1 + W_2 + W_3$

$\Sigma W_c = 22518\ kgf/m$

- Muro con contrafuertes:

Área total de concreto (ver Imagen 7.22, pág. 174):

$\Sigma A_c = A_1 + A_2 + A_3$

$\Sigma A_c = 13.14 m^2$

Peso de concreto por longitud unitaria (174):

$\Sigma W_c = W_1 + W_2 + W_3$

$\Sigma W_c = 31536\ kgf/m$

Al hacer una comparación de las áreas y pesos correspondientes al concreto utilizado en cada muro, se puede notar que el muro con contrafuertes presenta mayor peso que el muro de voladizo, pero, a fines de revisión el área transversal del muro considera la parte más ancha del contrafuerte, debido a que el contrafuerte no se toma como longitud unitaria, una forma de hacer una comparación adecuada sería con las dimensiones de cada muro. Proporcionalmente, tomando como guía la Imagen 7.46, página 229, se puede ver las dimensiones a escala del espacio que utilizan cada muro; esto permite ver, que el muro en voladizo requiere mayor espacio, una cimentación más grande y una base más grande para que se dé la estabilidad, en comparación con el muro con contrafuertes. Esta comparación ayuda a notar el beneficio que tiene usar muros con contrafuertes, ya que se reducen considerablemente las dimensiones al acudir al uso de contrafuertes para que se dé la estabilidad.

7.5.2. Comparación del refuerzo:

Realizando una comparación con la cantidad de varillas principales requeridas (sin incluir las longitudes de desarrollo) en cada elemento diseñado en el documento:

Muro en voladizo:

- Acero para la punta: 11 varillas #6
- Acero para el talón: 11 varillas #6
- Acero por contracción y temperatura: 37 varillas #6

- Acero para el vástago:

	Pantalla interna:	Pantalla externa:
Vertical:	8 varillas #6	6 varillas #4
Horizontal:	19 varillas #4	39 varillas #4

Tabla 7.2: Acero para el vástago del muro en voladizo. Fuente: Elaboración propia.

Muro con contrafuertes:

- Acero para la punta: 7 varillas #6
- Acero para el talón: 7 varillas #6
- Acero por contracción y temperatura: 34 varillas #4

- Acero para el vástago:

	Pantalla interna:	Pantalla externa:
Vertical:	4 varillas #6	4 varillas #4
Horizontal:	16 varillas #4	32 varillas #4

Tabla 7.3: Acero para el vástago del muro con contrafuertes. Fuente: Elaboración propia.

- Acero para el contrafuerte:

– Unión con el vástago:	17 varillas #6 (en cada cara del contrafuerte)
– Unión con el talón:	9 varillas #6 (en cada cara del contrafuerte)
– Contrafuerte:	2 varillas #8 y 5 varillas #11

Tabla 7.4: Acero utilizado para cada contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

Luego de considerar la cantidad de varillas utilizadas en cada elemento de los muros en voladizo y con contrafuertes, se puede observar que el muro en voladizo requiere mayor cantidad de refuerzo que el muro con contrafuertes debido a las dimensiones requeridas, pero, la mayor cantidad de refuerzo requerido para el muro con contrafuertes está en el contrafuerte, debido a que estos son los que determinan la estabilidad.

8. CAPÍTULO 8: REVISIÓN DE SOFTWARE:

Se utilizó el software GEO5 2020 para la comprobación de los resultados en estabilidad de los muros, en este caso se modeló cada uno de los 4 muros en el programa para revisar la sección de análisis geotécnico por esfuerzos admisibles (ASD). Se eligió esta evaluación de análisis debido a que los valores calculados no son mayorados y éstos son los valores que se utilizan para el diseño estructural y luego aplicarles el factor correspondiente.

8.1. Muros del proyecto A:

8.1.1. Muro de gravedad:

	Mathcad:	Programa
Peso del muro:	$9288.00\ kgf/m$	$9289.615\ kgf/m$
Peso del suelo:	$10608\ kgf/m$	$10608.108\ kgf/m$
Sobrecarga q:	$2649.36\ kgf/m$	$2648.203\ kgf/m$
Presión pasiva P_p:	$2713.696\ kgf/m$	$2738.958\ kgf/m$
Presión lateral por sobrecarga en el vástago P_{SC}:	$1749.816\ kgf/m$	$1618.29\ kgf/m$
Presión activa en todo el muro, sin sobrecarga P_{a2}:	$4367.009\ kgf/m$	$4029.918\ kgf/m$

Tabla 8.1: Comparación de valores del cálculo manual y el software.

Se realizó la comparación de valores obtenidos en la hoja de cálculo (ver Imagen 9.7, anexos página xvi), comparándolos con el software, obteniendo valores similares.

8.1.1.1. Revisión por volcamiento y deslizamiento:

Se comprueba por medio del software que las revisiones por volcamiento y deslizamiento cumplen para la estabilidad del muro (Imagen 9.8, anexos pág. xvii).

Volcamiento		
	Mathcad	Programa
Momento resistente ΣM_R	$41160.4\ kgf/m$	$57628.242\ kgf/m$
Momento de volcamiento M_O	$10138.012\ kgf/m$	$7009.529\ kgf/m$
Factor contra el volcamiento $Fs_{volc.}$	4.06	8.22

Tabla 8.2: Comparación de resultados para revisión por volcamiento.

Deslizamiento		
	Mathcad	Programa
Fuerza horizontal resistente $\Sigma F_{R'}$	$10752.202\ kgf/m$	$16524.093\ kgf/m$
Presión activa a la altura del vástago P_{A1}	$5079.024\ kgf/m$	$2094.497\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{desl.}$	1.758	7.91

Tabla 8.3: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento.

La diferencia obtenida en las comparaciones de las revisiones por volcamiento y deslizamiento (Tabla 8.2 y Tabla 8.3), está dada porque en el cálculo manual, las fuerzas de presión consideradas en el diseño fueron incluyendo la presión de sobrecarga dando un valor mayor en algunos, y en la fuerza resistentes del programa es porque considera de forma diferente el factor de seguridad por deslizamiento, dando un resultado aún más conservador que el utilizado en el cálculo manual.

8.1.1.2. Revisión por capacidad de carga:

Capacidad de Carga		
	Mathcad	Programa
Capacidad de carga de una cimentación superficial q_u	$50170.325\ kgf/m$	$50170.325\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{cap.}$	6.867	6.69

Tabla 8.4: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga.

Los valores obtenidos en capacidad de carga para la hoja de cálculo y el software (ver Imagen 9.9, anexos página xvii) son prácticamente iguales, donde el factor de seguridad indica que la revisión por capacidad de carga es satisfactoria.

8.1.2. Muro de semigravedad:

El muro de semigravedad se evalúa en el módulo de muro de gravedad del software, debido a que en el análisis geotécnico que se calculó manualmente no se toma en cuenta el refuerzo, el valor utilizado de f_y en el software se puso ya que el valor en el programa no puede ser cero (ver Imagen 9.11, anexos página xviii).

	Mathcad:	Programa
Peso del muro:	$8760.00\ kgf/m$	$8761.402\ kgf/m$
Peso del suelo:	$17990.00\ kgf/m$	$17987.794\ kgf/m$
Sobrecarga q:	$4749.68\ kgf/m$	$4749.838\ kgf/m$
Presión lateral por sobrecarga en el vástago P_{SC}:	$2385.526\ kgf/m$	$2533.995\ kgf/m$
Presión activa en todo el muro, sin sobrecarga P_{a2}:	$5163.476\ kgf/m$	$5468.738\ kgf/m$

Tabla 8.5: comparación de valores de cálculo manual y software.

Se realizó la comparación de valores obtenidos en la hoja de cálculo, comparándolos con el software (Imagen 9.16, anexos página xxi), obteniendo valores similares.

8.1.2.1. Revisión por volcamiento y deslizamiento:

Se comprueba por medio del software que las revisiones por volcamiento y deslizamiento cumplen con la estabilidad del muro (Imagen 9.17, anexos página xxi).

Volcamiento		
	Mathcad	Programa
Momento de volcamiento ΣM_R	$65532\ kgf/m$	$10405.184\ kgf/m$
Momento de resistente M_O	$11655.687\ kgf/m$	$93999.48\ kgf/m$
Factor contra el volcamiento $Fs_{volc.}$	5.622	9.03

Tabla 8.6: Comparación de resultados para revisión por volcamiento.

Deslizamiento		
	Mathcad	Programa
Fuerza horizontal resistente $\Sigma F_{R'}$	$11533.815\ kgf/m$	$23028.251\ kgf/m$
Presión activa a la altura del vástago P_{A1}	$6040.622\ kgf/m$	$6839.237\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{desl.}$	1.528	3.37

Tabla 8.7: Comparación de resultados ara revisión por deslizamiento.

La diferencia obtenida en las comparaciones de las revisiones por volcamiento y deslizamiento (Tabla 8.6 y Tabla 8.7), está también dada porque se consideró en el cálculo manual la presión de sobrecarga, otra vez, los valores de revisión por deslizamiento consideran la fuerza resistente de manera diferente que la utilizada

en el cálculo manual, dando un factor de seguridad mayor que el calculado, pero ambos valores son satisfactorios para la estabilidad del muro.

8.1.2.2. Revisión por capacidad de carga:

Capacidad de Carga		
	Mathcad	Programa
Capacidad de carga de una cimentación superficial q_u	$120266.378 kgf/m$	$120266.35\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{cap.}$	14.477	12.89

Tabla 8.8: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga.

Se comprueba que el muro cumple por revisión de capacidad de carga (ver Imagen 9.18, anexos página xxii).

8.2. Muros del proyecto B:

Para los muros del proyecto B se agregaron los valores para 2 estratos de suelo a diferencia de los muros del proyecto A.

8.2.1. Muro en voladizo:

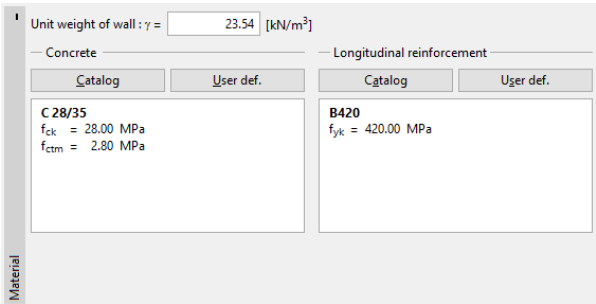


Imagen 8.1: Ingreso de datos del suelo y del concreto usados para el diseño.

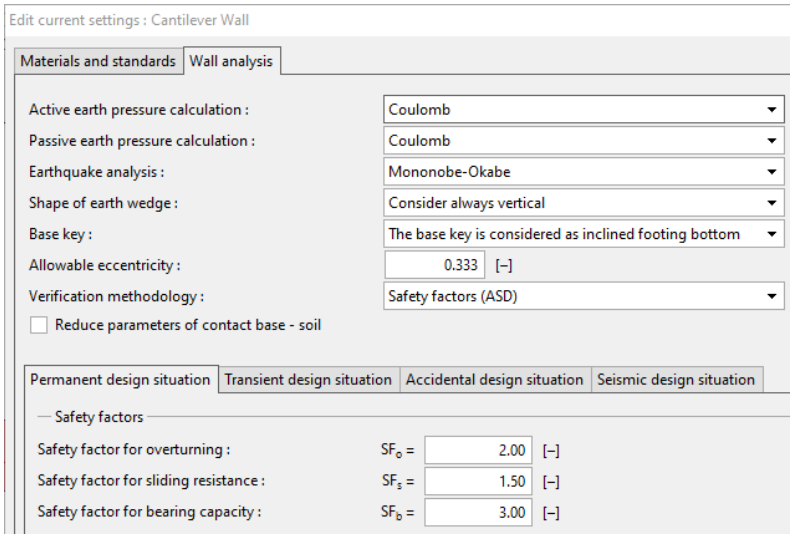


Imagen 8.2: Consideraciones y factores de seguridad ingresados al software.

El muro en voladizo se evaluó en el módulo de muro en voladizo del software, tomando los mismos factores de seguridad para el análisis geotécnico.

