



Universidad del Azuay
Facultad de Ciencia y Tecnología
Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones

Diseño de alternativas de muros de contención para la estabilización del talud, ubicado en la parroquia El Valle - La Pradera, perteneciente al cantón Cuenca

**Trabajo de graduación previo a la obtención del Título de:
INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

**MARCELO ANDRÉS ASTUDILLO LIMA
VÍCTOR ALFREDO PARRA MONJE**

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA - ECUADOR

2015

DEDICATORIA

Me place dedicar esta tesis de grado a mis padres Marcelo y Marcia, quienes supieron darme la educación y el valor para afrontar la vida, alcanzar metas y lograr éxitos. A mis hermanos Jhonathan, David y Miguel por el apoyo brindado; mis amigos por sus consejos, entre ellos Víctor por su amistad sincera y empeño para alcanzar esta meta.

Andrés Astudillo L.

Siempre agradecido por las bendiciones recibidas de Dios, me llena de orgullo dedicar esta tesis de grado a mi familia, en primera instancia a mis padres Delicia y Víctor, merecedores de mi admiración y respeto por su ejemplo de esfuerzo y humildad, siendo ellos mi sostén y mi inspiración para lograr cada meta propuesta. A mis hermanas Sarita, Elvia, Mariela, Marlene; mis amigos, entre ellos Andrés con quien tuve la suerte de desarrollar este proyecto.

Víctor Parra M.

AGRADECIMIENTO

Con fe y perseverancia todo anhelo será una bendición. Un eterno agradecimiento a nuestros padres quienes con gran sacrificio y dedicación nos permitieron culminar una etapa más de nuestras vidas, a nuestros seres queridos y amigos, quienes formaron parte de este recorrido y de alguna manera brindaron su apoyo. Es grato reconocer la predisposición de nuestros profesores, el Ing. Roberto Gamón Torres PhD. M. Sc. como director y el Ing. José Vázquez Calero M. Sc. como codirector del proyecto de grado. Así también es merecido mencionar la colaboración técnica del Ing. Juan Pablo Riquetti M. Sc. y la colaboración económica de la Sra. Marcia Lima M. propietaria del sitio de estudio al que hace referencia este proyecto.

Andrés Astudillo L, Víctor Parra M.

DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD, UBICADO EN LA PARROQUIA EL VALLE - LA PRADERA, PERTENECIENTE AL CANTÓN CUENCA

RESUMEN

En primera instancia se levantaron datos de campo para evaluar los antecedentes de la zona, posteriormente se realizó un análisis de mecánica de suelos determinando las propiedades físicas y mecánicas del sitio, según los resultados del estudio se diseñó dos alternativas de muros, un muro de hormigón ciclópeo y un muro de hormigón armado, cada una de estas alternativas se enfocaron desde el ámbito técnico y económico, según los factores que rigen este proyecto de estabilización.

Al realizar el análisis comparativo tanto técnico como económico entre las alternativas, la más factible resulto el muro de hormigón ciclópeo.

Palabras Clave.

Estabilización talud, mecánica de suelos, muro de contención, análisis económico, análisis técnico.

Ing. Paul Cordero Díaz

DIRECTOR DE ESCUELA

Ing. Roberto Gamón Torres PhD. M. Sc.

DIRECTOR DE TESIS

Andrés Astudillo Lima.

Autor

Víctor Parra Monje.

Autor

**DESIGN ALTERNATIVES FOR SLOPE STABILIZATION RETAINING WALLS,
AT LA PRADERA LOCATED IN EL VALLE PARISH, CUENCA CANTON**

ABSTRACT

First, field data was collected in order to assess the area's background; then an analysis of soil mechanics was performed by determining the physical and mechanical properties of the site. Based on to the study results, we designed two alternative walls: a cyclopean concrete wall, and a reinforced concrete wall. Each alternative was focused from the technical and economic area, according to the factors that govern this stabilization project. When we finished the technical and economic comparative analysis between alternatives, the most appropriate alternative turned to be the cyclopean concrete wall.

Keywords: Slope stabilization, soil mechanics, retaining wall, economic analysis, technical analysis.



Ing. Paul Cordero Díaz
SCHOOL DIRECTOR



Ing. Roberto Gamón Torres PhD. M. Sc.
THESIS DIRECTOR



Andrés Astudillo Lima.
Author



Víctor Parra Monje.
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

ÍNDICE DE CONTENIDOS

	Pág.
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	2
1.1. Exploración del área de estudio	2
1.1.1. Ubicación.	2
1.1.2. Características Geográficas.	3
1.2. Recopilación y procesamiento de información primaria y secundaria.	6
CAPITULO 2. REVISIÓN Y ANÁLISIS TEÓRICO - TÉCNICO DE MECÁNICA DE SUELOS	10
2.1. Revisión teórica de mecánica de suelos.	10
2.1.1. Mecánica de suelos.	10
2.1.2. El suelo.....	10
2.1.2.1. Fases del suelo.	11
2.1.2.2. Tipos de suelo.	12
2.1.3. Clasificación del suelo.	13
2.1.3.1. Parámetros para la clasificación del suelo.	14
2.1.3.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).....	19
2.1.4. Resistencia al esfuerzo cortante en un suelo.....	21
2.2. Estudio de suelos.....	22
2.2.1. Introducción	22
2.2.1.1. Objetivo y alcance.....	22
2.2.1.2. Descripción del sitio.....	22
2.2.1.3. Información proporcionada.....	22
2.2.2. Exploración subterránea.....	23
2.2.2.1. Planificación previa.....	23

	Pág.
2.2.2.2. Investigación de campo.....	23
2.2.2.3. Nivel freático.....	24
2.2.2.4. Investigación de laboratorio.....	24
2.2.3. Resultados obtenidos.....	26
2.2.3.1. Estratigrafía de la subrasante	26
2.2.4. Capacidad de carga admisible.....	26
CAPÍTULO 3. REVISIÓN, ANÁLISIS Y EVALUACIÓN TEÓRICO - TÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN	29
3.1. Revisión teórica de muros de contención.....	29
3.1.1. Tipos de estructuras de contención	30
3.2. Análisis y evaluación técnica de muros de contención.....	39
3.2.1. Estabilidad.....	40
3.2.1.1. Método de los esfuerzos admisibles o estado límite de servicio.....	40
3.2.2. Empujes del terreno sobre el muro, cargas y sobrecargas actuantes sobre el terreno	45
3.2.2.1. Presión estática.....	47
3.2.2.2. Empujes debido a sobrecargas.	51
3.2.3. Formas de agotamiento	57
3.2.3.1. Giro excesivo del muro.....	58
3.2.3.2. Deslizamiento del muro.	58
3.2.3.3. Deslizamiento profundo del muro.....	59
3.2.3.4. Deformación excesiva del alzado.....	59
3.2.3.5. Fisuración excesiva.	60
3.2.3.6. Rotura por flexión.	60
3.2.3.7. Rotura por esfuerzo cortante.....	61
3.2.3.8. Rotura por esfuerzo rasante.....	61
3.2.3.9. Rotura por fallo de solape.	62
3.2.4. Diseño de la base o zapata.	62
3.2.4.1. Factores de mayoración de cargas.....	63
3.2.4.2. Diseño de la zapata a corte.....	63
3.2.4.3. Diseño a flexión de la zapata.	64

	Pág.
3.2.4.4. Acero de contracción y temperatura.	65
3.2.5. Diseño de la pantalla.	65
3.2.5.1. Caso 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular.	65
3.2.5.2. Caso 2: Empuje de tierra + sismo.	66
3.3. Levantamiento topográfico.	68
3.4. Diseño de los muros de contención.....	68
3.4.1. Alternativa 1: Muros de Hormigón Ciclópeo.....	68
3.4.1.1. Memoria de cálculo para el diseño.....	68
3.4.2. Alternativa 2: Muro Mixto: Hormigón Armado + Hormigón Ciclópeo.	77
3.4.2.1. Memoria de cálculo para el diseño.....	77
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS ALTERNATIVAS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	111
4.1. Determinación y clasificación de los rubros del muro de contención.	111
4.2. Determinación de precios unitarios de los rubros.	113
4.3. Obtención de valores totales estimados para la construcción de las dos alternativas de muros de contención.	114
CONCLUSIONES.....	116
RECOMENDACIONES.....	117
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	118
ANEXOS.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Mapa de la parroquia El Valle y sus comunidades.....	2
Figura 2. Mapa de ubicación georeferenciada del lugar de estudio.	3
Figura 3. Mapa del escenario potencial de movimiento en masa para Diciembre 2013/Enero - Marzo del 2014.	9
Figura 4. Mapa de probabilidad de precipitaciones del INAMHI generado a partir de interpolación de datos de 157 estaciones.	9
Figura 5. (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) fases del elemento de suelo..	11
Figura 6. Serie de tamices más comunes en nuestro medio.....	15
Figura 7. Curvas granulométricas; Suelo A (granulometría continua); Suelo B (granulometría discontinua).	16
Figura 8. Límites de Atterberg.....	17
Figura 9. Determinación del límite líquido en la curva de flujo.	18
Figura 10. Carta de plasticidad de Casagrande.	20
Figura 11. Partes de un muro de contención.	30
Figura 12. Tipos de estructuras rígidas.....	31
Figura 13. Tipos de estructuras de contención flexibles.....	32
Figura 14. Sistema de soporte lateral de pantallas.	33
Figura 15. Pre-dimensionamiento de muro a gravedad o muro de hormigón ciclópeo.	35
Figura 16. Muro ménsula o muro en voladizo.	37
Figura 17. Muro con contrafuerte sin cimentación corrida.....	37
Figura 18. Muro con contrafuerte con cimentación corrida.....	38
Figura 19. Muro con contrafuerte.....	38
Figura 20. Pre-dimensionamiento de muro con contrafuerte.....	39
Figura 21. Presión de contacto muro-suelo de fundición.....	44
Figura 22. Tipos de empujes.	45
Figura 23. Empuje de reposo.	47
Figura 24. Presión de la tierra en suelos estratificados.	48
Figura 25. Empuje pasivo.....	51
Figura 26. Empuje de tierra con sobrecarga.....	52
Figura 27. Relleno parcialmente sumergido.	54
Figura 28. Empuje de reposo + incremento dinámico del empuje de reposo.	55

	Pág.
Figura 29. Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.	56
Figura 30. Empuje pasivo + incremento dinámico del empuje pasivo.	57
Figura 31. Giro excesivo del muro.....	58
Figura 32. Deslizamiento del muro.....	58
Figura 33. Deslizamiento profundo del muro.....	59
Figura 34. Deformación excesiva del alzado.....	59
Figura 35. Fisuración excesiva.....	60
Figura 36. Rotura por flexión.....	60
Figura 37. Rotura por esfuerzo cortante.....	61
Figura 38. Rotura por esfuerzo rasante.....	61
Figura 39. Rotura por fallo de solape.....	62
Figura 40. Empuje de tierra con sobrecarga.....	65
Figura 41. Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.	66
Figura 42. Fuerza sísmica de la pantalla.....	67
Figura 43. Pantalla de presentación del “SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN”	69
Figura 44. Detalle de dimensiones del “SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN”	69
Figura 45. Diseño de pantalla 1 y pantalla 3.....	70
Figura 46. Diseño de pantalla 2.....	72
Figura 47. Diseño de pantalla 4 y pantalla 5.....	74
Figura 48. Fase 1 de la pantalla 1 y pantalla 3 (Hormigón armado).....	79
Figura 49. Fase 1 de la pantalla 2 (Hormigón armado).....	94
Figura 50. Diseño de pantalla 4 y pantalla 5.....	108

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Detalle de los sondeos realizados.....	24
Tabla 2. Ensayos de laboratorio para muestras alteradas.....	25
Tabla 3. Detalle de la Estratigrafía.....	25
Tabla 4. Formula de Meyerhof.....	27
Tabla 5. Datos de cimentación	28
Tabla 6. Capacidad Admisible q_a	28
Tabla 7. Valores de K_0 para varios tipos de suelo	48
Tabla 8. Densidades aproximadas de suelos granulares.	53
Tabla 9. Datos de materiales pantalla 1 y pantalla 3.....	70
Tabla 10. Dimensiones generales pantalla 1 y pantalla 3	71
Tabla 11. Volumen de obra pantalla 1 y pantalla 3.....	71
Tabla 12. Datos de materiales pantalla 2	72
Tabla 13. Dimensiones generales pantalla 2	73
Tabla 14. Volumen de obra pantalla 2	73
Tabla 15. Datos de materiales pantalla 4 y pantalla 5.....	74
Tabla 16. Dimensiones generales pantalla 4 y pantalla5	75
Tabla 17. Volumen de obra pantalla 4 y pantalla5.....	75
Tabla 18. Resumen de cantidades alternativa 1 (muro de hormigón ciclópeo).	76
Tabla 19. Datos del material del relleno	78
Tabla 20. Datos del material del relleno en el trasdós.	78
Tabla 21. Dimensiones de la pantalla del muro	79
Tabla 22. Dimensiones de la zapata del muro.....	79
Tabla 23. Cargas en el trasdós.....	80
Tabla 24. Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas	80
Tabla 25. Carga permanente y empuje de tierras	81
Tabla 26. Hipótesis calculo.	82
Tabla 27. Combinaciones para estados límite últimos.....	82
Tabla 28. Combinaciones para estados límite de servicio	83
Tabla 29. Descripción del armado	83
Tabla 30. Comprobaciones geométricas y de resistencia – muro – pantalla	84
Tabla 31. Comprobaciones geométricas y de resistencia – zapata corrida – pantalla	87