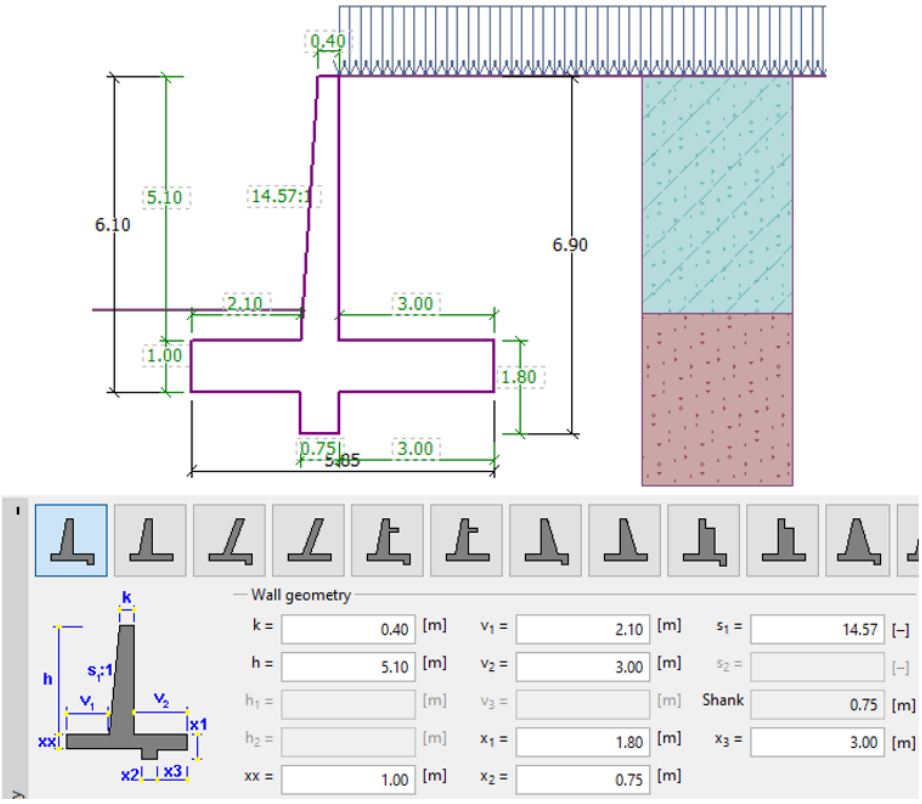


Imagen 8.3: Ingreso de datos del dimensionamiento del muro.

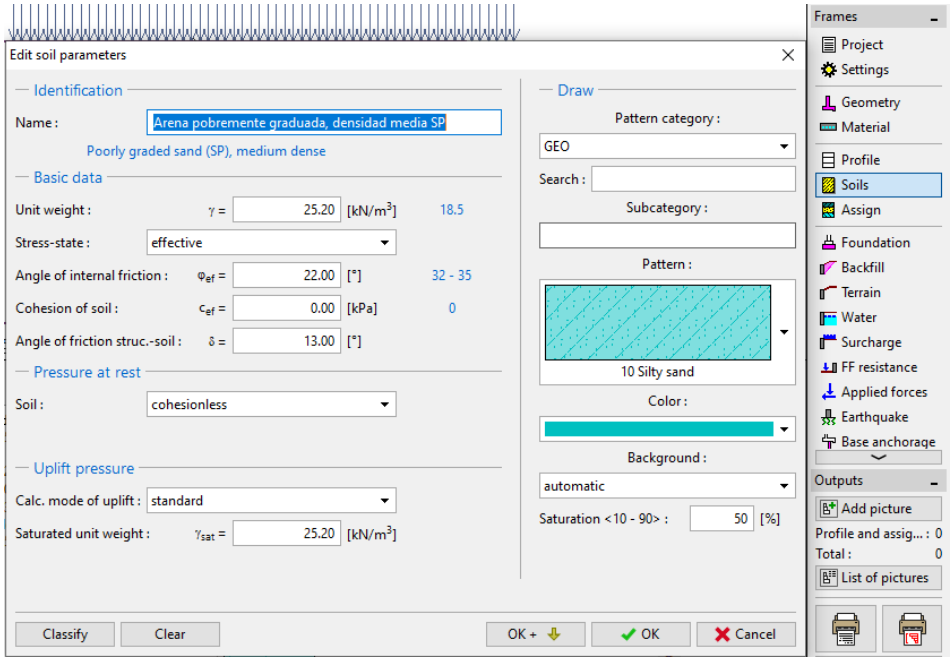


Imagen 8.4: Ingreso datos del estrato 1.

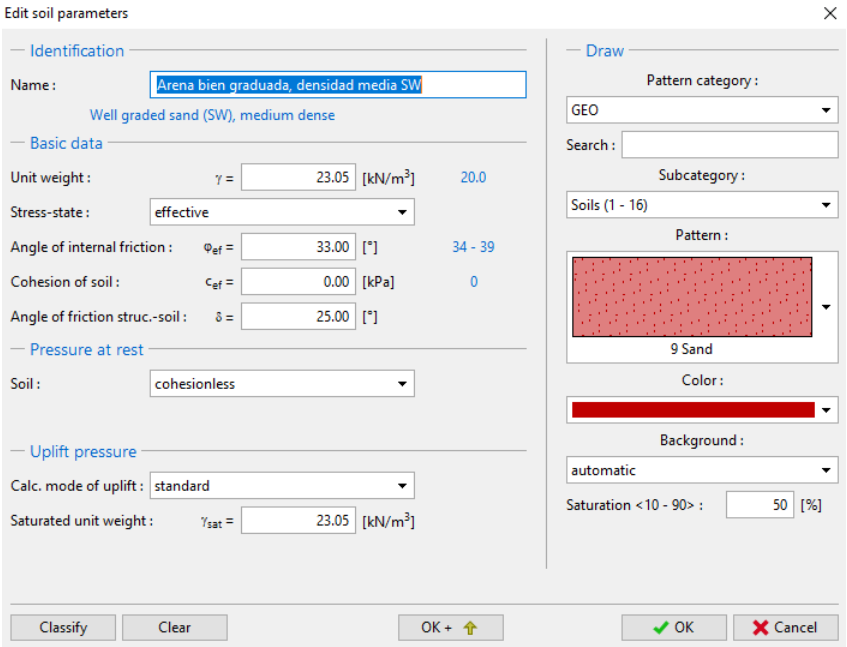


Imagen 8.5: Ingreso de datos del estrato 2.

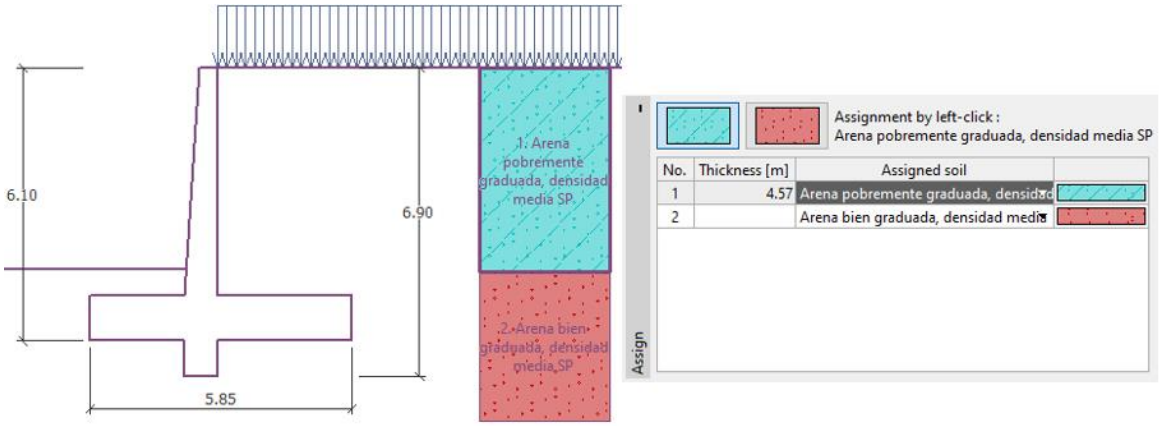


Imagen 8.6: Presentación de los 2 estratos del suelo del proyecto B en el software.

El programa GEO5 tiene la opción de introducir los datos de más de un estrato en el muro en estudio.

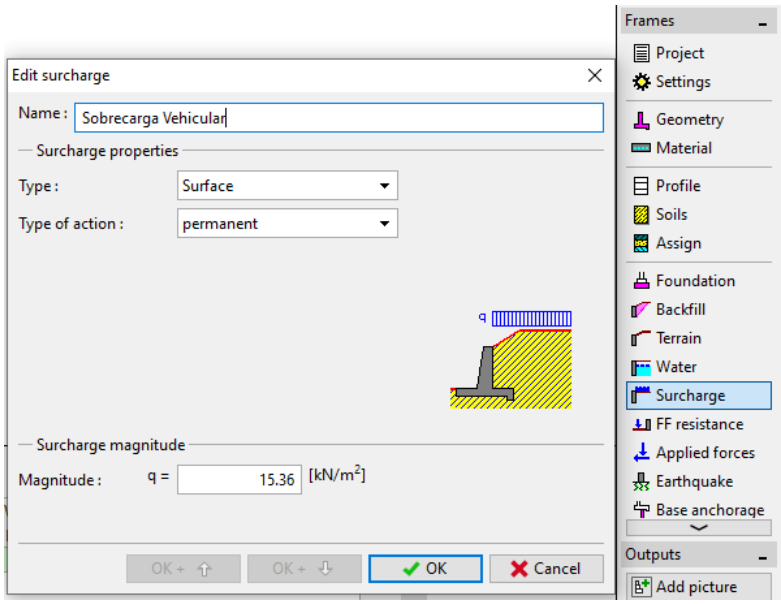


Imagen 8.7: Ingreso del valor de sobrecarga (sobrecarga vehicular).

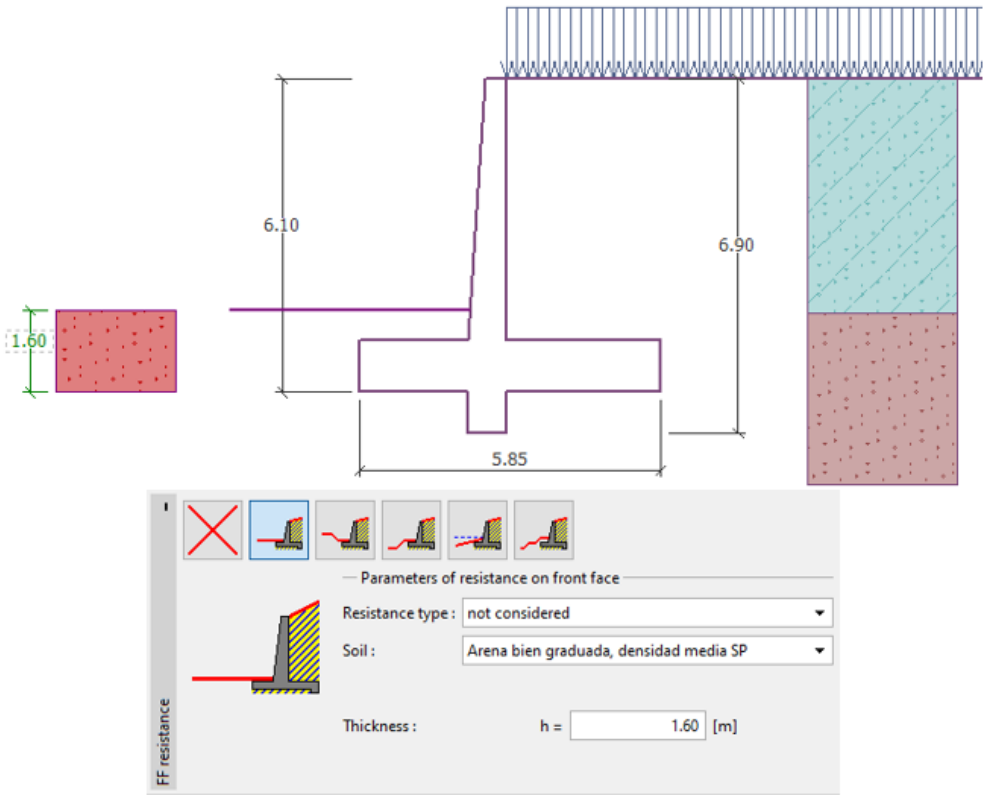
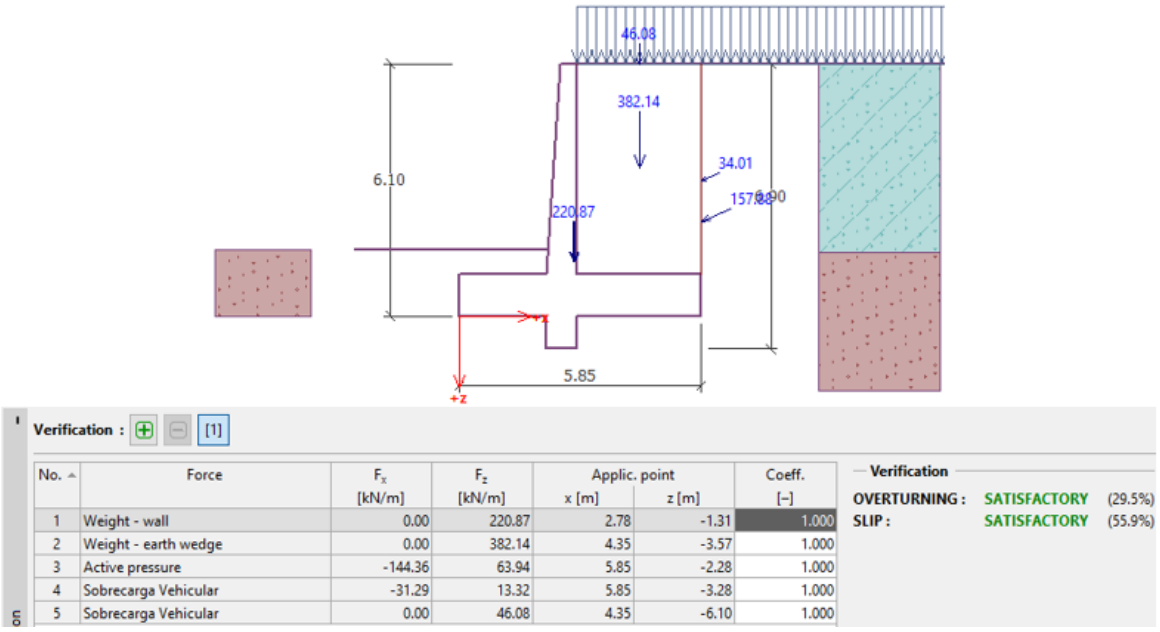


Imagen 8.8: Consideraciones del trasdós del muro.