	Pág.
Tabla 32. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)	89
Tabla 33. Computo.....	90
Tabla 34. Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero).....	90
Tabla 35. Datos del material del relleno	92
Tabla 36. Datos del material del relleno en el trasdós.	92
Tabla 37. Dimensiones de la pantalla del muro	93
Tabla 38. Dimensiones de la zapata del muro.....	93
Tabla 39. Cargas en el trasdós.....	94
Tabla 40. Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas	95
Tabla 41. Carga permanente y empuje de tierras.	96
Tabla 42. Hipótesis calculo.	97
Tabla 43. Combinaciones para estados límite últimos.....	97
Tabla 44. Combinaciones para estados límite de servicio	98
Tabla 45. Descripción del armado	98
Tabla 46. Comprobaciones geométricas y de resistencia muro - pantalla	99
Tabla 47. Comprobaciones geométricas y de resistencia zapata - pantalla	104
Tabla 48. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)	106
Tabla 49. Computo.....	107
Tabla 50. Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero).....	108
Tabla 51. Datos de materiales pantalla 4 y pantalla 5.....	109
Tabla 52. Dimensiones generales pantalla 4 y pantalla5	109
Tabla 53. Volumen de obra pantalla 4 y pantalla5.....	110
Tabla 54. Resumen de cantidades alternativa 2 (muro de hormigón armado y hormigón ciclópeo).	110
Tabla 55. Determinación y clasificación de los rubros de la alternativa 1 (Muro de contención de hormigón ciclópeo).	111
Tabla 56. Determinación y clasificación de los rubros de la alternativa 1 (Muro de contención de hormigón ciclópeo).	112
Tabla 57. Valores totales alternativa 1 (Muro de hormigón ciclópeo).	114
Tabla 58. Valores totales alternativa 2 (Muro de hormigón armado y hormigón ciclópeo).	115

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. Sitio de estudio para estabilización de talud.....	4
Fotografía 2. Fosas sépticas deshabilitados cercanas al talud.....	4
Fotografía 3. Pozo de recolección de aguas deshabilitado.....	5
Fotografía 4. Vista lateral del muro de hormigón ciclópeo y mampostería colapsado.....	5
Fotografía 5. Parte alta del talud	6
Fotografía 6. Fisuras en mampostería.	6

Astudillo Lima Marcelo Andrés

Parra Monje Víctor Alfredo

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres, PhD, M. Sc.

Abril 2015.

DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD, UBICADO EN LA PARROQUIA EL VALLE - LA PRADERA, PERTENECIENTE AL CANTÓN CUENCA

INTRODUCCIÓN

En la parroquia de El Valle del cantón Cuenca, desde hace algún tiempo se vienen presentando una serie de deslizamientos y hundimientos en varios sectores. En nuestro caso el sitio de especial interés es un talud ubicado en el sector de La Pradera, puesto que sobre el mismo se asientan una vivienda en la cual se evidencian fisuras y grietas tanto en la mampostería como en su estructura.

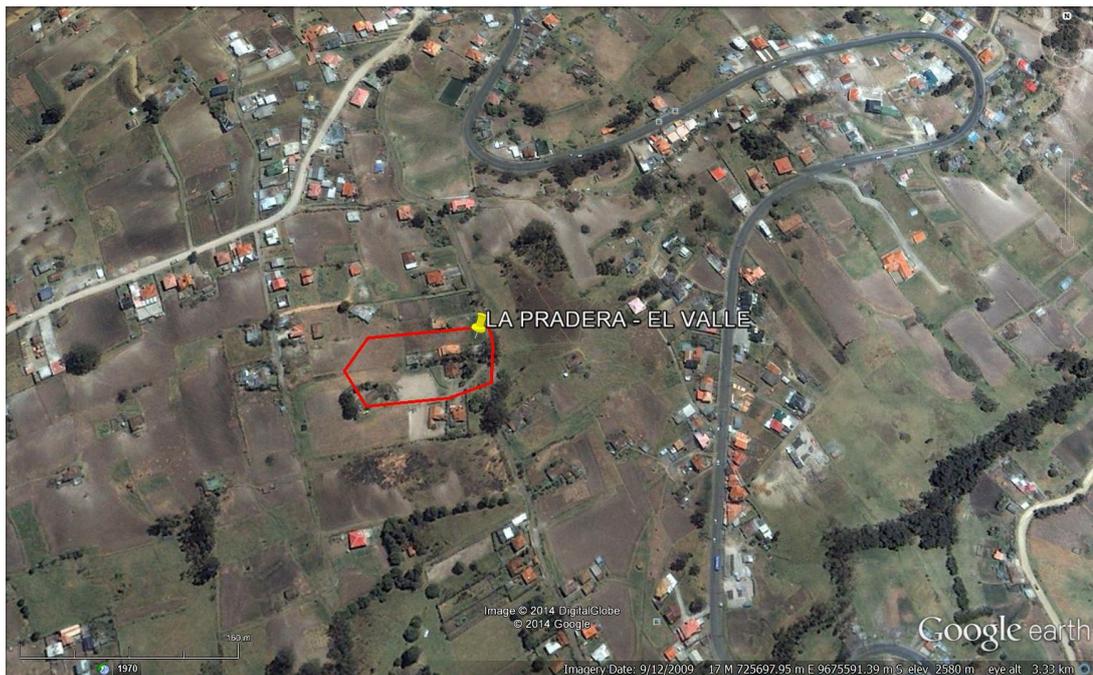
El presente proyecto, como solución integral, es nuevo; actualmente en el sitio existe un muro de hormigón ciclópeo en un tramo y mampostería en otro, el cual por el peso de la vivienda, el deslizamiento del talud y demás sobrecargas, ha fallado en toda su longitud.

Se busca estabilizar la zona de estudio mediante el diseño de dos alternativas de muros de contención, que serán evaluadas tomando en cuenta aspectos relacionados con la mecánica de suelos, la factibilidad técnica y económica, para elegir la alternativa de muro de contención más conveniente.

La zona de estudio, donde se ha producido el deslizamiento del talud, se encuentra ubicada en la comunidad La Pradera que está limitada de la siguiente manera: al Norte con la comunidad Corazón de Jesús, al Sur y al Este con el centro urbano parroquial y al Oeste con la Subida a San Juan Loma.

1.1.2. Características Geográficas.

Figura 2. Mapa de ubicación georeferenciada del lugar de estudio.



Fuente: (Google earth, 2014)

El talud en estudio se encuentra ubicado en las coordenadas 17M, 725628.553 m.E., 9675565.158 m.N. rodeado por 9 viviendas en un radio de 200m, cada vivienda cuenta en la actualidad con alcantarillado sanitario, agua potable, luz eléctrica, entre otros servicios básicos.

La pendiente que se aprecia a simple vista es considerable, siendo esta aproximadamente superior al 25%, rodeado por vías de acceso tanto en la parte alta como en al pie del talud. No existen quebradas, riachuelos o fuentes naturales de recolección de agua cercanas al área de estudio, por lo que los habitantes han construido zanjas para facilitar la conducción de las aguas lluvias, sobre todo en las épocas invernales.

Fotografía 1. Sitio de estudio para estabilización de talud.



Fuente: Autores

Aproximadamente desde el año 2000 el uso de suelo en la zona ha cambiado notablemente, pasando de ser una zona netamente para cultivo, a ser una zona de expansión poblacional, lo que ha producido la construcción de edificaciones, tendido de redes de agua potable, alcantarillado sanitario, entre otros servicios básicos. La implementación de alcantarillado sanitario implicó que las fosas sépticas que abastecían a las viviendas existentes hayan sido deshabilitadas, convirtiéndose en puntos de recolección de aguas superficiales, reteniendo así la escorrentía normal de la misma.

Fotografía 2. Fosas sépticas deshabilitados cercanas al talud.



Fuente: Autores

En la actualidad existe un muro de construcción mixta implantado en el talud, dicho muro presenta fisuras a lo largo de su estructura y por lo tanto no cumple su función de contención; en la parte alta del talud; a 30m del muro se encuentra un antiguo pozo de recolección de aguas superficiales, donde se extraía la misma de manera artesanal, el cual debido al nuevo uso de suelo en el área ha sido deshabilitado ya que su estructura (tubos de hormigón de 500mm ubicados de manera vertical) de igual manera artesanal, ha colapsado por el deslizamiento del talud.

Fotografía 3. Pozo de recolección de aguas deshabilitado.



Fuente: Autores

Fotografía 4. Vista lateral del muro de hormigón ciclópeo y mampostería colapsado.



Fuente: Autores

Sobre el talud se encuentra asentada una vivienda, la cual es evidencia de que si existe el deslizamiento del talud en estudio, puesto que en la misma se presentan grietas tanto en sus componentes estructurales como en la mampostería.

Fotografía 5. Parte alta del talud



Fuente: Autores

Fotografía 6. Fisuras en mampostería.



Fuente: Autores

1.2. Recopilación y procesamiento de información primaria y secundaria.

Luciano Lima A. de 81 años de edad, habitante de la comunidad La Pradera desde su nacimiento, relata que la zona ha sido estable, es decir no presentaba deslizamientos ni hundimientos de ninguna magnitud, hasta hace 5 años, donde se empezaron a manifestar ciertos deslizamientos en pequeñas magnitudes en la zona de estudio. Además menciona que la intensidad de la lluvia en el lugar es fuerte en épocas de invierno lo que ha generado problemas geológicos en zonas aledañas.

Marcelo Astudillo V. de 51 años de edad, habitante de la comunidad La Pradera, cree que el problema del deslizamiento en el área de estudio se originó a partir de la rotura de una tubería de agua potable perteneciente al PROYECTO NERO, la cual cruza la parte alta del talud; éste hecho ocasionado en el año 2002, sumado a la gran pendiente del terreno, la poca canalización de las aguas lluvias y el funcionamiento de fosas sépticas hasta el año 2011, han sido agravantes para que se origine el deslizamiento del terreno en el área de estudio.

Según Astudillo, el aumento del número de viviendas construidas en los últimos 10 años, se han duplicado, esto implica un aumento de aguas servidas, sobrecarga al terreno en la parte alta del talud, emplazamiento inadecuado de las viviendas, además de una incorrecta conducción de aguas lluvias y taponamientos de cauces de escorrentías superficiales, en especial un pozo de recolección de aguas superficiales, donde se extraía agua artesanalmente, ubicada en la parte alta de la vivienda sobre el talud.

Marcia Lima M. de 49 años de edad, dueña de la vivienda afectada por el deslizamiento del talud en estudio, indicó que el sector cuenta con alcantarillado sanitario aproximadamente desde el año 2011, quedando fuera de servicio las fosas sépticas que abastecían a las viviendas de la zona.

Sobre el área de influencia se encuentran 9 viviendas, mismas que cuentan en la actualidad con una fosa séptica fuera de servicio, que al haber sido deshabilitadas de forma antitécnica, estas se convierten en pozos recolectores de agua, cada fosa tiene un volumen de recolección aproximado de 12.00 m³ medidos en sitio, que multiplicada por la cantidad de viviendas nos da una idea general de la cantidad de agua que se resume hacia la zona baja, que es donde se encuentra la vivienda afectada por el deslizamiento del talud.

Además de lo anteriormente expuesto, existen evidencias de reportajes de medios escritos de la zona, “Debido a las fuertes lluvias y al taponamiento de las quebradas en la parroquia rural El Valle, 18 deslizamientos de tierra afectan a la población. Por esta razón, a través de una asamblea general se declaró a este sitio en emergencia.” (Tapia, 2012).

Una publicación del diario el Mercurio de la ciudad de Cuenca, expresa: “Juan Francisco Alvarado, director de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR), dijo que la dependencia no pudo solventar con todos los recursos para solucionar la situación de deslizamientos. Por ello mantuvieron una reunión con cuatro alcaldes del Azuay para recordar que en el Plan de Ordenamiento Territorial se establezcan las zonas donde no se puede construir, sobre todo porque pese a que es evidente la inestabilidad del suelo, se continúa edificando sin normas técnicas y sin permisos.” - “En El Valle solicitan las ordenanzas para intentar sancionar a infractores que están construyendo en zonas de riesgo. Allí tienen contabilizado unas 1.000 infracciones por edificar en lugares prohibidos.” (AGN, 2012).

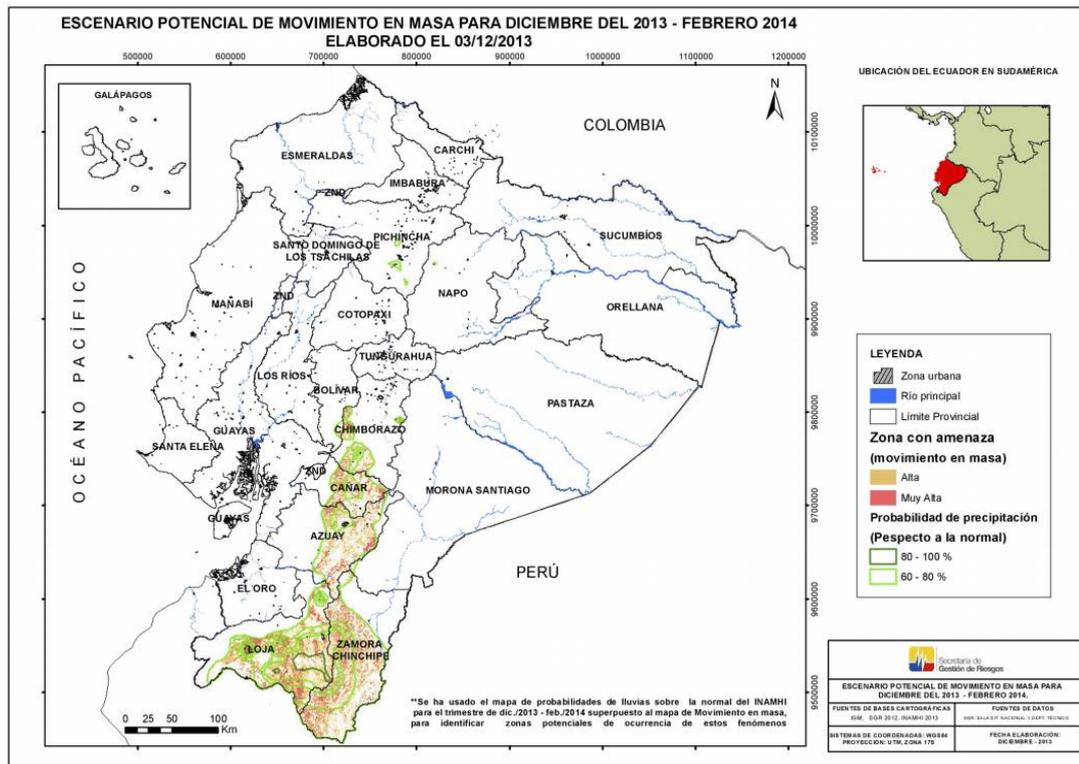
Es común este tipo de publicaciones en las épocas invernales durante cada año, dada las características geográficas de la parroquia y al poco control en permisos y procesos constructivos por parte del municipio. A más de estas deficiencias, es evidente la falta de un mapa debidamente zonificado con las zonas de riesgo, sustentando de esta manera impedimentos y sanciones para el emplazamiento de construcciones.

Según la Unidad de Gestión de Riesgos (Secretaria de Gestión de Riesgos, 2013), se identificó a la provincia del Azuay entre las zonas recurrentes de movimientos de masas bajo las probabilidades de lluvias (60-100%) para el periodo de Diciembre del 2013. Como se muestra en el siguiente mapa.

A más de esta zonificación de movimiento de masas, se presenta un mapa de zonificación de inundaciones, donde como se puede apreciar, la provincia del Azuay se encuentra con una probabilidad de precipitación respecto a la normal entre el 60% al 100%; señalando a esta provincia como zona de inundación alta y muy alta.

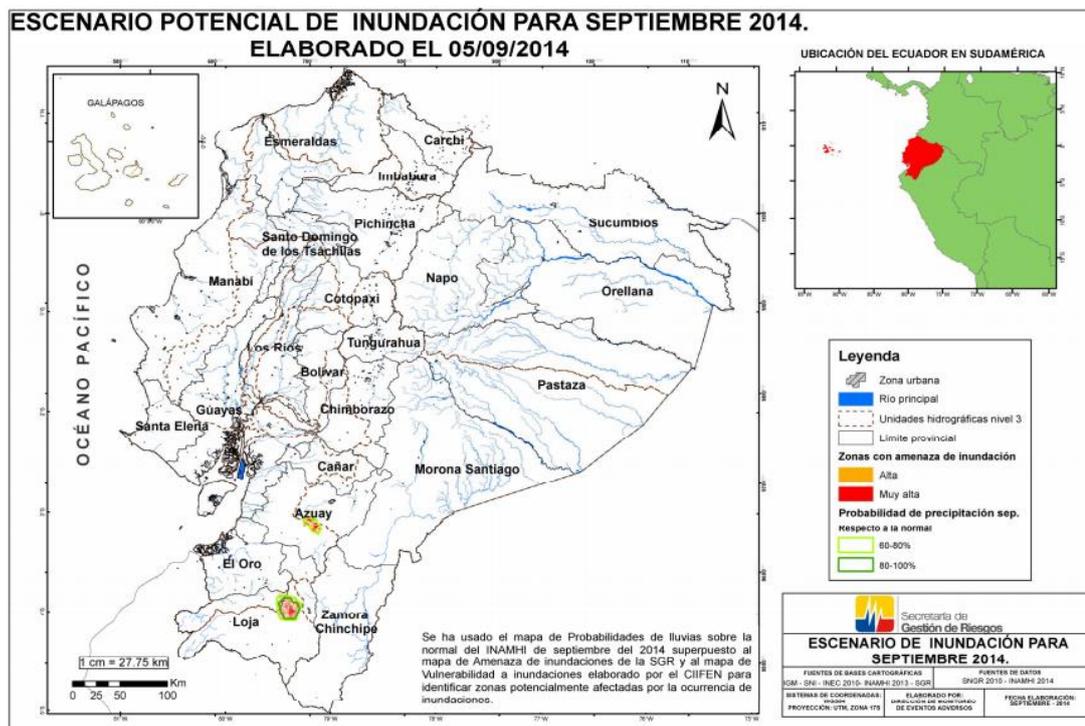
Según los mapas de las figuras 3 y 4, se afirma que la zona en estudio se encuentra influenciada por altas precipitaciones de lluvia, y además de esto el sitio se encuentra en una zona propensa a movimiento de masas, calificado según el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI, como alta y muy alta (Secretaria de Gestión de Riesgos, 2013), un factor muy importante a ser considerado en el análisis.

Figura 3. Mapa del escenario potencial de movimiento en masa para Diciembre 2013/Enero - Marzo del 2014.



Fuente: (Secretaria de Gestión de Riesgos, 2013).

Figura 4. Mapa de probabilidad de precipitaciones del INAMHI generado a partir de interpolación de datos de 157 estaciones.



Fuente: (Secretaria de Gestión de Riesgos, 2013).

CAPITULO 2

REVISIÓN Y ANÁLISIS TEÓRICO - TÉCNICO DE MECÁNICA DE SUELOS

2.1. Revisión teórica de mecánica de suelos.

2.1.1. Mecánica de suelos.

La Mecánica de Suelos se enfoca en el estudio de las cargas transmitidas por cualquier estructura al suelo o superficie terrestre sobre la cual se asientan, tomando en cuenta el comportamiento físico-mecánico y el tipo de suelo, de manera que las deformaciones y la resistencia del mismo, ofrezcan estabilidad, seguridad y durabilidad a dichas estructuras, considerando estas variables se cita a (Das, 2001, pág. 1) quien definió a la Mecánica de Suelos como “La rama de la ciencia que trata el estudio de sus propiedades físicas y el comportamiento de masas de suelo sometidas a varios tipos de fuerzas”

2.1.2. El suelo.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el suelo constituye un material de gran efecto para una obra de construcción civil, tanto desde el diseño, como en las etapas de inicio y desarrollo, influyendo directamente en el costo final de dicha construcción, es por ello que se debe prestar especial cuidado en el análisis de las propiedades físicas y sobre todo mecánicas del suelo, con el objetivo de predecir su comportamiento ante las diferentes cargas o solicitaciones que ejerza una obra de construcción civil de modo que se pueda garantizar la seguridad durante toda la vida útil de esta.

Según lo expuesto se cita a (Crespo Villalaz, 1979., pág. 2) “Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de la actividad de los seres vivos que sobre ella se asientan”, por otra parte (Das, 2001, pág. 1) menciona que

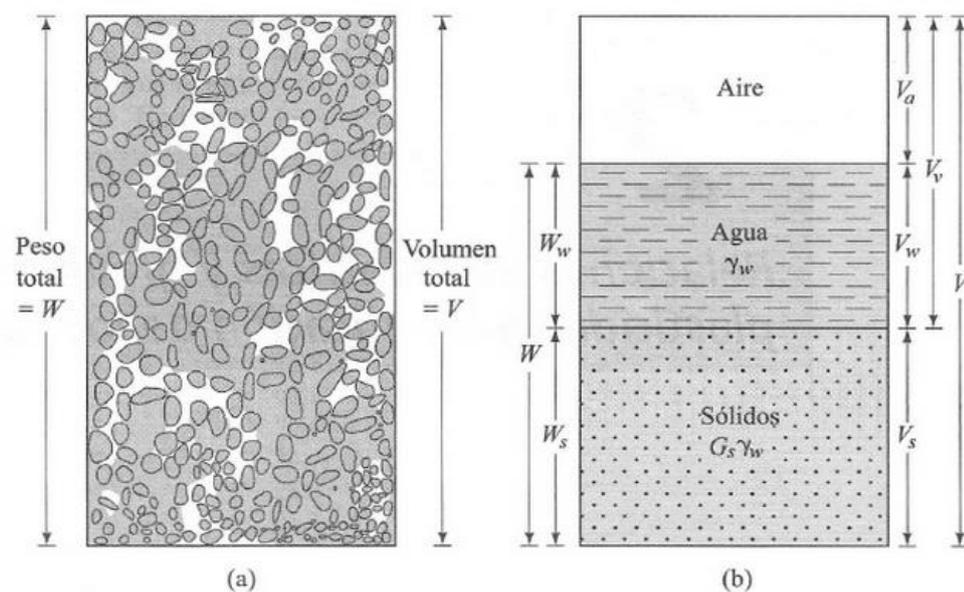
“El suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas solitas) junto con el líquido y gas que ocupan los vacíos entre las partículas sólidas”, según estos autores el suelo proviene de la desintegración de la roca y tiene un contenido orgánico, pero una consideración importante según (Das, 2001) es la de tomar en cuenta el volumen de vacíos y el volumen de agua entre las partículas de un suelo, dichos volúmenes dependerán del proceso de formación, la fase y el tipo de suelo que se trate, ya que el suelo varía de un lugar a otro.

2.1.2.1. Fases del suelo.

Tomando en cuentas los conceptos citados anteriormente, el suelo está conformado por 3 fases:

- La fase sólida la constituyen las partículas minerales y orgánicas derivadas de la roca.
- La fase líquida la constituye el agua atrapada en los poros y en los espacios entre partículas sólidas.
- La fase gaseosa está formada por el aire presente en los espacios vacíos restantes que no han sido ocupados por el agua.

Figura 5. (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) fases del elemento de suelo.



Fuente: (Das, 2001)

Estas fases permiten establecer relaciones con el objetivo de medir otras magnitudes para predecir el comportamiento tanto físico como mecánico del suelo, para ello tomamos un elemento de suelo en estado natural, que tiene un volumen total V y peso total W según como lo menciona (Das, 2001, pág. 17), estableciendo la siguiente formulación:

$$V = V_S + V_V = V_S + V_w + V_a$$

V : volumen total de suelo

V_S : volumen de sólidos de suelo

V_V : volumen de vacíos

V_w : volumen de agua en los vacíos

V_a : volumen de aire en los vacíos

Asumiendo que el peso del aire es despreciable, se establece:

$$W = W_S + W_W$$

W : peso total de suelo

W_S : peso de sólidos de suelo

W_W : peso del agua

2.1.2.2. Tipos de suelo.

Existen diversas formas de tipificar los suelos, sin embargo según el enfoque del presente capítulo y de nuestro tema de tesis, se definen los tipos de suelo desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

- a) Suelos cohesivos: la cohesión es el aspecto más importante en este tipo de suelo y precisamente ésta permite la interacción entre partículas formando así la estructura en este tipo de suelo, se caracterizan por tener alta compresibilidad y baja permeabilidad, el tamaño de las partículas es relativamente pequeño (fino inferior a 0.08 mm) y pueden ser: Arcillas y Limos

- b) Suelos no cohesivos: tomando en cuenta la cohesión, las partículas de estos suelos tienen una capacidad nula para juntarse o adherirse unas con otras debido al tamaño relativamente grande de las partículas ya que son suelos granulares, se caracterizan por su elevada permeabilidad y una buena capacidad portante tomando en cuenta el módulo de compresibilidad y el ángulo de rozamiento interno, estos pueden ser : Gravas y Arenas
- c) Suelos orgánicos: son suelos con un contenido de materia orgánica alto que por lo general y dependiendo de la zona cubren los primeros metros de la superficie terrestre, se caracterizan por su mala tolerancia al agua, alta compresibilidad y sobre todo baja capacidad portante, razón por la cual bajo ninguna circunstancia pueden ser empleados en la ingeniería, estos pueden ser: Turbas
- d) Rellenos: se los denomina también como suelos artificiales, debido a que son depósitos de escombros o materiales de aporte procedentes de excavaciones de tierras de otras obras, el problema con estos suelos es que por lo general son rellenos al volteo es decir no son compactados, por lo tanto su comportamiento mecánico es deficiente, son pésimos para implantar cualquier estructura civil.

2.1.3. Clasificación del suelo.

Clasificar un suelo es asignarle al mismo un nombre que sea universalmente conocido en el ámbito de la ingeniería, de forma que los diversos tipos de suelos se puedan encuadrar en grupos de propiedades semejantes según sus caracteres físicos y geomecánicos.

La clasificación de los suelos se la realiza mediante los llamados “sistemas de clasificación”, estos sistemas constituyen un lenguaje técnico para el ordenamiento de los suelos y su oficio principal es brindar la máxima información normativa para que el técnico sepa en qué dirección profundizar la investigación, considerando el enfoque del ingeniero civil, los sistemas de clasificación más empleados son:

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Sistema de clasificación de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

En la presente tesis, la clasificación del suelo se efectuará mediante el SUCS, debido a que este emplea la plasticidad, una propiedad fácilmente relacionable en forma cualitativa con la compresibilidad, la permeabilidad y la resistencia de un suelo, satisfaciendo nuestro estudio, además de que el sistema de clasificación de la AASHTO se utiliza más específicamente en suelos empleados para vías.