No.	Force	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Applic. point x [m]	Applic. point z [m]	Coeff. [–]
1	Weight - wall	0.00	220.87	2.78	-1.31	1.000
2	Weight - earth wedge	0.00	382.14	4.35	-3.57	1.000
3	Active pressure	-144.36	63.94	5.85	-2.28	1.000
4	Sobrecarga Vehicular	-31.29	13.32	5.85	-3.28	1.000
5	Sobrecarga Vehicular	0.00	46.08	4.35	-6.10	1.000

Imagen 8.9: Revisión por volcamiento y deslizamiento.

	Mathcad:	Programa
Peso del muro:	$22518\,kgf/m$	$22522.472\,kgf/m$
Peso de los estratos:	$38971.2\,kgf/m$	$38967.435\,kgf/m$
Sobrecarga q	$4700.016\,kgf/m$	$4698.852\,kgf/m$
Presión lateral por sobrecarga en el vástago P_{SC}	$3452.901\,kgf/m$	$3468.055\,kgf/m$
Presión activa en todo el muro, sin sobrecarga P_{a2}	$16528.868\,kgf/m$	$16099.28\,kgf/m$

Tabla 8.9: Comparación de valores de cálculo manual y software.

Se realizó la comparación de valores obtenidos en la hoja de cálculo, comparándolos con el software, obteniendo valores similares.

8.2.1.1. Revisión por volcamiento y deslizamiento:

Volcamiento		
	Mathcad	Programa
Momento resistente M_O	$232380.12\,kgf/m$	$298621.65\ kgf/m$
Momento de volcamiento ΣM_R	$45407.188\,kgf/m$	$44055.819\,kgf/m$
Factor contra el volcamiento $Fs_{volc.}$	5.118	6.78

Tabla 8.10: Comparación de resultados para revisión por volcamiento.

Deslizamiento		
	Mathcad	Programa
Fuerza horizontal resistente $\Sigma F_{R'}$	$30569.528\,kgf/m$	$48098.994\,kgf/m$
Presión activa a la altura del vástago P_{A1}	$14903.538\,kgf/m$	$17911.315\,kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{desl.}$	1.51	2.69

Tabla 8.11: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento.

Verification

Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 2928.78 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 432.04 kNm/m

Safety factor = 6.78 > 2.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 471.69 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 175.65 kN/m

Safety factor = 2.69 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Imagen 8.10: verificación por estabilidad del muro en voladizo.

Los valores de factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento del calculado indican que el muro cumple en estabilidad.

8.2.1.2. Revisión por capacidad de carga:

Bearing cap.

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-372.16	726.34	175.65	0.000	124.16

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-372.16	726.34	175.65

Verification of foundation soil
Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification
Max. eccentricity of normal force e = 0.000
Maximum allowable eccentricity e_{alw} = 0.333
Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity
Max. stress at footing bottom σ = 124.16 kPa
Bearing capacity of foundation soil R_d = 3244.83 kPa
Safety factor = 26.13 > 3.00
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Imagen 8.11: Verificación por excentricidad y capacidad de carga.

Capacidad de Carga		
	Mathcad	Programa
Capacidad de carga de una cimentación superficial q_u	$326739.17 kgf/m$	$330880.84\ kgf/m$
Factor por capacidad de carga $Fs_{cap.}$	27.787	26.13

Tabla 8.12: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga.

Se comprueba que el muro cumple por revisión de capacidad de carga.

8.2.2. Muro con contrafuertes:

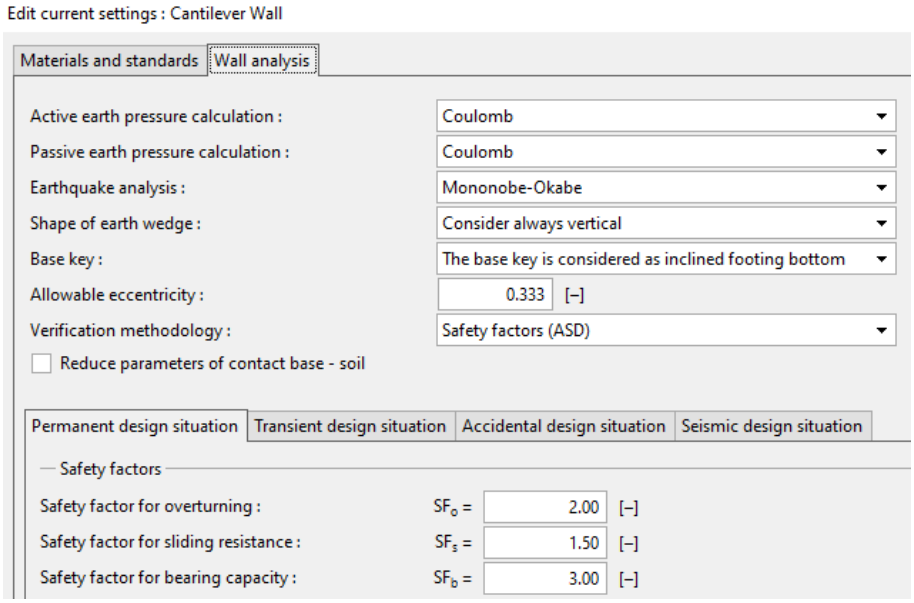


Imagen 8.12: Consideraciones y factores de seguridad ingresados al software.

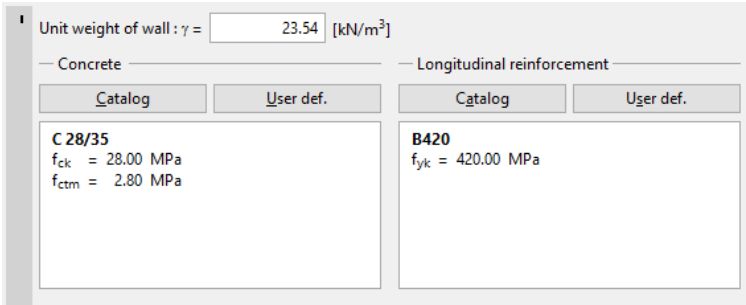


Imagen 8.13: Ingreso de datos del suelo y del concreto usados para el diseño.

Se utilizó el módulo de muro en voladizo del software para el muro con contrafuertes, debido a que dentro del programa se incluye la opción de agregarle los contrafuertes.

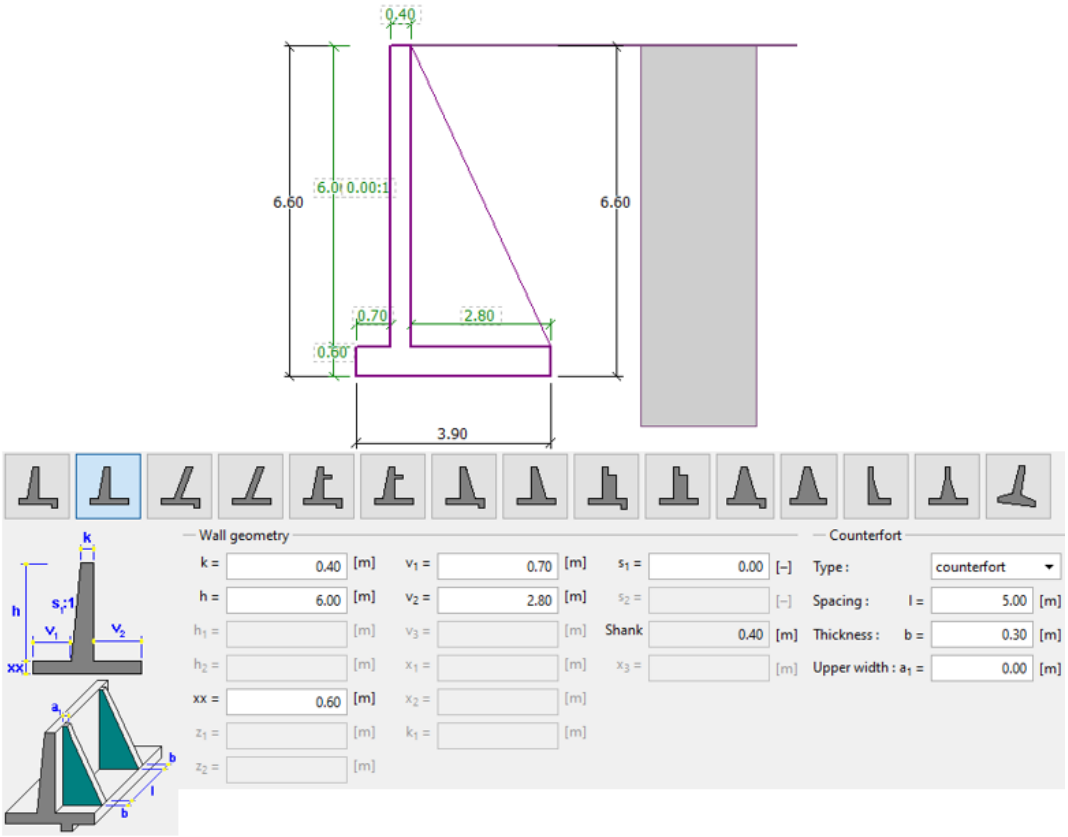


Imagen 8.14: ingreso de datos del dimensionamiento del muro y contrafuertes.

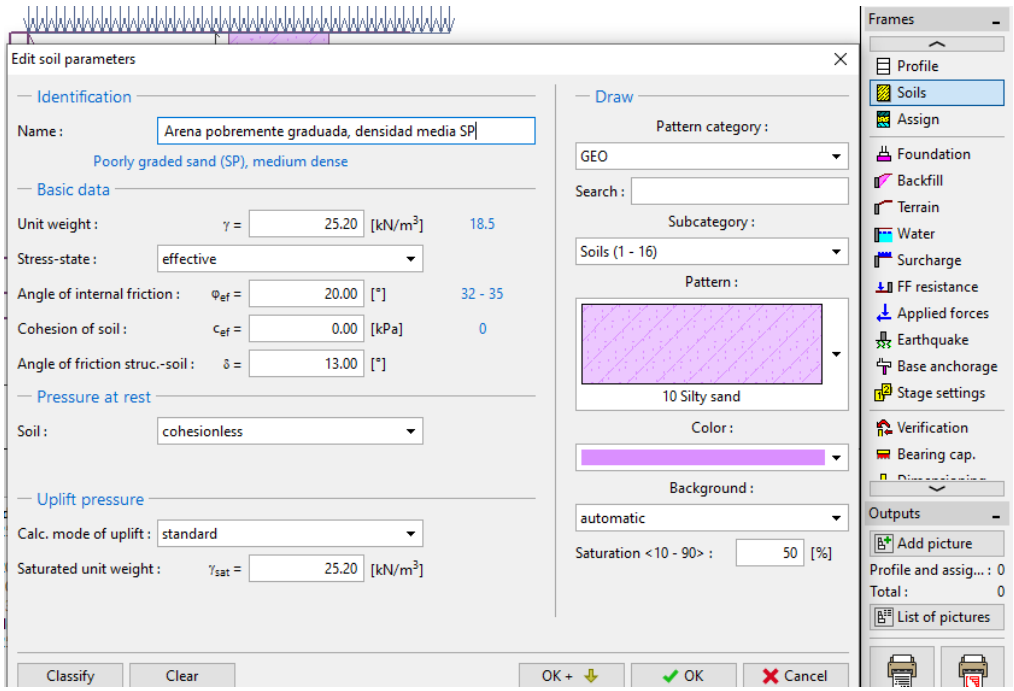


Imagen 8.15: Ingreso de datos del estrato 1.