2.1.3.1. Parámetros para la clasificación del suelo.

Como se citó anteriormente, las propiedades mecánicas de los suelos son muy relevantes a la hora de clasificarlos, pues bien, concretando el tema, el sistema de clasificación SUCS se afirman en dos parámetros para alcanzar su oficio principal, los cuales generalmente suelen ser suficientes para determinar con exactitud el comportamiento mecánico y la respuesta ante una sollicitación de ingeniería civil, estos son:

- a) Determinación de las condiciones granulométricas.

La determinación de las condiciones granulométricas se realiza mediante el denominado análisis granulométrico, este análisis mecánico se traduce en establecer la distribución de tamaños de las partículas constituyentes de un suelo (muestra de suelo), dichos tamaños deben ser expresados como porcentaje parcial del peso total del suelo en cuestión. Conocer la granulometría de un suelo es trascendental, dado que el tamaño de las partículas influye directamente en el comportamiento mecánico de éste al momento de su consolidación y compactación.

El análisis granulométrico permite separar al suelo en fracción gruesa y fracción fina según (Das, 2001, págs. 7-11), para ello presenta dos métodos:

- Análisis con cribado: método empleado para separar la fracción gruesa (tamaños de partículas cuyo diámetro sea mayor o igual a 0.075mm) mediante una serie de tamices, los más usados en nuestro medio son la serie de tamices normados por la American Section of the International Association for Testing Materials (ASTM), los mismos que se presentan en la figura 6.

Figura 6. Serie de tamices más comunes en nuestro medio

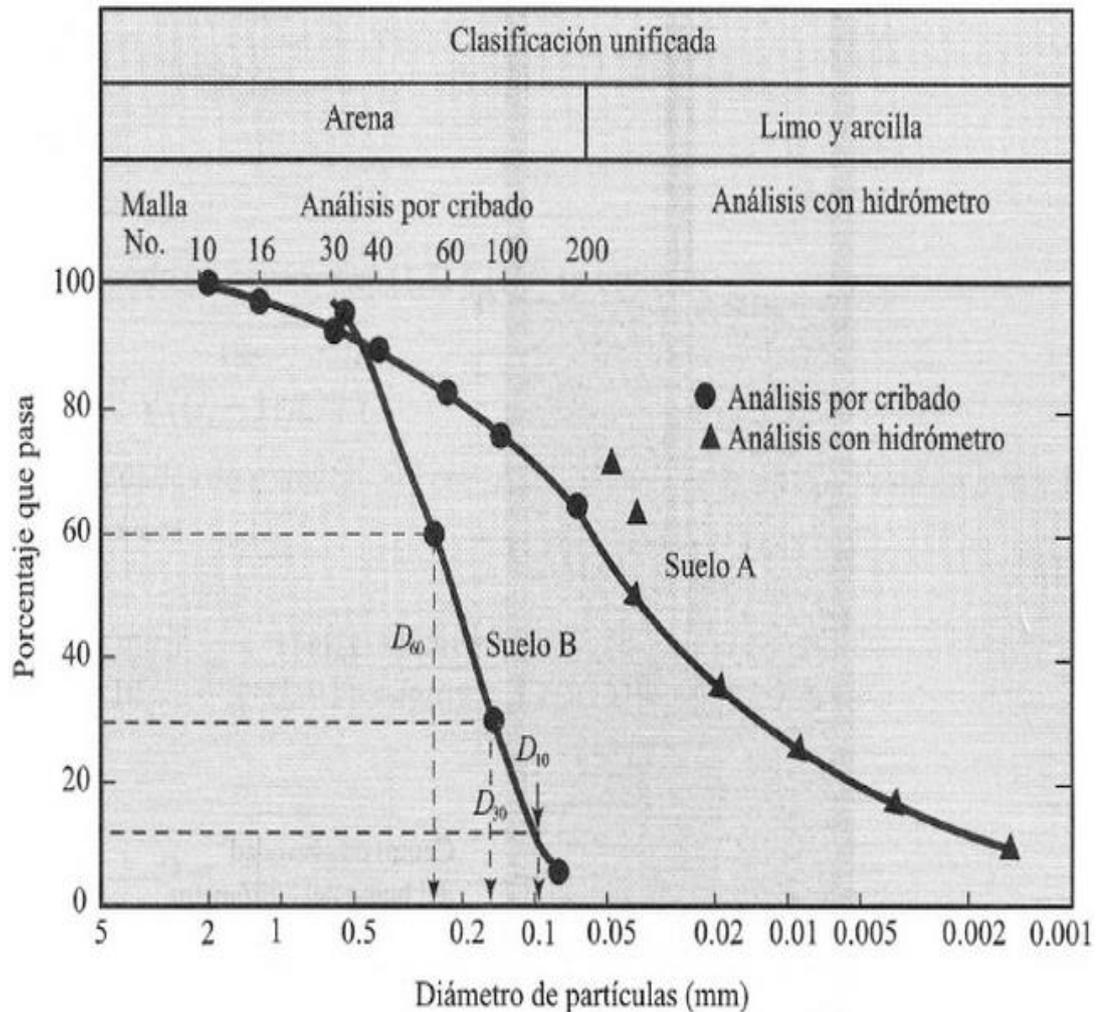
Serie de tamices - ASTM	
Tamiz (in)	Tamiz (mm)
3	75
2	50
1 1/2	37,5
1	25
3/4.	19
1/2.	12,5
3/8.	9,5
1/4.	6,3
N°4	4,75
N°10	2
N°20	0,85
N°30	0,6
N°40	0,425
N°60	0,25
N°100	0,15
N°200	0,075

Fuente: (GRUPO PERFORMALLAS S.A., 1997).

- **Análisis hidrométrico:** método empleado para separar la fracción fina (tamaños de partículas cuyo diámetro sea menor a 0.075mm) mediante un hidrómetro.

Subsiguientemente a los análisis mencionados, se deben tabular los resultados de los mismos con el objetivo de esclarecer si la distribución de tamaños del suelo tiene una granulometría continua (variados tamaños de partículas) o una granulometría discontinua (variación escasa de los tamaños de las partículas). La tabulación de los resultados se la realiza empleando una gráfica semilogarítmica (escala logarítmica y escala aritmética) que se denomina curvas granulométricas, donde se representa el porcentaje en peso del suelo (muestra de suelo) que es retenido en cada tamiz según su abertura. A continuación se muestran las curvas granulométricas de dos muestras de suelo.

Figura 7. Curvas granulométricas; Suelo A (granulometría continua); Suelo B (granulometría discontinua).



Fuente: (Das, 2001)

Finalmente del análisis granulométrico se derivan tres relaciones que dan una mayor apreciación del grado de uniformidad de un suelo, (Badillo & Rodríguez, 2005, pág. 101):

Diámetro efectivo: D_{10} = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

Coefficiente de uniformidad: $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

Coefficiente de curvatura: $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$, D_{30} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

- Un suelo con $C_U > 6$, es un suelo bien graduado.
- Un suelo con $C_U < 4$, es un suelo mal graduado.
- Un suelo con $6 \geq C_U \geq 4$ y $C_c \approx 1$, variación de la granulometría no es línea.
- En un suelo que posee más del 10% de finos(pasante tamiz N°200), no tiene sentido analizar C_U y C_c

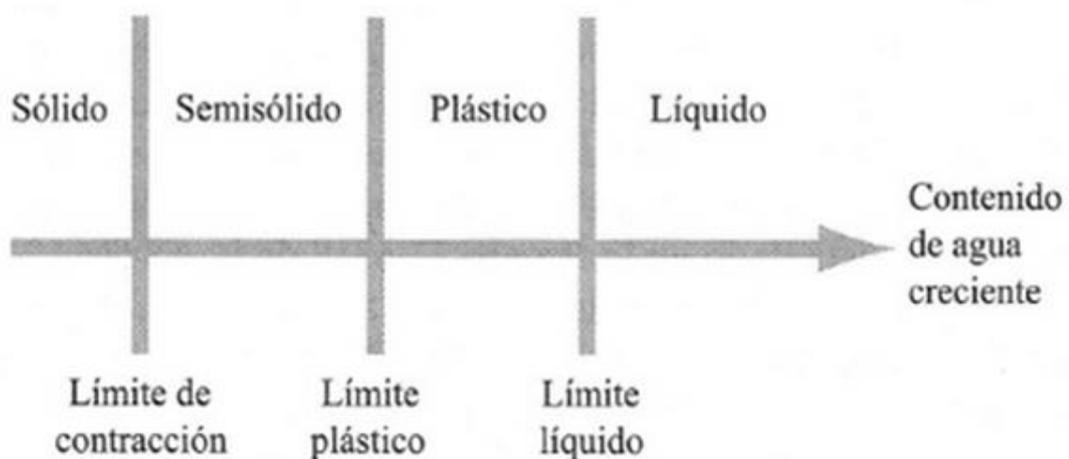
b) Determinación de las condiciones de plasticidad.

Las condiciones plásticas de un suelo se evalúan mediante los Límites de Atterberg, los cuales no son más que valores numéricos cuya función es representar los estados mecánicos de un suelo:

- Estado líquido.
- Estado plástico.
- Estado semisólido.
- Estado sólido.

Dichos estados tienen relación directa con el volumen o contenido de agua en el suelo, hecho que cobra mayor importancia cuando las partículas del suelo tienden a ser relativamente pequeñas y predomine el comportamiento arcilloso, razones por las cuales para la determinación de las condiciones de plasticidad se hace uso del suelo(muestra de suelo) pasante del tamiz N°40.

Figura 8. Límites de Atterberg

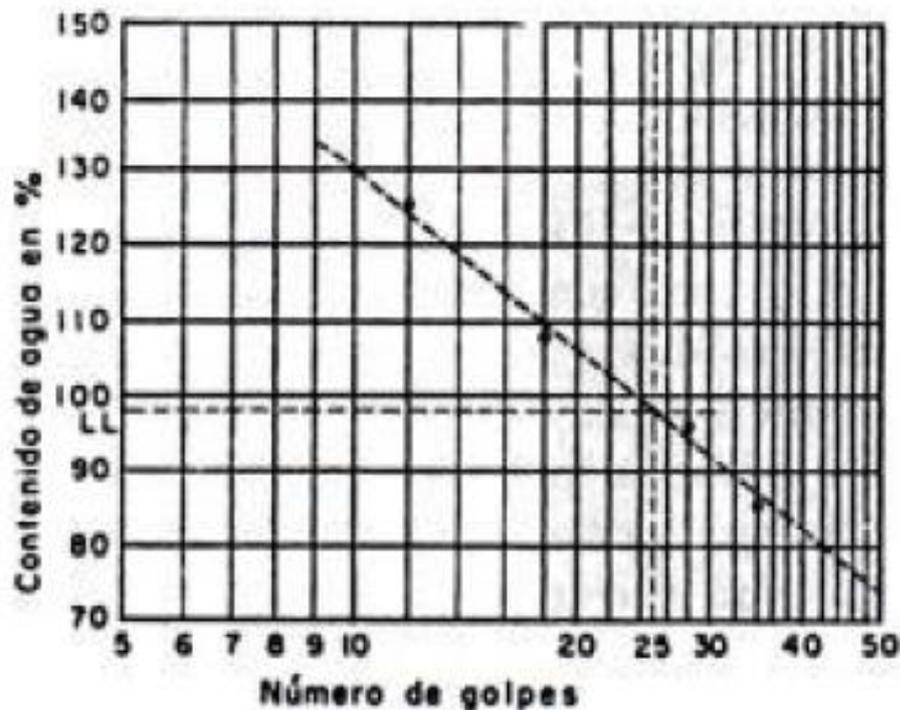


Fuente: (Das, 2001)

Para los fines de nuestro estudio, realizaremos la evaluación de los umbrales del estado líquido y del estado sólido, utilizando los Límites de Atterberg:

- I. Límite líquido: es el contenido de humedad de un suelo, en el cual por encima de este el suelo se encuentra en un estado de fluido viscoso y por debajo del mismo el suelo se encuentra en estado plástico (grado de consistencia para una resistencia al corte de 25 g/cm^2). Se lo determina mediante el método de la cuchara de Casagrande, para lo cual se coloca el suelo (muestra de suelo) en la cuchara y se lo ranura con una espátula normalizada, posteriormente se acciona el mecanismo de dicha cuchara, dejándola caer desde una altura de 1 cm , hasta que la ranura en su centro se cierre en una longitud de 1.27 cm , este proceso se realiza tres veces variando la humedad del suelo de tal manera que se obtengan valores entre 6 y 35 golpes, luego se plasma en una gráfica ($x =$ número de golpes, $y =$ contenido de agua en porcentaje) los valores obtenidos y se realiza un ajuste lineal de los mismos, en dicha recta se determina la humedad correspondiente a 25 golpes, este valor es el límite líquido (Badillo & Rodríguez, 2005, págs. 129-133).

Figura 9. Determinación del límite líquido en la curva de flujo.