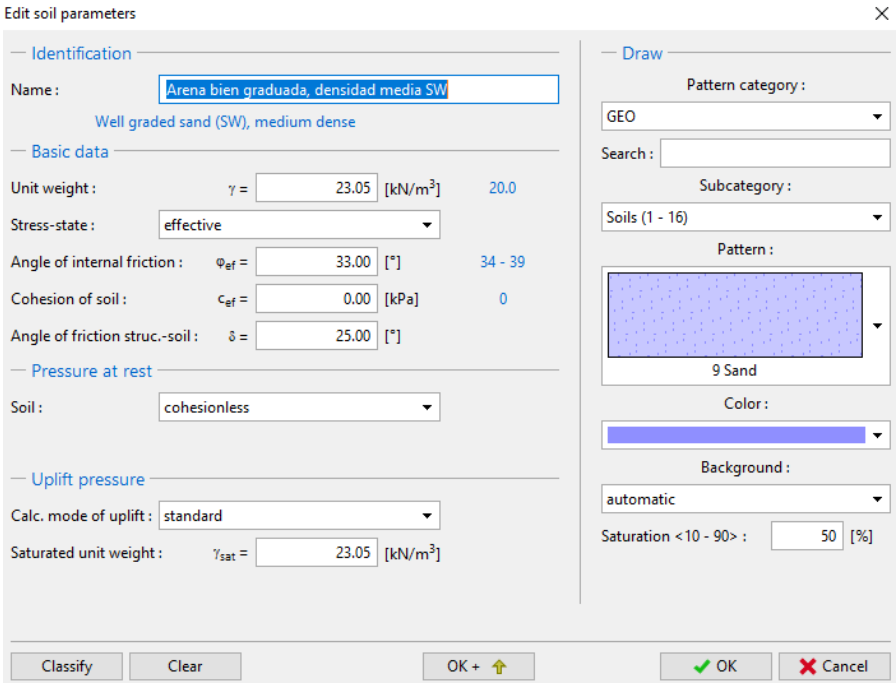


Imagen 8.16: Ingreso de datos del estrato 2.

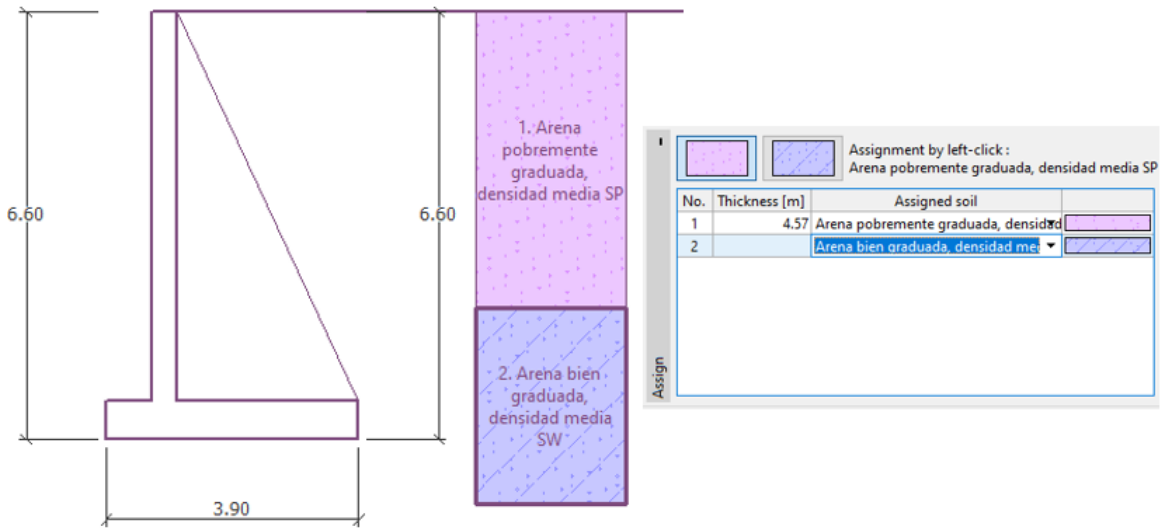


Imagen 8.17: Presentación de los 2 estratos del suelo del proyecto B en el software.

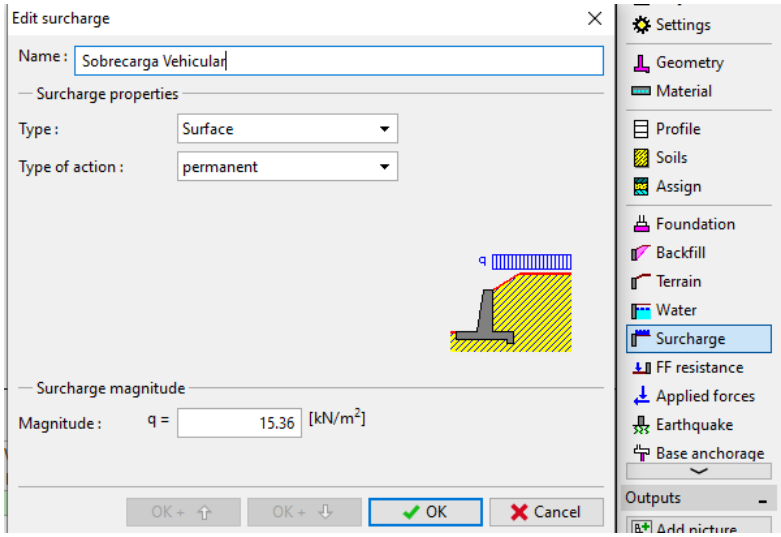


Imagen 8.18: Ingreso de la sobrecarga (sobrecarga vehicular).

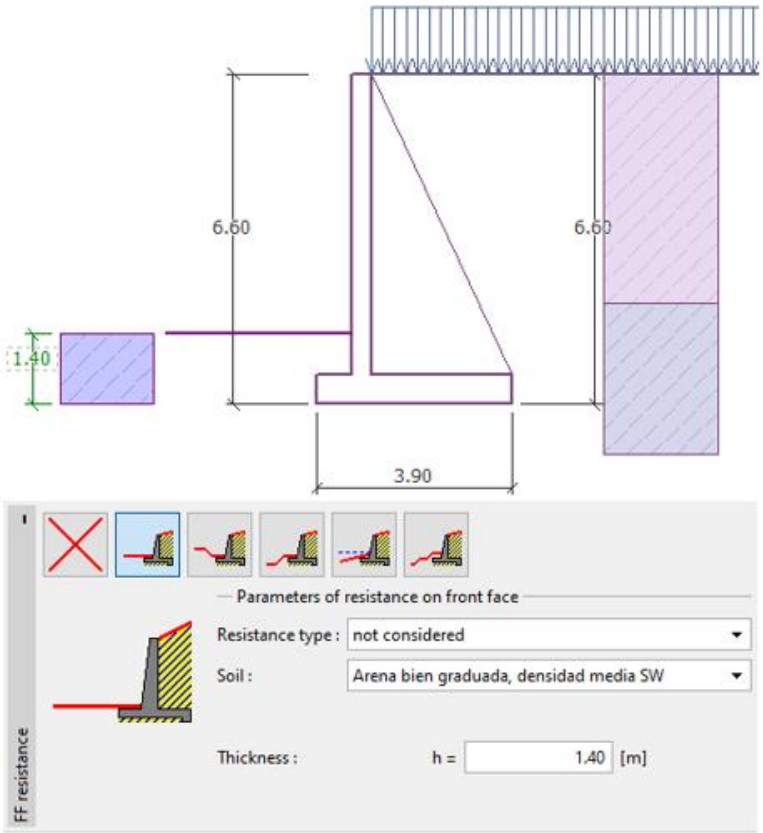
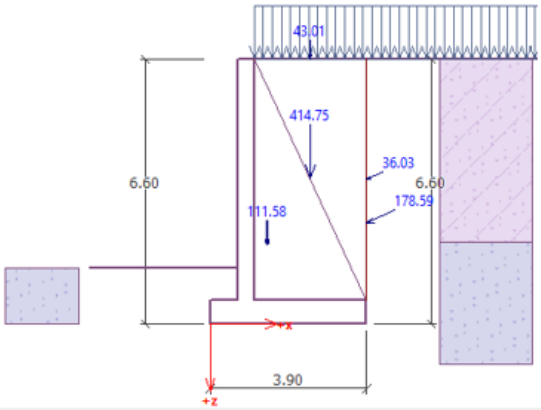


Imagen 8.19: Consideraciones de la fuerza pasiva del muro.



Verification : [1]

No.	Force	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Applic. point x [m]	Applic. point z [m]	Coeff. [–]
1	Weight - wall	0.00	111.58	1.42	-1.97	1.000
2	Weight - earth wedge	0.00	414.75	2.50	-3.65	1.000
3	Active pressure	-161.20	76.88	3.90	-2.51	1.000
4	Sobrecarga Vehicular	-32.92	14.65	3.90	-3.60	1.000
5	Sobrecarga Vehicular	0.00	43.01	2.50	-6.60	1.000

Verification

OVERTURNING : SATISFACTORY (63.0%)

SLIP : SATISFACTORY (67.8%)

Imagen 8.20: Revisión por volcamiento y deslizamiento.

	Mathcad:	Programa
Peso del vástago y la zapata:	$11376\,kgf/m$	$11377.994\ kgf/m$
Peso de los estratos:	$42295.12\,kgf/m$	$42292.73\,kgf/m$
Sobrecarga q	$4386.76\ kgf/m$	$4386.819\ kgf/m$
Presión lateral por sobrecarga en el vástago P_{SC}	$3735.926\,kgf/m$	$3674.038\,kgf/m$
Presión activa en todo el muro, sin sobrecarga P_{a2}	$19355.247\ kgf/m$	$18211.112\,kgf/m$

Tabla 8.13: comparación de valores de cálculo manual y software.

Los resultados obtenidos del peso de los muros, las presiones activas y el peso del suelo del software coinciden con los cálculos realizados manualmente.

8.2.2.1. Revisión por volcamiento y deslizamiento:

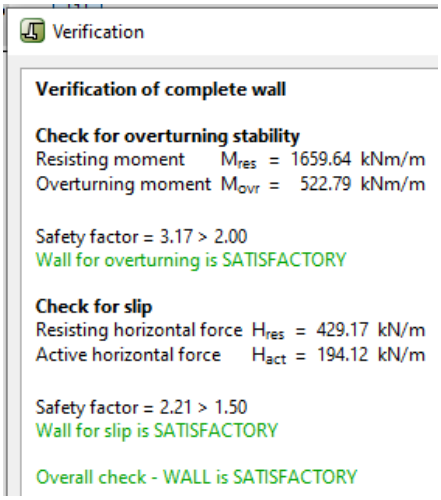


Imagen 8.21: Verificación por estabilidad de muro con contrafuerte.

Se comprueba por medio del software que las revisiones por volcamiento y deslizamiento cumplen con la estabilidad del muro (Imagen 8.21)

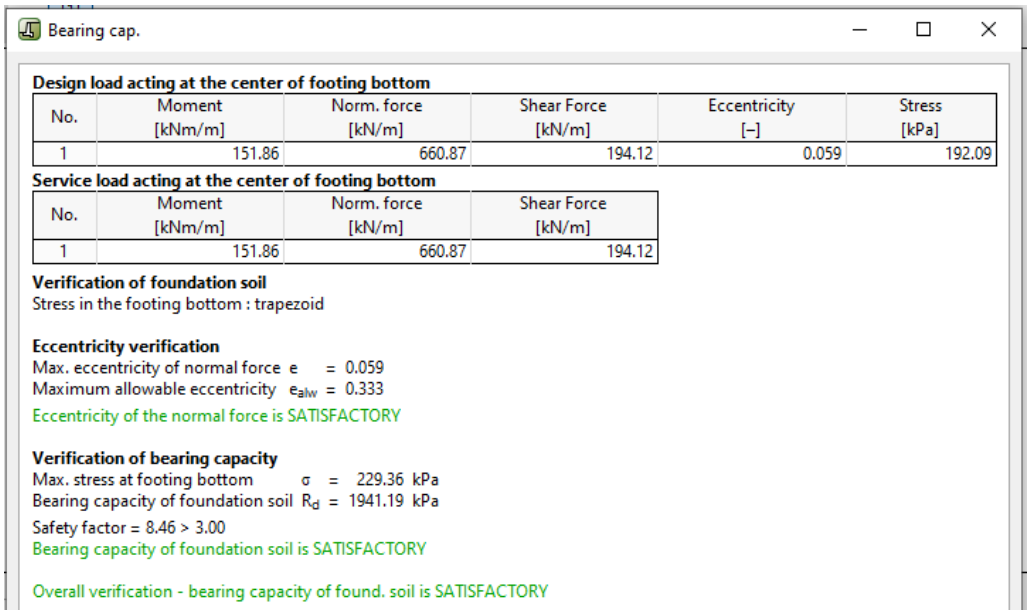
Volcamiento		
	Mathcad	Programa
Momento resistente M_O	$162865\ kgf/m$	$169236.182\ kgf/m$
Momento de volcamiento ΣM_R	$50982.213\ kgf/m$	$53309.744\ kgf/m$
Factor contra el volcamiento $Fs_{volc.}$	3.195	3.17

Tabla 8.14: Comparación de resultados para revisión por volcamiento.

Deslizamiento		
	Mathcad	Programa
Fuerza horizontal resistente $\Sigma F_{R'}$	$35449.16\ kgf/m$	$43763.161\ kgf/m$
Presión activa a la altura del vástago P_{A1}	$23091.173\ kgf/m$	$19794.731\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento $Fs_{desl.}$	1.535	2.21

Tabla 8.15: Comparación de resultados para revisión por deslizamiento.

8.2.2.2. Revisión por capacidad de carga:



Bearing cap.

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	151.86	660.87	194.12	0.059	192.09

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	151.86	660.87	194.12

Verification of foundation soil
Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification
Max. eccentricity of normal force e = 0.059
Maximum allowable eccentricity e_{alw} = 0.333
Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity
Max. stress at footing bottom σ = 229.36 kPa
Bearing capacity of foundation soil R_d = 1941.19 kPa
Safety factor = 8.46 > 3.00
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Imagen 8.22: Verificación por excentricidad y capacidad de carga.

Capacidad de Carga		
	Mathcad	Programa
Capacidad de carga de una cimentación superficial	$197946.311\ kgf/m$	$197946.311\ kgf/m$
Factor contra el deslizamiento	6.266	8.46

Tabla 8.16: Comparación de resultados para revisión por capacidad de carga.

Los resultados en el software para el muro con contrafuertes resultados bastantes similares, y los factores de seguridad por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga indican que el muro es satisfactorio.

9. CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

9.1. CONCLUSIONES:

Del presente trabajo monográfico se puede concluir lo siguiente:

Se logró explicar mediante el documento las condiciones necesarias en las que se aplica cada tipo de muro y las teorías que se deben aplicar en dependencia al uso que se le dará al muro. Al final de los capítulos 6 y 7 en la parte de comparación de muros en cada capítulo, se puede determinar que los muros de gravedad (apartado 6.5, página 124) requieren mayor cantidad de concreto al compararlos con el muro de semigravedad, los cuales tienen dimensiones reducidas gracias al uso de refuerzo, esto permite usarlos en espacios reducidos y donde el muro de gravedad sería demasiado grande; y que, en los muros en voladizo (apartado 7.5, página 229) las dimensiones del muro (incluyendo cantidad de concreto) es mucho mayor que al utilizar muros con contrafuertes, dando el beneficio de usar los muros con contrafuertes en espacios limitados donde el muro en voladizo no podría construirse.

Se diseñaron los 4 muros del tipo convencional explicados en el presente documento (muro de gravedad, muro de semigravedad, muro en voladizo y muro con contrafuertes), con un procedimiento paso a paso del análisis geotécnico y diseño estructural, siguiendo las normas del manual de diseño de puentes LRFD AASHTO 2017 y el manual del ACI 318S-14, respectivamente, haciendo uso de los factores sísmicos del RNC-07.

Se utilizó el software geotécnico GEO5 2020, y se modelaron los 4 muros para hacerles la revisión geotécnica por esfuerzos admisibles ASD, en donde los resultados obtenidos indican que los muros cumplen en estabilidad, comprobando los cálculos realizados manualmente por medio de hoja de cálculo.

9.2. RECOMENDACIONES:

- A razón comprender la definición de los muros de contención se debe reconocer su función e importancia y cómo éstos forman parte del desarrollo de la infraestructura de una ciudad.

- Es importante conocer las características del suelo en el que se va a construir, de modo que se recomienda ampliamente realizar un estudio de laboratorio de los suelos, ya que en todo proyecto estos datos generalmente son proporcionados por un geotecnista.

- Es muy necesario incluir el diseño de muros de contención de manera más amplia en la educación de un ingeniero civil, ya que son de gran importancia para su ámbito profesional.

- No se deben dejar aparte ningún tipo de reglamento o especificaciones para consolidar el análisis y diseño de los muros de contención en cada variación o necesidad posible.

- Es de utilidad promover los conocimientos acerca de los muros de contención para los niveles de pregrado de ingeniería civil, así como el uso de software que permita obtener un aprendizaje más completo en el diseño de estas estructuras de gran importancia.

BIBLIOGRAFÍA:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. (2017).

Campos, C. G. (2006). *Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliever y muros con contrafuertes.* Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* México: Cengage Learning.

Eulalio Juárez Badillo, A. R. (1973). *Mecánica de Suelos - Tomo II.* México: Editorial Limusa.

Institute, American Concrete. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-14.*

Jack Mc Cormac, R. H. (2011). *Design of Reinforced Concrete. 10th ed.* USA: Wiley.

Piqueras., V. Y. (2016). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención.* Valencia, España.: Universitat Politècnica de València.

Prensa, L. (2006, Enero 4). *Alcaldía inicia obras paso a desnivel en la Centroamérica.* Retrieved from La Prensa: https://www.laprensa.com.ni/2006/01/04/nacionales/981784-alcalda-inicia-obras-de-paso-a-desnivel-en-la-centroamrica

Timoshenko, S. (1957). *Resistencia de Materiales, Teoría elemental y problemas - Primera Parte.* Madrid: ESPASA-CALPE S.A.

Unified Soil Classification System. (n.d.). Retrieved from theconstructor.org: https://theconstructor.org/geotechnical/unified-soil-classification-system-uscs/7297/

ANEXOS:

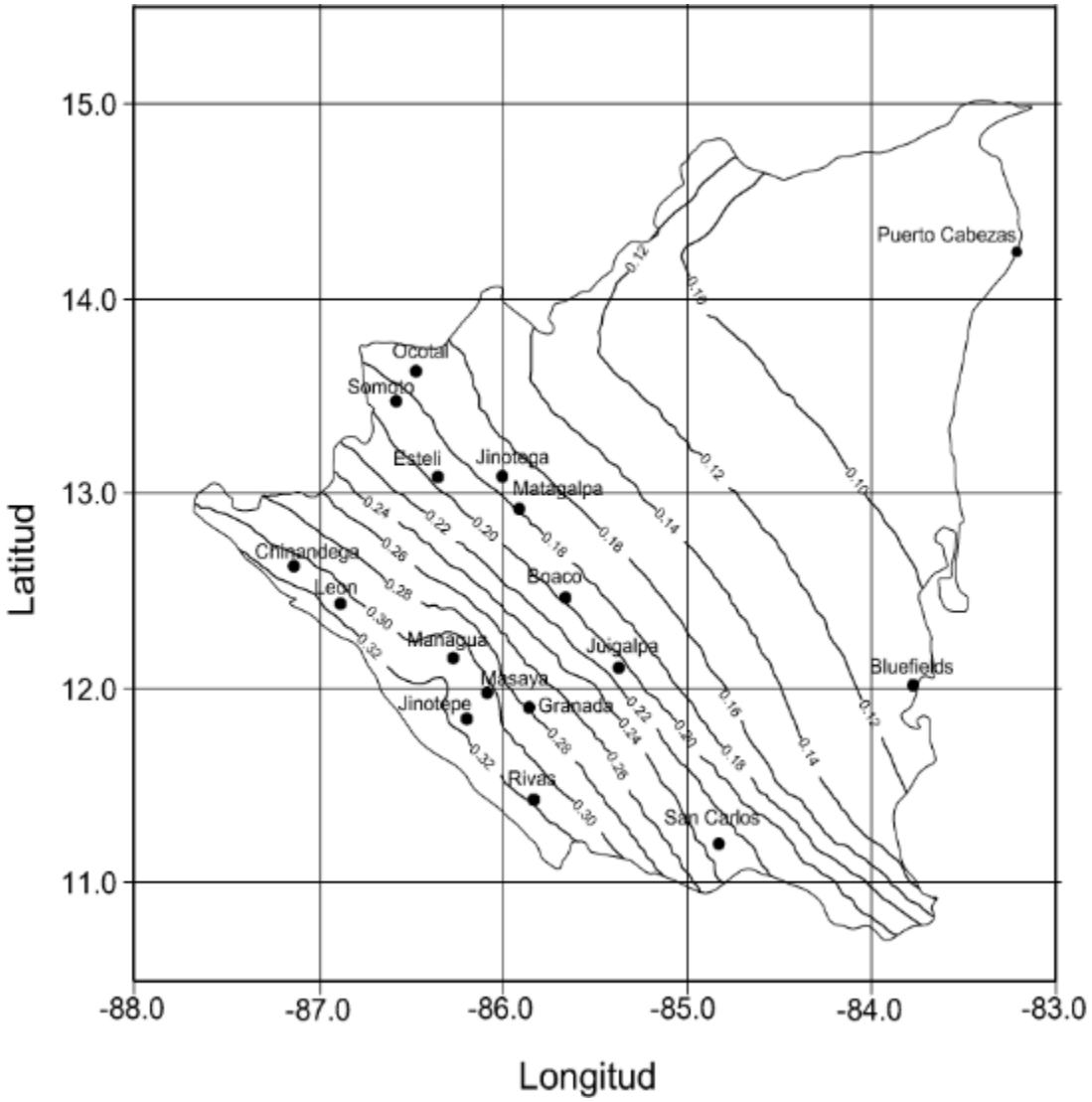


Imagen 9.1: Coeficientes a_0 para definir los espectros de diseño en la república de Nicaragua, para estructuras del grupo B.

Factor	Relación	Referencia
Forma	$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$ $$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi'$$ $$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$$	DeBeer (1970)
Profundidad	$$Si\ \boldsymbol{\frac{D_f}{B} \leq 1}$$ Para $\phi' = 0$: $$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$ $$F_{qd} = 1$$ $$F_{\gamma d} = 1$$ Para $\phi' > 0$: $$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan\phi'}$$ $$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'\,(1 - \sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$ $$F_{\gamma d} = 1$$ $$Si\ \boldsymbol{\frac{D_f}{B} > 1}$$ Para $\phi' = 0$: $$F_{cd} = 1 + 0.4\,\mathbf{tan^{-1}}\left(\boldsymbol{\frac{D_f}{B}}\right)^*$$ $$F_{qd} = 1$$ $$F_{\gamma d} = 1$$ Para $\phi' > 0$: $$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{dq}}{N_c \tan\phi'}$$ $$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'\,(1 - \sin\phi')^2\,\mathbf{tan^{-1}}\left(\boldsymbol{\frac{D_f}{B}}\right)^*$$ $$F_{\gamma d} = 1$$	Hansen (1970)
Inclinación	$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90°}\right)^2$$ $$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\phi'}\right)^2$$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

*: valor en radianes; Ψ: inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

Tabla 9.1: Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)].

Combinación de cargas en Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Resistencia III	γ_p	–	1.00	1.00	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Resistencia IV	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	–	–
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Evento Extremo I	1.00	γ_{EQ}	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–	–
Evento Extremo II	1.00	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Servicio II	1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–	–	–	–	–	–
Servicio III	1.00	γ_{LL}	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–	–
Servicio IV	1.00	–	1.00	1.00	–	1.00	1.00/1.20	–	1.00	–	–	–	–	–
Fatiga I – LL, IM y CE solamente	–	1.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
Fatiga II – LL, IM y CE solamente	–	0.80	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Tabla 9.2: Combinaciones de carga y factores de carga. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 3.4.1-1. p. 3-15.

Factor	Ángulo de Fricción	Término de cohesión (s_c)	Término de peso unitario (s_γ)	Término de sobrecarga (s_q)
Factores de forma s_c, s_γ, s_q	$\phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\tan\phi_f\right)$

Tabla 9.3: Factores de corrección de forma. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.1.2a-3. p. 10-70.