Fuente: (Badillo & Rodríguez, 2005)

- II. Limite plástico: es el contenido de humedad de un suelo, donde por encima del mismo el suelo está en estado plástico y por debajo está en un estado no plástico. Para determinar este límite, por lo general se utiliza el material sobrante del límite líquido, mezclándolo con agua hasta conseguir una pasta que sea maleable, se toma una parte de esta mezcla y se forma una esfera que debe rodillarse sobre una placa de vidrio hasta que dicho rodillo tenga un diámetro 3.17mm(1/8”), se repite este proceso hasta que un rodillo presente fisuras en su superficie o se desmorone , a continuación se toman dos medidas de su peso, una antes de secarlo en el horno y otra después, así se determina el contenido de humedad correspondiente al límite plástico, (Crespo Villalaz, 1979., págs. 61-62).

Para relacionar y valorar estos límites se presentan la siguiente formulación (Badillo & Rodríguez, 2005, pág. 129) :

$$I.P = L.L - L.P$$

I.P: Índice de plasticidad.

L.L: Limite líquido.

L.P: Limite plástico.

2.1.3.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este sistema fue desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande en 1942, lo utilizaba el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos, en 1952 fue modificado en cooperación con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, para constituir el denominado Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, este sistema es empleado por la ASTM dentro de sus métodos normalizados, ya que se lo puede aplicar para cualquier tipo de obra en ingeniería. La base de este sistema es dividir al suelo en dos grupos:

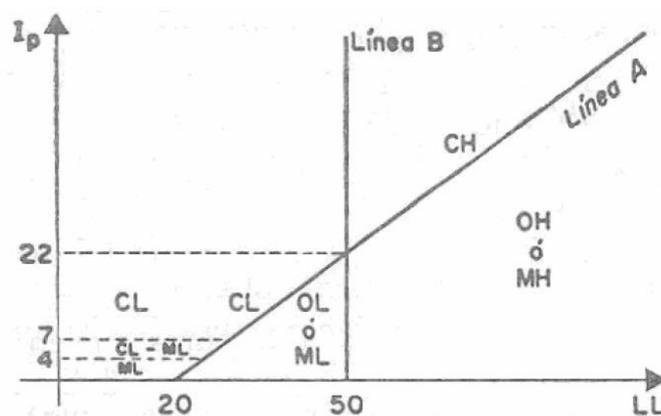
- a) Suelos de grano grueso, partículas retenidas en el tamiz N° 200 (gravas y arenas).
- b) Suelos de grano fino, partículas que pasen el tamiz N° 200 (limos y arcillas)

Según ese sistema, un suelo (muestra de suelo) se considera grueso cuando el 50% del total del peso de este, es retenido en el tamiz N°200, estos suelos se subdividen a su vez en gravas cuyo prefijo es “G” y en arenas cuyo prefijo es “S”; para separar de dicho suelo la grava y el arena se emplea el tamiz N°4. Los prefijos “G” y “S” se combinan con los subfijos: “W” (bien graduado), “P” (mal graduado), “M” (limoso) y “C” (arcilloso), dependiendo del tamaño, la presencia de finos y la plasticidad del suelo; entonces de esta manera los suelos gruesos pueden ser: GW, GP, GM, GC para las gravas y SW, SP, SM, SC para el arena.

Por otro lado un suelo (muestra de suelo), según este sistema se lo considera como fino cuando el 50% del peso total de este, pasa el tamiz N°200. Los finos se subdividen en limos inorgánicos con prefijo “M”, arcillas inorgánicas con prefijo “C”, limos y arcillas orgánicas con prefijo “O” y turbas con prefijo “Pt”. Estos prefijos se pueden combinar con los subfijos “H” (alta compresibilidad, límite líquido mayor a 50) y “L” (baja compresibilidad, límite líquido menor a 50); entonces de esta manera los suelos finos pueden ser: MH o ML para los limos inorgánicos, CH o CL para las arcillas inorgánicas, OH u OL para los orgánicos y Pt para las turbas o suelos altamente orgánicos.

Para completar esta clasificación, el Dr. Arturo Casagrande, después de un estudio experimental con suelos de gran fino, logro relacionar en un grafica el índice de plasticidad y el límite líquido de estos, es así como se define la Carta de Plasticidad de Casagrande, en esta grafica estableció dos líneas que actúan como límites.

Figura 10. Carta de plasticidad de Casagrande.



Fuente: (Badillo & Rodríguez, 2005)

- Línea A: $IP = 0.73 (LL - 20)$, separa las arcillas de los limos inorgánicos.
- Línea B: $LL = 50$, límite para establecer si la compresibilidad es alta o baja.

2.1.4. Resistencia al esfuerzo cortante en un suelo

La resistencia al esfuerzo cortante en un suelo constituye un factor importante dentro de la mecánica de suelos, debido a que de este depende el análisis de estabilidad de un suelo (capacidad de carga, estabilidad de taludes y presión lateral) en el cual se pueda implantar con éxito una obra de ingeniería. La resistencia al esfuerzo cortante en un suelo está determinada por:

- Angulo de fricción interna: es el ángulo en el cual se rompe la resistencia a fricción de las partículas friccionantes del suelo, depende de la uniformidad, del tamaño y de la presión normal en las partículas.
- Cohesión: es la capacidad de adherencia que tienen unas partículas con otras, por acción de las fuerzas moleculares, depende de la humedad del suelo.

El ángulo de fricción interna y la cohesión se relaciona mediante el criterio de falla de Mohr-Coulomb (Das, 2001, pág. 207) :

$$\tau_f = C + \sigma * \tan(\phi)$$

τ_f : esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

C: cohesión.

σ : esfuerzo normal sobre el plano de falla.

ϕ : ángulo de fricción interna.

Los métodos más comunes para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna) son:

- Ensayo triaxial (compresión)
- Ensayo de corte directo

Para fines del presente estudio, se empleara el ensayo de corte directo puesto que es el método más usado en nuestro medio por distintas preferencias, una de ellas es la económica.

2.2. Estudio de suelos

2.2.1. Introducción

2.2.1.1. Objetivo y alcance

El objetivo del presente del presente Estudio de Mecánica de Suelos realizado en el sitio del proyecto, es el de proporcionar parámetros necesarios para efectuar una valoración Geotécnica del sitio, establecer la composición del subsuelo, definiendo características generales de este, de manera que la información aquí proporcionada constituya Geotécnicamente en la estabilización del talud en cuestión.

La información obtenida mediante la investigación Geotécnica efectuada, fue complementada con datos; estructurales, sanitarios, etc., proporcionados por la Sra. Marcia Lima, propietaria de la vivienda ubicada en la parte superior del talud.

2.2.1.2. Descripción del sitio

Morfológicamente al terreno se lo puede definir como semi-inclinado. En el sector el clima dominante es ecuatorial semi-húmedo, típico de la sierra. La isoyeta de la zona es de alrededor de los 1000 mm y la temperatura media anual oscila alrededor de los 12 grados centígrados.

2.2.1.3. Información proporcionada

Para la elaboración del presente estudio, la Sra. Marcia Lima, propietaria de la vivienda ubicada en la parte superior del talud, proporciono la siguiente información: antecedentes sanitarios, antecedentes estructurales y se realizó una inspección directa del terreno.

2.2.2. Exploración subterránea.

2.2.2.1. Planificación previa

En función de la configuración del terreno y de los requerimientos de la investigación Geotécnica, en forma conjunta con la Sra. Marcia Lima, se ubicó un punto de muestreo, el mismo que consta en el Anexo A "Estudio de Suelos", básicamente la perforación fue efectuada en el muro de contención existente para inspección del mismo, con una profundidad de exploración en 3.00 metros (Pozo 1).

No obstante, los criterios para suspender o incrementar la profundidad de exploración establecida, de conformidad a la práctica profesional común para este tipo de labores según el Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M., docente de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, fueron los siguientes:

- a) Se debe alcanzar un espesor suficiente de material adecuado para recibir la cimentación, lo cual se controlará en el campo mediante los resultados de los ensayos ejecutados.
- b) La profundidad de exploración deberá alcanzar un valor de por lo menos dos veces el ancho previsto de la cimentación a partir de su cota de desplante.
- c) Lo indicado en el literal b, se incrementará si se encontraren suelos blandos o compresibles.
- d) Las excavaciones podrán suspenderse a cotas más altas que las indicadas si se encontrare roca u otro material impenetrable, en cuyo caso se continuará usando otros sistemas de exploración subterránea.

2.2.2.2. Investigación de campo

La investigación de las condiciones del subsuelo en el sitio del proyecto, se la efectuó a través de la excavación de un pozo a cielo abierto y la obtención de muestras "alteradas" representativas de la estratigrafía de la subrasante, siendo la profundidad promedio de la excavación igual a 3.00 m., se complementó la investigación mediante el uso de veleta y penetrómetro de bolsillo en las paredes y en el fondo de las excavaciones.

Las muestras recuperadas corresponden a las variaciones estratigráficas observadas, en general ajustadas a lo recomendado en estos casos según el Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M., y tomando en cuenta las solicitudes a las que el terreno de fundación va a estar expuesto; se tomaron muestras a diferentes profundidades, conforme el proyecto vertical.

Los perfiles estratigráficos, como la ubicación de las excavaciones se incluyen en el Anexo A "Estudio de Suelos", y el cuadro subsiguiente indica las cantidades de ensayos realizados y las profundidades alcanzadas en cada punto de sondeo.

Tabla 1. Detalle de los sondeos realizados.

Muestra	Profundidad (m)	N° Muestras
Pozo 1	3.00	2

Fuente: Autores

Los resultados obtenidos de los ensayos, se presentan en el Anexo A "Estudio de Suelos".

2.2.2.3. Nivel freático

El presente estudio fue realizado en el mes de diciembre del año 2014, el cual correspondió a una época invernal, y en estas condiciones no se detectó la presencia de aguas freáticas, por lo que se concluye que este nivel no interferirá en el desarrollo del proyecto.

2.2.2.4. Investigación de laboratorio

Con las muestras en laboratorio, se practicaron las pruebas experimentales normalizadas, con el objetivo de determinar las propiedades físico-mecánicas de la subrasante. El programa de laboratorio efectuado sobre muestras "alteradas" consiste:

Tabla 2. Ensayos de laboratorio para muestras alteradas.

ENSAYO	NORMA
Contenido de agua	INEN: Co 09.02-312
	MTOP: E-122
	AASHTO: T-93
	ASTM: D-2216
Granulometría por tamizado	INEN: No existe
	MTOP: E-115
	AASHTO: T-88
	ASTM: D-422
Límite líquido	INEN: Co 09.02-312
	MTOP: E-116
	AASHTO: T-89
	ASTM: D-423
Límite plástico	INEN: Co.09.02-312
	MTOP: E-117
	AASHTO: T-90
	ASTM: D-424
Penetrómetro de bolsillo y Torvane	INEN: No existe
	MTOP: No existe
	AASHTO: No existe
	ASTM: No existe

Fuente: Autores

Mediante este plan de ensayos de laboratorio sobre muestras "alteradas" se obtuvo los parámetros básicos de diseño, los mismos que se reportan en formatos de laboratorio y en la tabla que a continuación se indica:

Tabla 3. Detalle de la Estratigrafía

Muestra	N° muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS
Pozo 1	1	0.00 a -2.00	MH
Pozo 1	2	-2.00 a -3.00	MH

Fuente: Autores

2.2.3. Resultados obtenidos.

2.2.3.1. Estratigrafía de la subrasante

Con los resultados de las propiedades índice de los suelos de la subrasante, a continuación se los encasilló dentro de una carta de clasificación universalmente conocida como es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Básicamente el subsuelo del proyecto en el área de estudio está constituido por un estrato de suelo fino limoso, el mismo que se presenta en espesores variables a partir del nivel del suelo existente.

- Pozo 1: desde el punto de vista geotécnico, se identifica un estrato único, el mismo que se encuentra a una profundidad de (0.00 a -3.00 m.), dicho estrato, está constituido por un suelo fino que según el SUCS se lo identifica como MH; Limos inorgánicas de alta compresibilidad.

2.2.4. Capacidad de carga admisible

El suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura de ingeniería puesta sobre éste, sin presentar falla por corte y con asentamientos que se encuentren dentro de los límites de tolerancia para la estructura.

El subsuelo del proyecto, que se encuentra constituido por un estrato de suelo fino cohesivo, (Limo), localizado a nivel de desplante de la cimentación del muro de contención existente (Colapsado), hace necesaria la utilización de un nuevo muro de contención.

Debido al tipo y elevación de la estructura de vivienda localizada en la parte superior del talud al cual se quiere estabilizar, el proyecto del nuevo muro de contención según el Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M., necesariamente deberá ser cimentado a una profundidad de desplante igual a 1.50 m. (Respecto al nivel de terreno exterior al muro de contención existente), y la zapata de cimentación de dicho nuevo muro de contención deberá ser de tipo zapata corrida, la cual se podrá asentar directamente sobre la subrasante natural del terreno, a la profundidad de desplante antes indicada (Ver esquema de cimentación Anexo A "Estudio de Suelos").

Por lo tanto a continuación se determinará la capacidad admisible para suelos finos cohesivos, debiendo adoptarse para el cálculo estructural los parámetros de capacidad admisible correspondientes, en el presente diseño.

En el presente estudio, la determinación de la capacidad admisible del suelo será analizada tanto para el criterio de resistencia al corte como para el de control de asentamientos tolerables en las estructuras.

El subsuelo del proyecto está constituido por un estrato de suelo fino cohesivo (Limo), para la planificación estructural del nuevo muro de contención, las cargas de cimentación serán transmitidas al estrato identificado y deberán ser soportadas por el mismo, razón por la cual en el presente diseño se estudiará y dará un tratamiento de cimentación soportada por suelos finos cohesivos.