Ángulo de fricción, ϕ_f (grados)	D_f/B	d_q
32	1 2 4 8	1.20 1.30 1.35 1.40
37	1 2 4 8	1.20 1.25 1.30 1.35
42	1 2 4 8	1.15 1.20 1.25 1.30

Tabla 9.4: Factores de corrección de profundidad d_q. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.3.2a-4. p. 10-70.

D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$
0.0	0.5	0.5
Df	1.0	0.5
$> 1.5B + Df$	1.0	1.0

Tabla 9.5: Coeficientes $C_{wq}, C_{w\gamma}$, para varias profundidades de nivel freático. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.6.3.1.2a-2. p. 10-69.

Zona sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla 9.6: Tabla 2 RNC, Factores de amplificación por tipo de suelo, S

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Método semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos.	0.45
		Zapatas en roca	0.45
		Prueba de carga de la placa	0.55
deslizamiento	φ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto vaciado in situ sobre arena	0.80
		Concreto prefabricado ó vaciado in situ sobre limo	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Componente de presión de tierra pasiva de la resistencia al deslizamiento	0.50

Tabla 9.7: Factores de resistencia para fundaciones poco profundas en el estado límite de resistencia. Fuente: Especificaciones para diseño LRFD de Puentes AASHTO 2017, Tabla 10.5.5.2.2-1, p. 10-41.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
U=1.4D	(5.3.1a)	D
U=1.2D+1.6L+0.5(L_r ó S ó R)	(5.3.1b)	L
U=1.2D+1.6(L_r ó S ó R)+(1.0L ó 0.5W)	(5.3.1c)	L_r ó S ó R
U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r ó S ó R)	(5.3.1d)	W
U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S	(5.3.1e)	E
U=0.9D+1.0W	(5.3.1f)	W
U=0.9D+1.0E	(5.3.1g)	E

Tabla 9.8: Combinaciones de carga. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 5.3.1, p. 65.

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial y combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se representan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	–
(d)	Aplastamiento	0.65	–
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	–
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	–
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal tensor del capítulo 23.	0.75	–
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	–
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	–
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el capítulo 17	–

Tabla 9.9: Factores de reducción de resistencia, ϕ. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 21.2.1, p. 363.

Espaciamiento y recubrimiento	Sistema mks Esfuerzos en kgf/cm^2	
	Varillas #6 o menores y alambres corrugados	Varillas #7 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslapo no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de l_d que el mínimo del Reglamento o Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslapo no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5.3\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{4.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}}\right) * d_b$

Tabla 9.10: Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.2.2, p. 440.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño Ψ_s	Para barras #7 y mayores	1.0
	Para barras #6 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación Ψ_t	Más de 30cm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

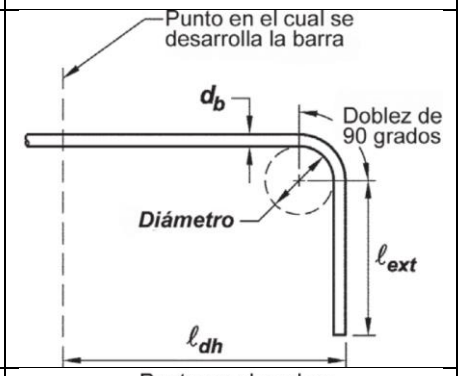
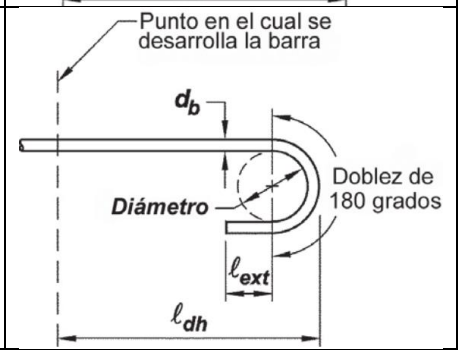
Tabla 9.11: Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.2.4, p. 442.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, cm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	7.5
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras #6 a #18	5.0
		Barra #5, alambre MW200 o MD200, y menores	4.0
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras #13 y #18	4.0
		Barra #13 y #18	2.0
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	4.0

Tabla 9.12: Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 20.6.1.3.1, p. 356.

Tipo de refuerzo	f_y, kgf/cm^2	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 4200	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electro soldado	≥ 4200	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$
			0.0014

Tabla 9.13: Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 24.4.3.2, p. 430.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, cm	Extensión recta (1) l_{ext} cm	Tipo de Gancho Estándar
Gancho de 90°	#3 a #8	$6d_b$	$12d_b$	
	#9 a #12	$8d_b$		
	#13 y #18	$10d_b$		
Gancho de 180°	#3 a #8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y $6.5\ cm$	
	#9 a #12	$8d_b$		
	#13 y #18	$10d_b$		

(1) El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior del doblez y el largo de extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Tabla 9.14: Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.3.1, p. 436.

Factor de modificación	Condición	Valor del Factor
Concreto Liviano λ	Concreto de peso Liviano	0.75
	Concreto de peso Normal	1.0
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo. Recubierto con zinc (Galvanizado)	1.0
Recubrimiento Ψ_c (2)	Para ganchos de barras #12 y menores con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) ≥ $6.5\ cm$ y para ganchos de 90° con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ $5.0\ cm$	0.7
	Otras	1.0
Confinamiento del refuerzo Ψ_r (2)	Para ganchos de 90° de barras #12 y menores que se encuentran: 1. Confinados a lo largo de ℓ_{ext} con estribos (1) perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3\ d_b$ o bien 2. confinados a lo largo de la barra que está desarrollando más allá del gancho por estribos perpendiculares a ℓ_{ext} con $x \leq 3\ d_b$	0.8
	Para ganchos de 180° de barra #12 y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3\ d_b$	
	Otros	1.0

(1) El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde externo del doblez del gancho.
(2) d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

Tabla 9.15: Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 25.4.3.2, p. 443.

Tipos de muro	Tipos de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	$f_y, \frac{kgf}{cm^2}$	Refuerzo long. mínimo (1) , ρ_l	Refuerzo Horiz. Mínimo, ρ_t
Construido en obra	Barras Corrugadas	$\leq \#5$	≥ 4200	0.0012	0.0020
			> 4200	0.0015	0.0025
		$> \#5$	Cualquiera	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	$\leq MW200$ ó $MD200$	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricados (2)	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

(1) No es necesario que los muros preesforzados, con un esfuerzo promedio a compresión efectivo de al menos 16 kgf/cm^2, cumplan con los requisitos para refuerzo mínimo longitudinal, ρ_l.

(2) En muros en una dirección prefabricados, preesforzados, con ancho menor de 3.7m y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de refuerzo en la dirección normal al refuerzo para flexión.

Tabla 9.16: Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 11.6.1, p. 179.

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo(1)	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	ara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b)Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

(1)Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Tabla 9.17: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. Fuente: ACI 318S-14, Tabla 6.5.2, p. 76.

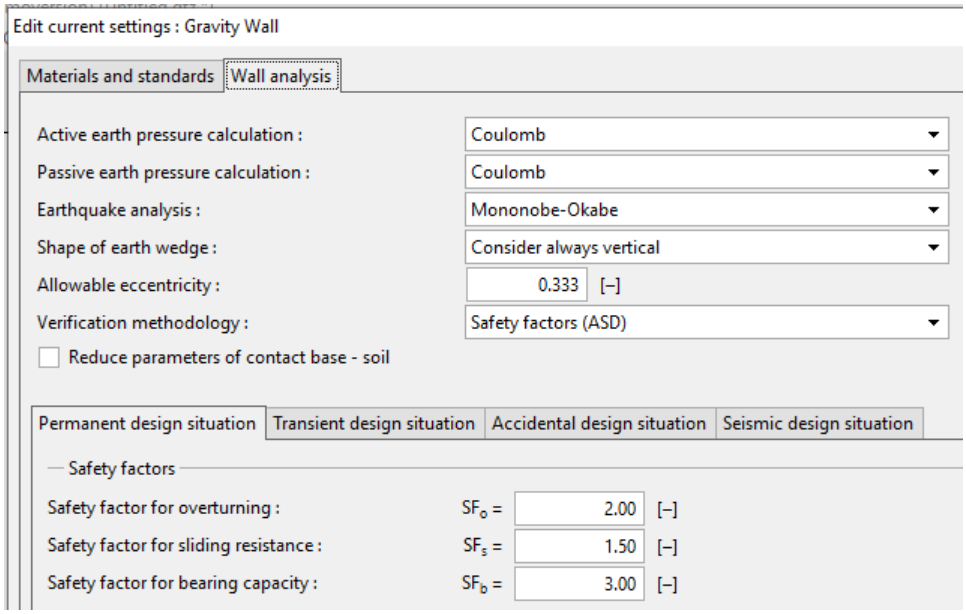


Imagen 9.2: Consideraciones y factores de seguridad ingresados al software para muro de gravedad.

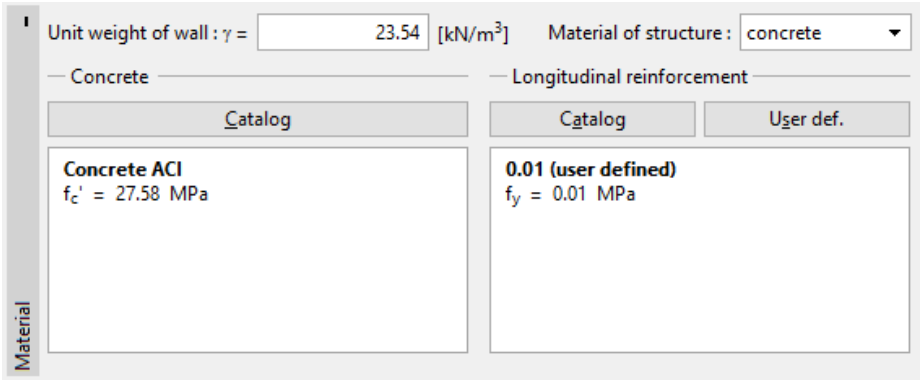


Imagen 9.3: Ingreso de datos del concreto usados para el diseño del muro de gravedad.

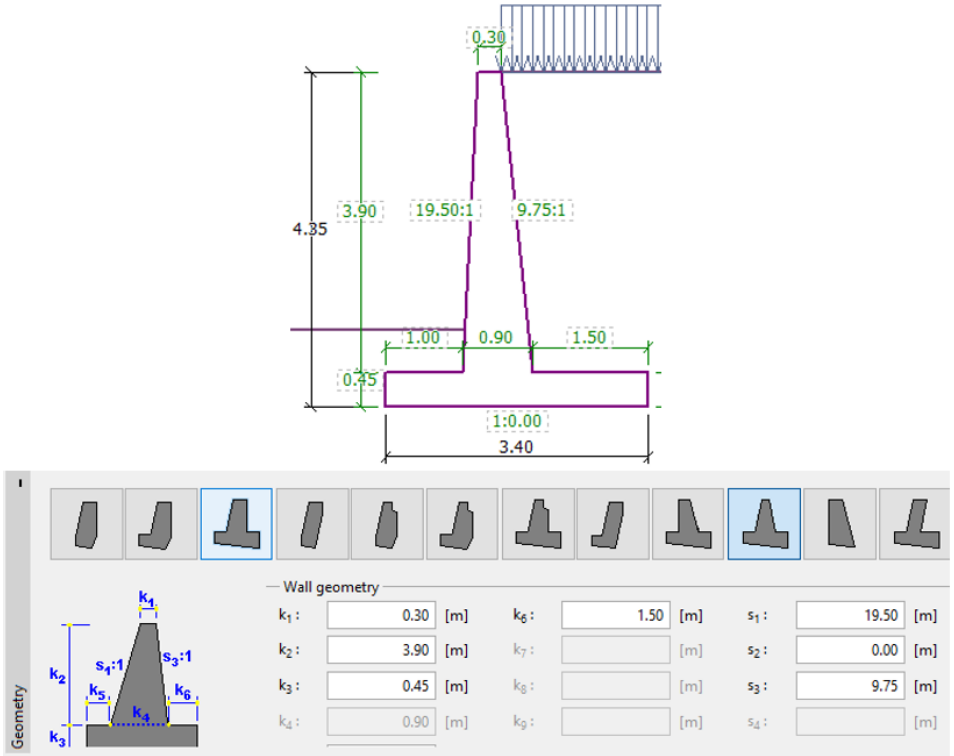


Imagen 9.4: Ingreso de datos de las dimensiones del muro de gravedad.