La capacidad de carga admisible en suelos finos cohesivos se obtiene a través del criterio de resistencia al corte y asentamientos, mediante la teoría dada por Meyerhof, que nos brinda formulaciones para cimentaciones; corridas, cuadradas y rectangulares, que se encuentran a profundidades ($D_f \geq B$), expresándose así:

$$q_{ult} = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Tabla 4. Formula de Meyerhof

q_{ult} =	Capacidad de carga límite.
c =	Cohesión = 1/2 compresión no confinada.
D_f =	Profundidad de desplante.
N_q N_c N_γ =	Factores de capacidad de carga.
F_{cs} F_{qs} F_{γs} =	Factores de forma.
F_{cd} F_{qd} F_{γd} =	Factores de profundidad.
F_{ci} F_{qi} F_{γi} =	Factores de inclinación de la carga.
B =	Ancho de cimentación en m.
L =	Largo de cimentación en m.
φ =	Angulo de fricción interna del material.

Fuente: (Das, 2001)

Tabla 5. Datos de cimentación

c =	0.40 Kg /cm ² .
φ =	5°
γ=	1550 Kg /m ³ .
Df =	1,50 m.
Nc =	6,49
Nq =	1,57
Nγ =	0,45
B=	1,00 m
L=	30,00 m

Fuente: Autores

La capacidad de carga admisible se obtiene con el criterio de carga límite, ésta se divide para un factor de seguridad, el cual depende del tipo de suelo y del grado de exactitud en la determinación de los parámetros de diseño para obtener la capacidad de carga admisible "qa". El factor de seguridad asumido en el presente diseño es F.S. = 3.

Reemplazando valores se obtiene una capacidad admisible "qa" que varía de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 6. Capacidad Admisible qa

SUELOS FINOS COHESIVOS		
CUADRO DE CAPACIDAD ADMISIBLE EN Kg /cm².		
(Cimentación Nuevo Muro de Contención)		
A N C H O "B" Y LARGO "L" D E L A Z A P A T A EN (m)		
	B (m)= 1,00	L (m) = 30,00
Df (m) = 1,50	qa (Kg /cm²) = 1,56	

Fuente: Autores

CAPÍTULO 3

REVISIÓN, ANÁLISIS Y EVALUACIÓN TEÓRICO - TÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

3.1. Revisión teórica de muros de contención

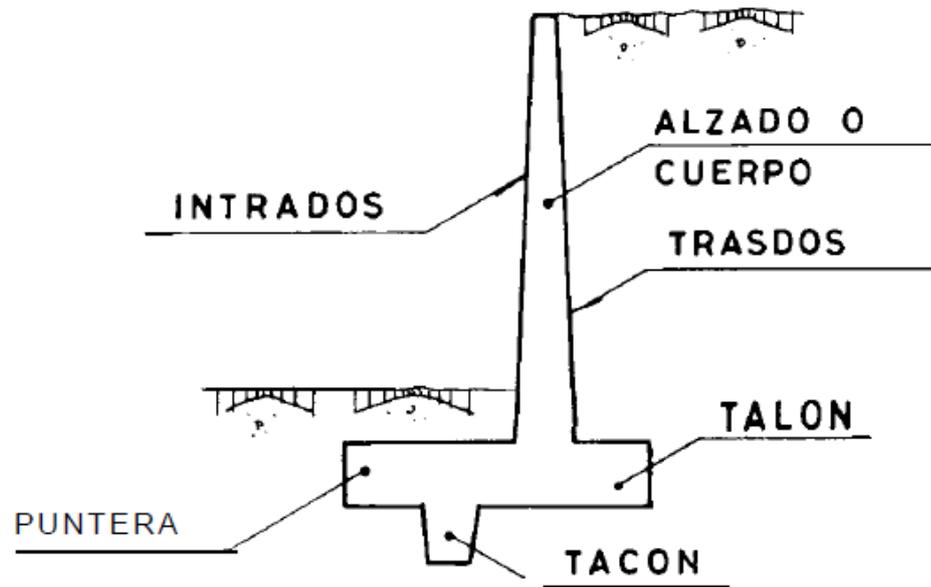
(Oteo Mazo), en su libro, define a los muros de contención como solución a un cambio brusco de cota en pequeños espacios, donde el propio terreo no es suficiente para soportar cargas o presiones que se ejercen sobre el talud.

De igual manera (Calavera Ruiz, 1989), describe a un muro como un elemento de contención que trabaja a flexión y compresión vertical que puede ser debido a su peso propio o también a una carga situada a nivel del terreno; pero le agrega a esto una función del muro, que es transmitir cargas verticales al mismo, similar a la función que desempeña un cimiento.

El autor antes citado, describe a una estructura de contención como sistemas o estructuras cuya finalidad es soportar las presiones laterales y empujes generados por el material retenido detrás de ellos, así mismo agrega que su estabilidad depende del peso propio del muro y del peso del material que se encuentra sobre éste, considerándose la cimentación, puntales, contrafuertes, entre otros.

Si hacemos analogía con la resistencia de materiales se dice que un muro de contención se comporta de manera similar a un voladizo empotrado en su base, lo que se puede apreciar de manera rápida en la figura 11, donde (Calavera Ruiz, 1989) señala las partes del muro de contención en general.

Figura 11. Partes de un muro de contención.



Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

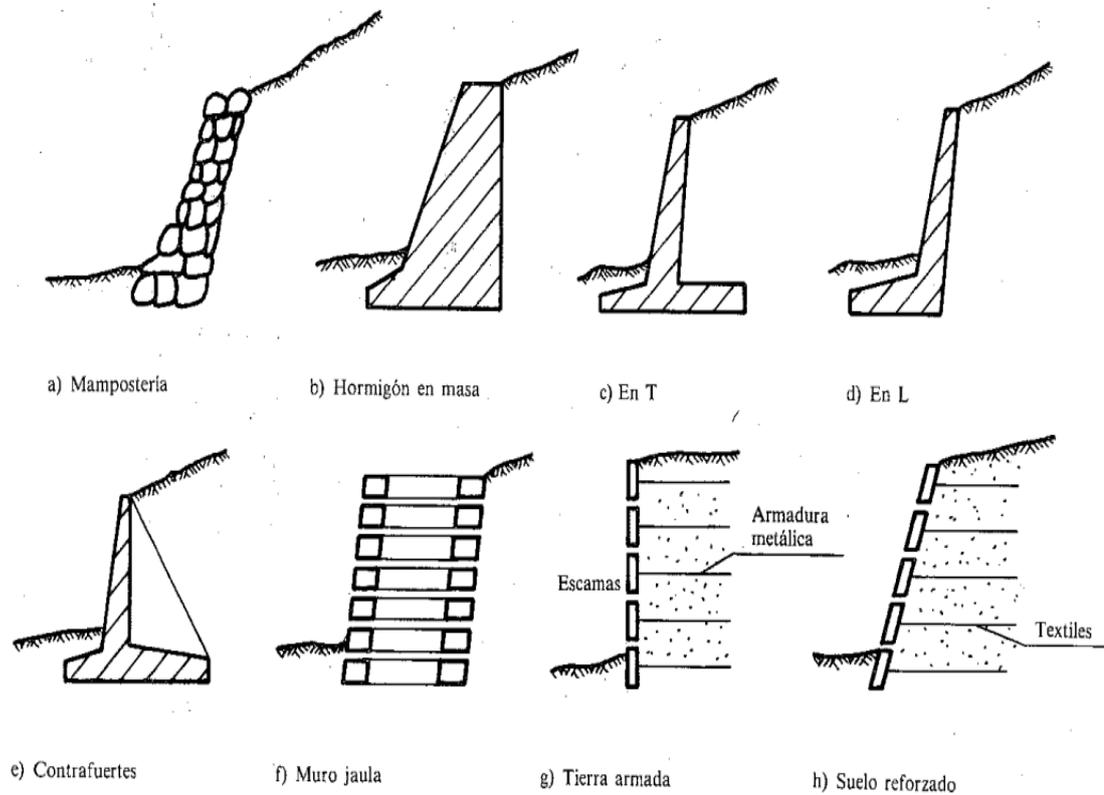
3.1.1. Tipos de estructuras de contención

(Oteo Mazo), clasifica a los muros según dos tipos de estructuras de contención:

a) Estructuras de contención rígidas: llamadas así porque no cambian su forma al experimentar empujes o esfuerzos sobre su estructura, es decir no presenta deformaciones apreciables de flexión o acortamiento, lo que implicaría movimiento en general del muro, hablemos de giro o desplazamiento. A este grupo pertenecen los siguientes muros:

- Muros de mampostería, con o sin cemento de unión.
- Muros de hormigón en masa o de gravedad.
- Muros de hormigón armado en L,
- Muros de hormigón armado en T invertida
- Muros de hormigón armado con contrafuertes, aligerados, etc.
- Mixtos: muros jaula o criba.
- Muros de tierra armada.
- Muros de suelos reforzados.

Figura 12. Tipos de estructuras rígidas

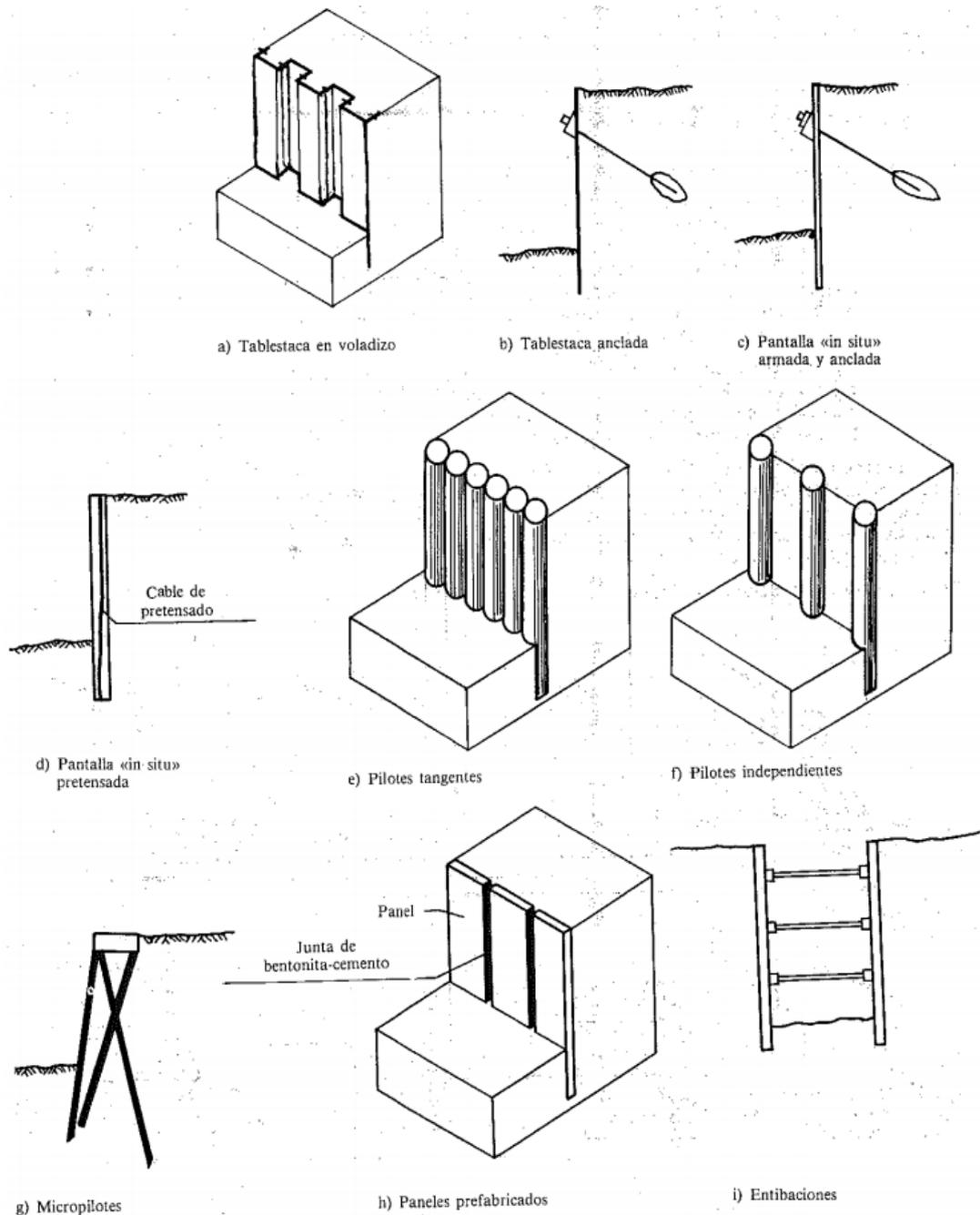


Fuente: (Oteo Mazo)

b) Estructuras de contención flexibles: llamados así ya que este tipo de estructuras si experimentan deformaciones apreciables de flexión, dadas sus dimensiones y morfología. A este grupo pertenecen los siguientes muros:

- Tablestacados en voladizo y anclada.
- Pantallas continuas (in situ)
- Pantallas continuas de paneles armados.
- Pantallas continuas de paneles pretensados.
- Pilotes tangentes o secantes.
- Pantallas discontinuas (in situ), pilotes independientes.
- Micro pilotes.
- Pantallas de paneles prefabricados.
- Entibaciones con varios niveles de apoyo.

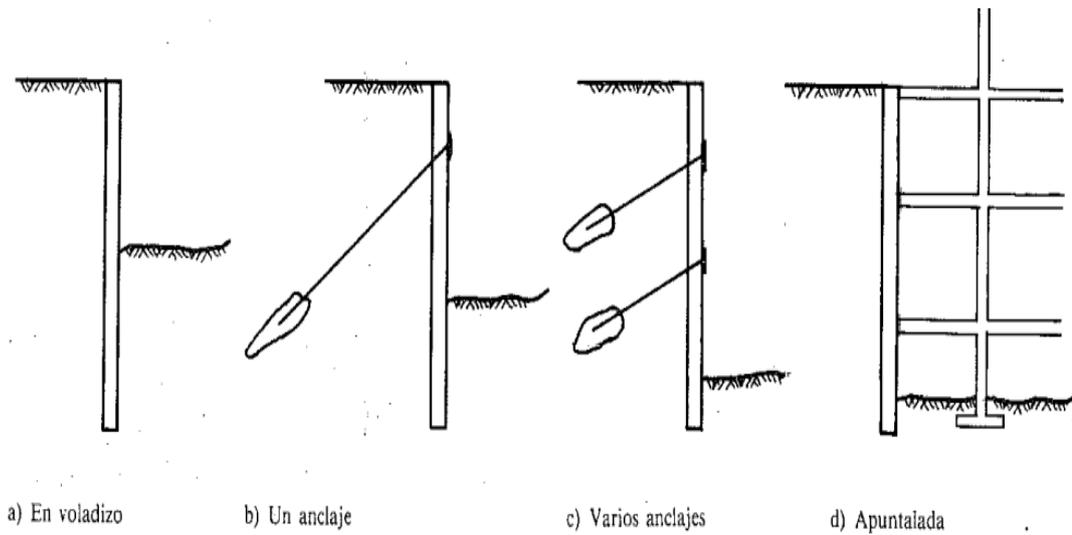
Figura 13. Tipos de estructuras de contención flexibles.



Fuente: (Oteo Mazo)

Carlos (Oteo Mazo), sostiene que a estas estructuras de tipo flexible, se introduce o agrega un elemento artificial en el terreno, por debajo del nivel final de excavación, dispuesto a una longitud suficiente para que asegure el equilibrio de la estructura. Se explica de mejor manera en la figura 14, donde presenta cuatro casos en los que de acuerdo a la altura de la estructura puede quedar en voladizo, con uno o varios anclajes y/o puntales.

Figura 14. Sistema de soporte lateral de pantallas.



Fuente: (Oteo Mazo)

Una clasificación similar hace (Calavera Ruiz, 1989) en su libro, ubica a los muros de la siguiente manera:

- Muros de gravedad.
- Muros ménsula.
- Muros de contrafuertes.
- Muros de bandejas.
- Muros cribas y otros muros prefabricados

Una vez identificados los tipos de estructuras de contención, se hará un estudio más profundo de los muros de contención de hormigón armado o llamados también muros ménsula, por un lado y muros de hormigón ciclópeo o muros a gravedad por otro.

Estos tipos de muros han sido escogidos por los requerimientos del área de estudio, donde se cuenta con una vía de circulación para vehículos tanto en el lado Nor-este y el lado Sur-este. Es así que en consideración al espacio con el que se cuenta para la estabilización del talud y en concordancia con el estudio de suelos se enfoca el proyecto en muros de hormigón ciclópeo y hormigón armado.

Muros de gravedad.

Considerado por muchos autores como el tipo de muro más antiguo, cuyo funcionamiento está basado en su peso propio. Normalmente estos muros carecen de cimiento diferenciado, pero no quedan extintos de tenerlo.

Son muros aplicables para alturas moderadas (menores a 5 metros), siempre y cuando su longitud no sea muy grande. Una de las características que lo diferencia de los demás, según (Calavera Ruiz, 1989) es que no aparece en la obra el corte profundo.

El pre-dimensionamiento en este tipo de muros se basa en características fijas y otras seleccionables por el calculista, como se detalla a continuación por (Vicente Vicente, 2012, pág. 9):

Características fijas:

- El suelo de cimentación, las presiones máximas admisibles, el coeficiente de rozamiento concreto-suelo y el empuje pasivo.
- La cota de coronación del muro.
- La profundidad mínima de cimentación, que como norma se establece que un muro no puede cimentarse a menos de 1 metro, dado que la humedad puede afectar a la estabilidad del muro en alturas inferiores a esta; por ende la penetración del agua es un factor a considerarse.

Características seleccionables:

- Dimensiones del muro.
- El material de relleno terreno-muro.
- Las características resistentes de los materiales del muro.

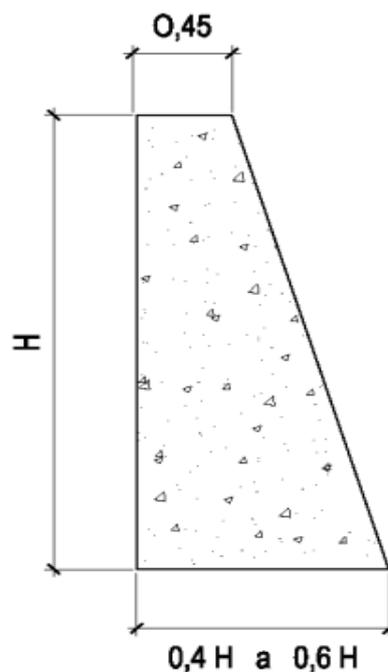
El dimensionamiento de un muro puede tomar una serie de iteraciones de diseño hasta lograr optimizar su diseño y sobre todo cumplir con los requerimientos estipulados a continuación; para efectivizar el tiempo y reducir estas repeticiones del cálculo, se presentan métodos de pre-dimensionamiento que comprende.

El proceso de diseño sigue las siguientes etapas:

- Selección de dimensiones
- Cálculo del empuje del terreno sobre el muro.
- Comprobación de:
 - Seguridad al vuelco y al deslizamiento.
 - Las tensiones sobre el terreno de cimentación en condiciones de servicio.
 - Tensiones del terreno de cimentación bajo empuje mayorado.
 - Las comprobaciones resistentes del muro como estructura de concreto.

De no cumplir una de las comprobaciones, se debe redimensionar y por ende los dos primeros pasos se repetirán hasta lograr un diseño óptimo tanto en seguridad como en economía.

Figura 15. Pre-dimensionamiento de muro a gravedad o muro de hormigón ciclópeo.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012)

Muros ménsula

Llamado también de voladizo por su estructura que se asemeja a la de una viga en voladizo, y de hecho actúa de manera similar. Este tipo de muro es uno de los más corrientes en el medio para dar una solución económicamente viable hasta alturas de 10-12 m., para alturas superiores existe una variante de este tipo de muro llamado contrafuerte.

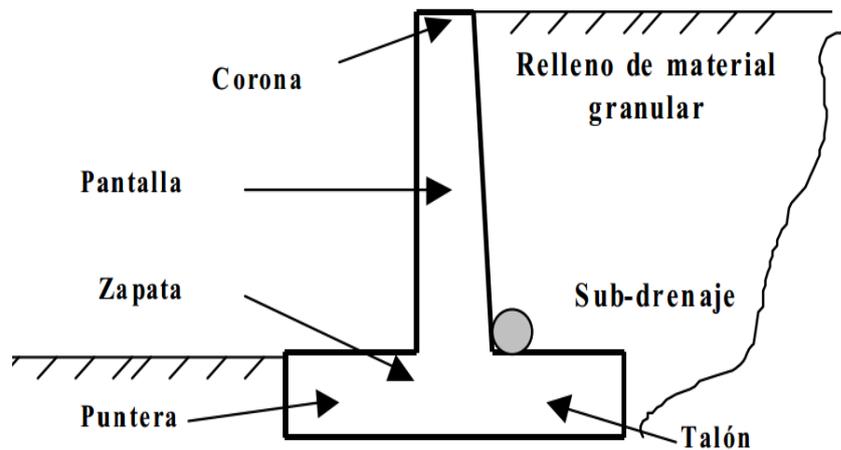
Una de las formas más usadas es la llamada T invertida, ya que por sus características geométricas permite una mayor estabilidad por el ancho de la zapata, sumado a la tierra colocada en la parte posterior de la misma; además que impide el volcamiento y se gana mayor fricción suelo-muro en la base, garantizando de esta manera la seguridad del muro al deslizamiento.

(Torres Belandria), explica en su bibliografía que estos muros se diseñan para soportar la presión de la tierra, pero es importante eliminar el agua mediante sistemas de drenaje sean estos de a través de la propia pantalla del muro o con sub-drenes ubicados en el trasdós de este, esto debido a que el agua eleva la presión hidrostática que puede afectar a la resistencia del muro.

Para este tipo de muros, existen unas recomendaciones a seguir para el pre-dimensionamiento, en los que se estipula las dimensiones de cada parte del muro, como sigue:

- Pantalla: el espesor de la pantalla oscila en el $1/10$ de la altura total del muro.
- Corona: comprende entre 20 y 30 cm.
- Base: el espesor de la base está en función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, esto significa que el espesor estará directamente en función de la ubicación de la pantalla en la base, para lo que se estipula la dimensión de la puntera en aproximadamente $1/3$ del ancho de la base y la base en sí, entre $1/8$ y $1/12$ de la altura del muro, (Torres Belandria, pág. 6).

Figura 16. Muro ménsula o muro en voladizo.

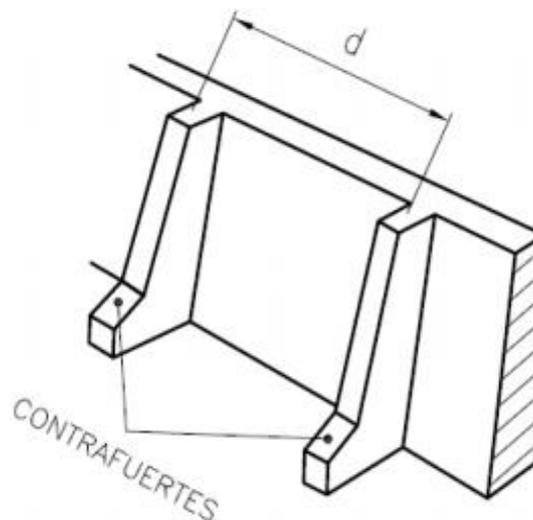


Fuente: (Torres Belandria)

Muros con contrafuertes

Los contrafuertes surgen como solución a una serie de inconvenientes que se presentan al momento de estabilizar alturas superiores a los 10m o 12m, dado que al aumentar los espesores del muro genera un hormigonado y por lo tanto encofrados mucho más complicados comparados a trabajar con piezas más ligeras. Es por esto que (Vicente Vicente, 2012) presenta dos soluciones con contrafuertes, el primero sin cimentación corrida, donde la pantalla actúa como una viga.

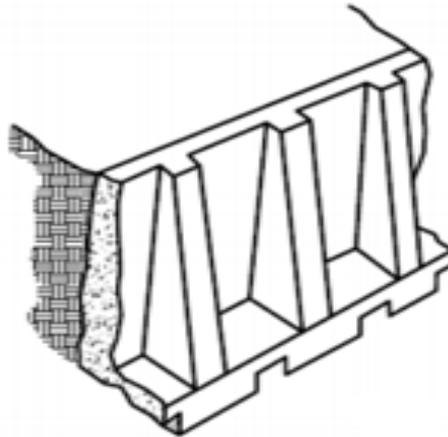
Figura 17. Muro con contrafuerte sin cimentación corrida.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012)

La segunda solución cuenta con cimentación corrida, donde en este caso, la pantalla toma la función de una losa.

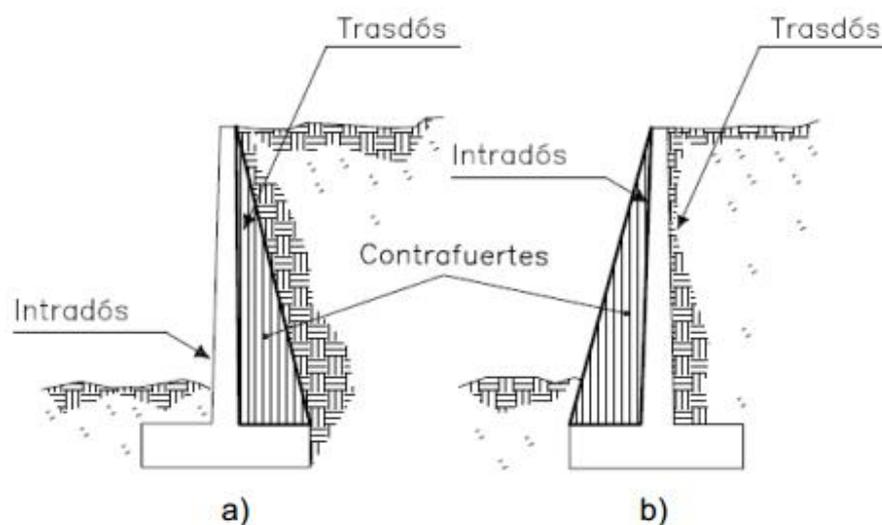
Figura 18. Muro con contrafuerte con cimentación corrida.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012)

En cuanto a la disposición de los contrafuertes pueden estar ubicados en el intradós o en el trasdós, dependiendo de la ubicación, las ventajas y desventajas que puedan generar. Según los distintos autores, explican que la mejor solución desde el punto de vista técnico y económico es ubicar el contrafuerte en el trasdós del muro, dado que es ahí donde se dispone el alzado en la zona comprimida de la sección en T, tomando en cuenta además que el contrafuerte está sometido a esfuerzos cortantes apreciables y ha de alojar en su borde la armadura de tracción.