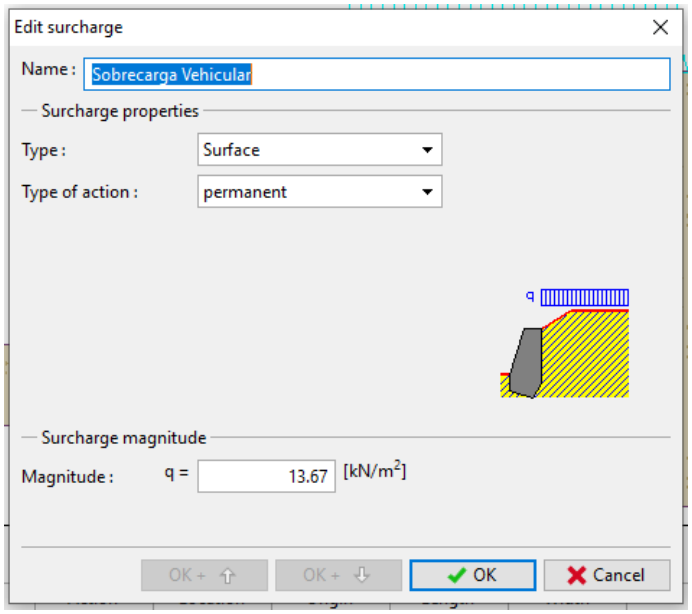


Imagen 9.5: Ingreso del valor de sobrecarga (sobrecarga vehicular) del muro de gravedad.

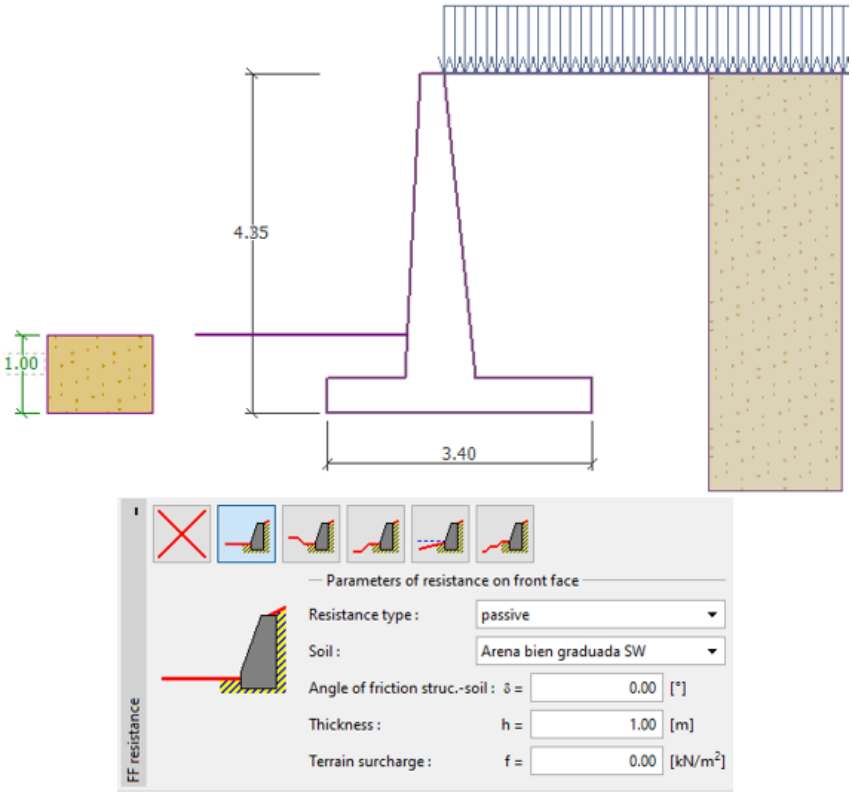
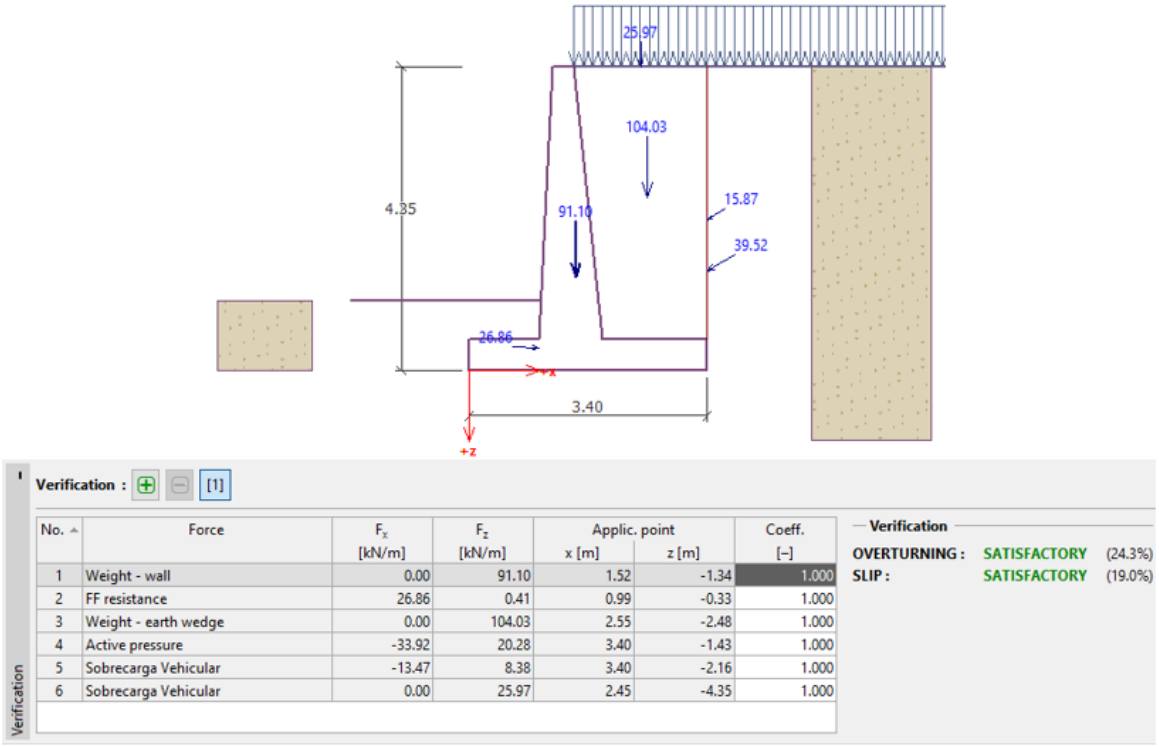
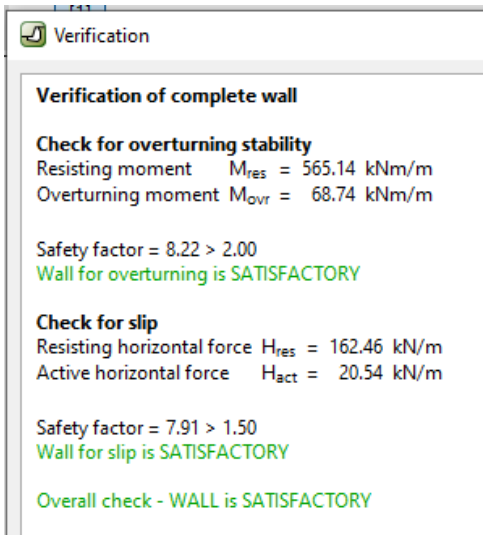


Imagen 9.6: Consideración de la fuerza pasiva del muro de gravedad.



No.	Force	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Applic. point x [m]	Applic. point z [m]	Coeff. [–]
1	Weight - wall	0.00	91.10	1.52	-1.34	1.000
2	FF resistance	26.86	0.41	0.99	-0.33	1.000
3	Weight - earth wedge	0.00	104.03	2.55	-2.48	1.000
4	Active pressure	-33.92	20.28	3.40	-1.43	1.000
5	Sobrecarga Vehicular	-13.47	8.38	3.40	-2.16	1.000
6	Sobrecarga Vehicular	0.00	25.97	2.45	-4.35	1.000

Imagen 9.7: Revisión por volcamiento y por deslizamiento del muro de gravedad.



Verification

Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 565.14 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 68.74 kNm/m

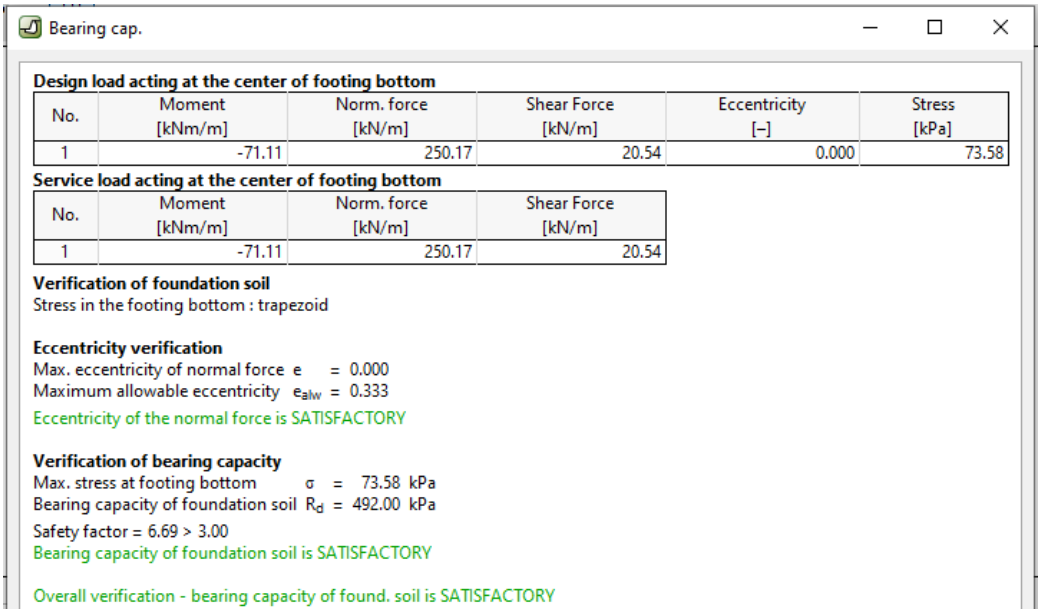
Safety factor = 8.22 > 2.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 162.46 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 20.54 kN/m

Safety factor = 7.91 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Imagen 9.8: Verificación por estabilidad del muro de gravedad.



Bearing cap.

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-71.11	250.17	20.54	0.000	73.58

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-71.11	250.17	20.54

Verification of foundation soil
Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification
Max. eccentricity of normal force e = 0.000
Maximum allowable eccentricity e_{alw} = 0.333
Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity
Max. stress at footing bottom σ = 73.58 kPa
Bearing capacity of foundation soil R_d = 492.00 kPa
Safety factor = 6.69 > 3.00
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Imagen 9.9: Verificación de excentricidad y capacidad de carga muro de gravedad.

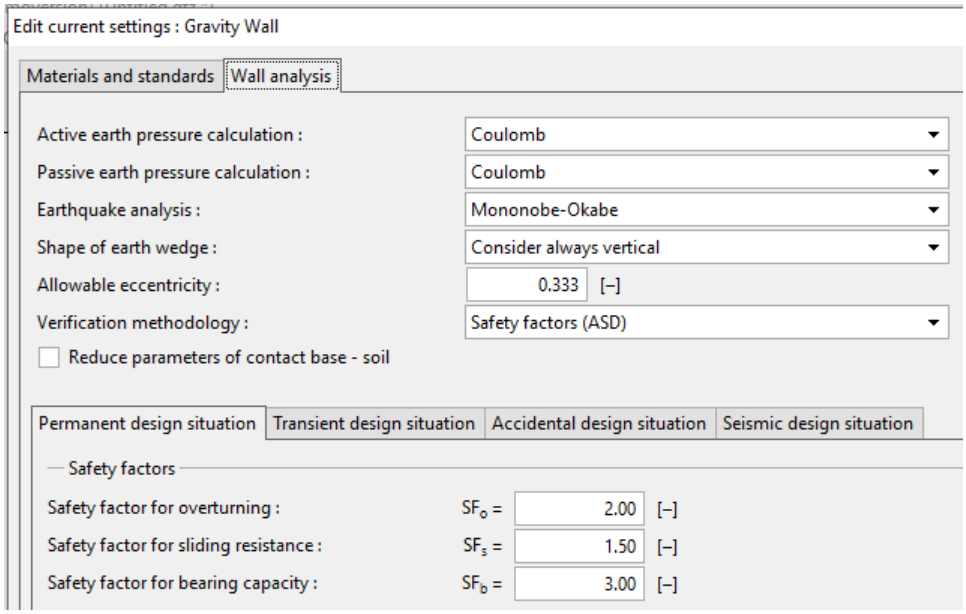


Imagen 9.10: Consideraciones y factores de seguridad ingresados al software para muro de semigravedad.

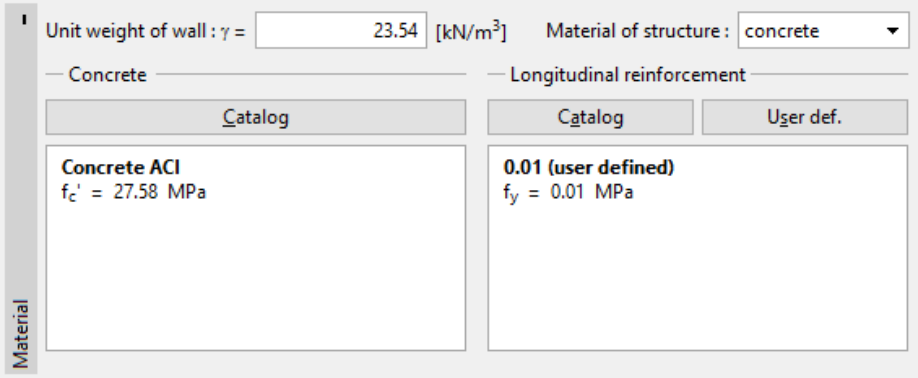


Imagen 9.11: Ingreso de datos del suelo y del concreto usados para el diseño del muro de semigravedad.

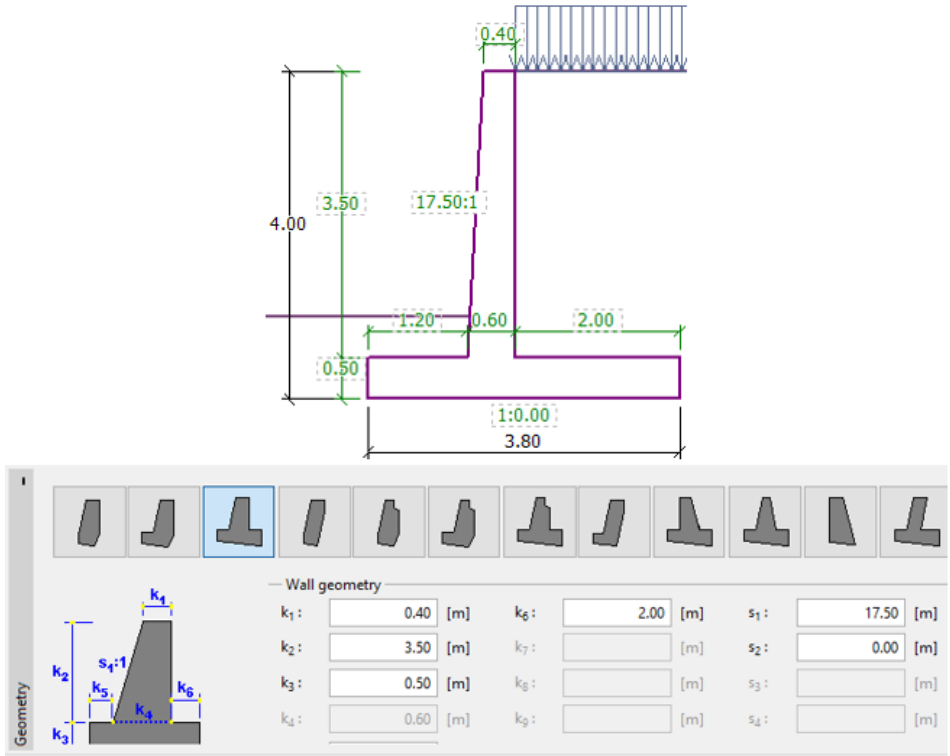


Imagen 9.12: Ingreso de datos del dimensionamiento del muro de semigravedad.

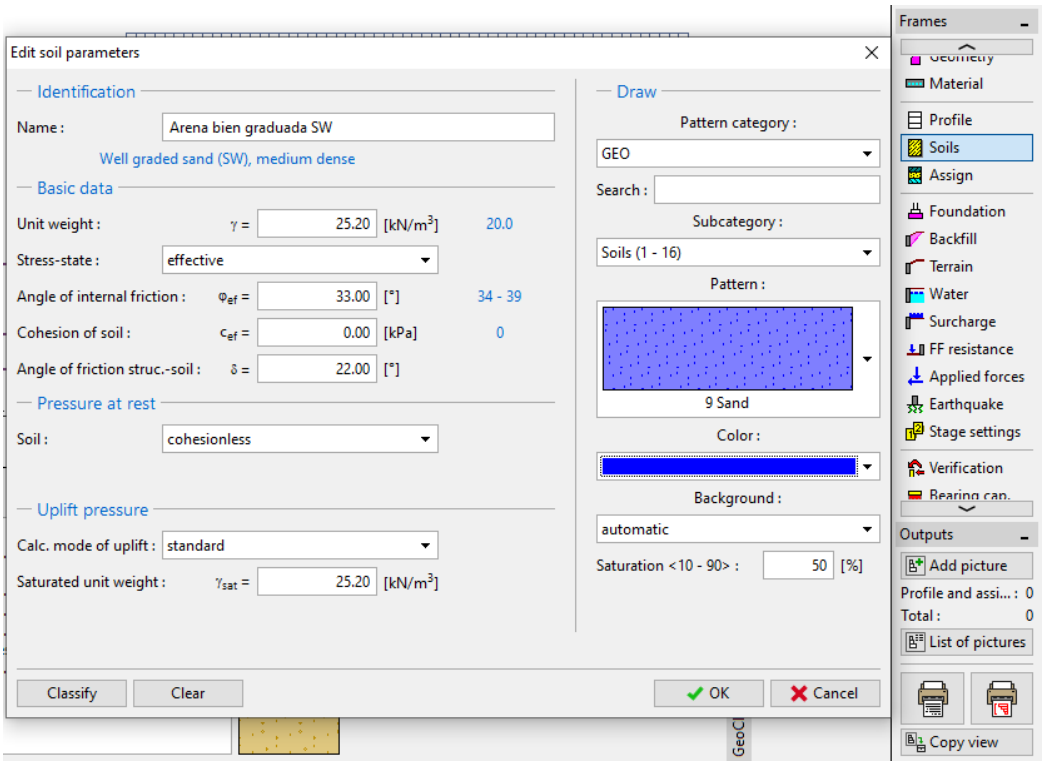


Imagen 9.13: Ingreso de las propiedades del suelo del muro de semigravedad.

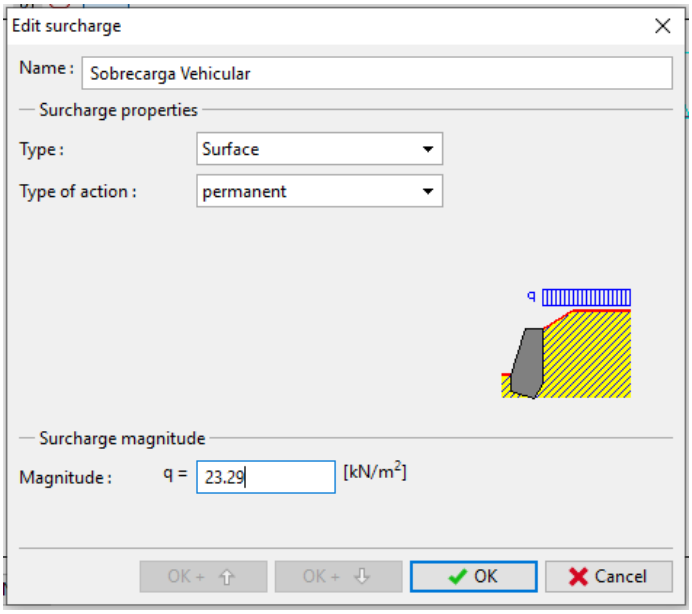


Imagen 9.14: Ingreso del valor de sobrecarga (sobrecarga vehicular) en el muro de semigravedad.

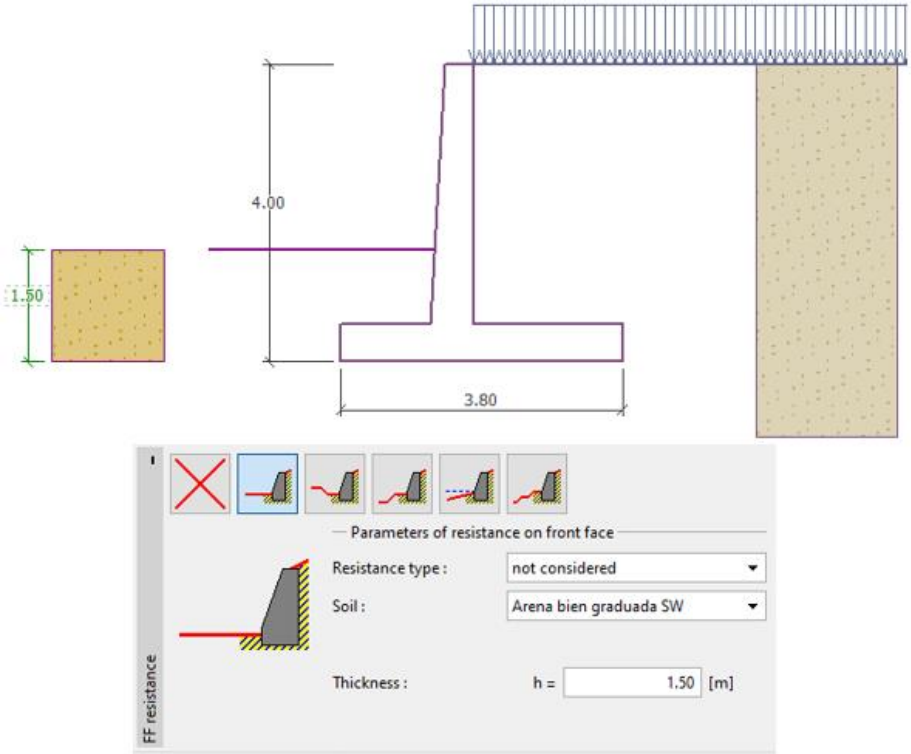
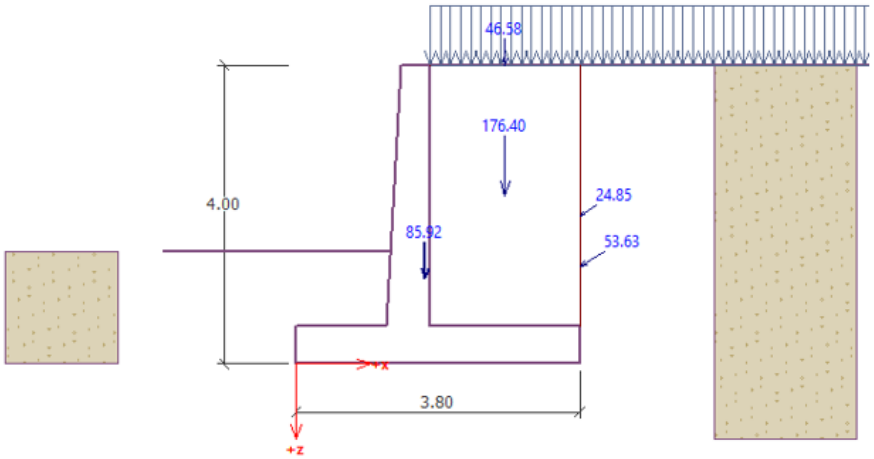


Imagen 9.15: Consideraciones de la presión pasiva del suelo en el muro de semigravedad.



Verification : [1]

No.	Force	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Applic. point x [m]	Applic. point z [m]	Coeff. [–]
1	Weight - wall	0.00	85.92	1.73	-1.15	1.000
2	Weight - earth wedge	0.00	176.40	2.80	-2.25	1.000
3	Active pressure	-46.23	27.18	3.80	-1.31	1.000
4	Sobrecarga Vehicular	-21.15	13.04	3.80	-1.98	1.000
5	Sobrecarga Vehicular	0.00	46.58	2.80	-4.00	1.000

Verification

OVERTURNING : SATISFACTORY (22.1%)
SLIP : SATISFACTORY (44.6%)

Imagen 9.16: Revisión por volcamiento y deslizamiento del muro de semigravedad.

Verification

Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 921.82 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 102.04 kNm/m

Safety factor = 9.03 > 2.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 225.83 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 67.07 kN/m

Safety factor = 3.37 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Imagen 9.17: Verificación por estabilidad del muro de semigravedad.

Bearing cap.

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-159.07	347.74	67.07	0.000	91.51

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-159.07	347.74	67.07

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 91.51$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 1179.41$ kPa

Safety factor = 12.89 > 3.00

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Imagen 9.18: Verificación por excentricidad y por capacidad de carga del suelo para muro de semigravedad.