Figura 19. Muro con contrafuerte

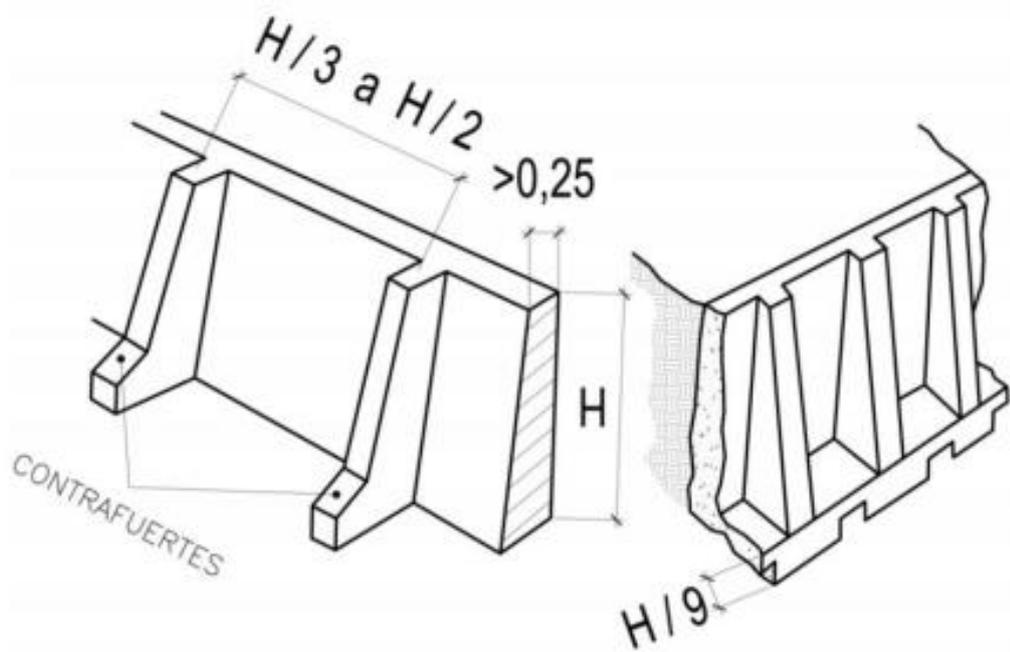


Fuente: (Vicente Vicente, 2012)

Para el pre-dimensionamiento de muros con contrafuertes se establecen dimensiones estándar como sigue:

- Separación entre contrafuertes: oscila entre $1/3$ y $1/2$ de H .
- Espesor de contrafuertes: mínimo 25 cm. para mayor facilidad de colocación del concreto.

Figura 20. Pre-dimensionamiento de muro con contrafuerte.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012) .

3.2. Análisis y evaluación técnica de muros de contención.

El análisis de un muro de contención se enfoca de manera puntual en ciertos parámetros como son: cargas de diseño, características del comportamiento estructural, análisis de estabilidad, empujes de tierra y coeficiente de fricción, especificaciones para el diseño, todos estos parámetros necesarios para garantizar la seguridad de la estructura apegándose siempre al reglamento o especificaciones técnicas reguladoras en nuestro país como son Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE), y las normas de la American Concrete Institute (ACI).

3.2.1. Estabilidad

La estabilidad de un muro depende de tres aspectos bien definidos, estos son estabilidad al volcamiento, estabilidad al deslizamiento y las presiones de contacto; a su vez cada uno de estos aspectos están definidos según las distintas fuerzas que actúan por encima de la base de fundición, sean estas empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas.

3.2.1.1. Método de los esfuerzos admisibles o estado límite de servicio.

Los elementos de las estructuras de contención se diseñan para que todas sus secciones tengan una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida “Rs”, la cual se calculara para cargas y fuerzas de servicio, según las combinaciones e hipótesis de carga definidas en la normativa y códigos como son la NEC_SE y el ACI.

Este método tiene como fundamento el disminuir la resistencia nominal de los elementos, dividiéndola para un factor de seguridad “Fs” establecido por los códigos reguladores de cada país.

$$R_s \leq R_{adm}$$

$$R_{adm} = \frac{R_n}{F_s}$$

R_s: resistencia requerida.

R_n: resistencia nominal, corresponde al estado límite de agotamiento sin factores de minoración, en función a las características de los materiales y de su geometría; y

R_{adm}: resistencia admisible.

Estabilidad al volcamiento

La (NEC_SE, 2011, pág. 38) en el capítulo de Geotecnia y Cimentaciones establece que para el análisis de estabilidad al volcamiento se tiene que considerar un factor de seguridad $F_{sv} \geq 2$, para todas las combinaciones de carga.

La estabilidad al volcamiento depende de las características geométricas del muro, por lo que se tiene que verificar el volcamiento con respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la punta.

$$F_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \geq 2$$

M_e : momentos estabilizantes producidos por el peso propio de la estructura y por el peso de material del relleno sobre el talón de la zapata.

M_v : momentos de volcamiento producidos por los empujes y sobrecargas

Estabilidad al deslizamiento

En el capítulo de Geotecnia y Cimentaciones, (NEC_SE, 2011, pág. 38) se establece que para el análisis de la estabilidad al deslizamiento se debe considerar un factor de seguridad $F_{sd} \geq 1.5$ para todas las combinaciones de carga.

Para su estudio se tiene que considerar la componente horizontal del empuje de la tierra que tiene que ser resistida por el rozamiento del suelo - muro en su base. Según (Torres Belandria, pág. 10), es común y recomendable, no considerar el empuje pasivo que se origina por el peso del material de relleno sobre la punta de la zapata, a menos que se garantice su presencia en toda su vida útil.

$$F_{sd} = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.5$$

$$F_r = f(R_v + E_v) + C' * B + E_p$$

$$C' = (0.5 - 0.7) * c$$

$$f = \tan \delta$$

De no contar con datos precisos, puede tomarse: $\delta = \frac{2}{3} \phi$, por lo tanto:

$$F_{sd} = \frac{F(\sum FV)}{\sum FH}$$

E_p : empuje pasivo.

F_r : fuerza de rozamiento.

R_v : resultante de fuerzas verticales.

E_h : coeficiente horizontal de Empujes.

E_v : coeficiente vertical de Empujes.

B : ancho de la base del muro.

C' : coeficiente de cohesión modificado del suelo.

c : cohesión del suelo de cimentación.

f : coeficiente de fricción suelo-muro.

\emptyset : ángulo de fricción interna del suelo

Presiones de contacto.

Según (Torres Belandria, pág. 11), estipula que la capacidad admisible del suelo de fundición σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}}$$

q_{ult} : capacidad de carga ultima del suelo.

$FS_{cap. portante}$: factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, para el cual se especifica un valor no menor que 3 para cargas estáticas, y para cargas dinámicas de corta duración un valor no menor que 2.

Además se previene que para asegurar que el área total de la base del muro (B) quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por el sistema de cargas, debe quedar dentro del tercio medio, de esta manera se pretende disminuir el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

e_x : excentricidad de R_v .

X_r : es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

M_e : momentos estabilizantes.

M_v : momentos de volcamiento.

R_v : resultante de las fuerzas verticales.

Si: $e_x \leq \frac{B}{6}$

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

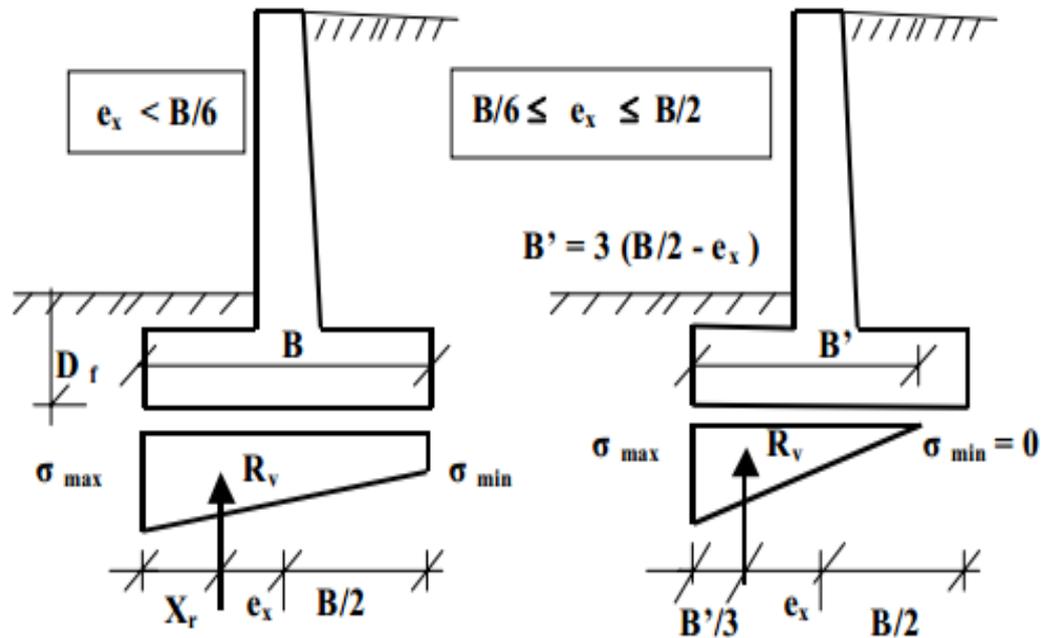
$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right)$$

Si: $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 * R_v}{3 * \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Figura 21. Presión de contacto muro-suelo de fundición.



Fuente: (Torres Belandria).

Hay dos criterios que se manejan al dimensionar la base del muro:

1. La excentricidad de la fuerza resultante respecto a la base no excederá el sexto de la misma.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundición, no excederá la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundición.

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ultimo}}{FS_{pc}}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{max}$$

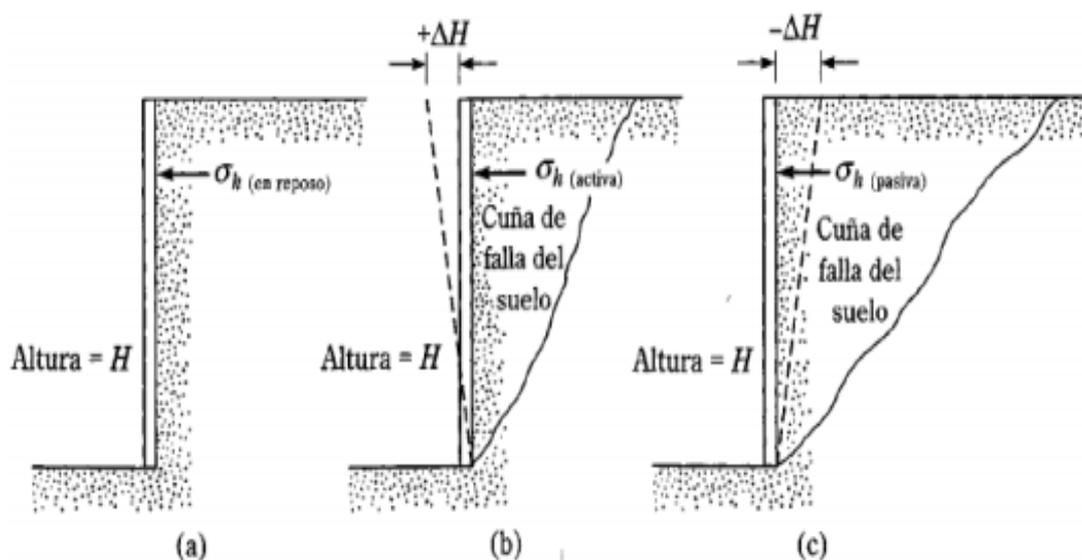
En caso de no cumplir con este último criterio de presiones de contacto, se puede considerar el diseño de un dentellón que ayude a evitar el deslizamiento, para este el cálculo se lo considera como un empuje pasivo adicional.

3.2.2. Empujes del terreno sobre el muro, cargas y sobrecargas actuantes sobre el terreno.

El empuje del terreno está íntimamente relacionado con la deformidad de la estructura y que puede generar desplazamientos del muro o que el suelo falle a corte.

- Empuje pasivo: es el valor máximo que puede alcanzar el empuje, hace referencia a la acción que el muro ejerce sobre el suelo, describiéndose como la presión horizontal del muro sobre el suelo originando el aumento de resistencia hasta alcanzar su límite máximo. Figura 22 (a).
- Empuje activo: es el mínimo valor posible del empuje, se refiere a la acción del suelo de relleno sobre las paredes (pantalla) en contacto de la estructura. Figura 22 (b).
- Empuje de reposo o equilibrio: es un estado intermedio entre el empuje pasivo y el activo, se explica que la estructura de contención es tan rígida que no permite deformaciones y desplazamientos en ninguna dirección. Figura 22 (c).

Figura 22. Tipos de empujes.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012).

Existe varias teorías y métodos para analizar los empujes que se ejercen en una estructura de contención, los primeros estudios fueron realizados por Coulomb (Equilibrio límite de suelos, método de máximos y mínimos), también se presenta el método de Rankine que define el equilibrio plástico de suelos como un campo tensional; el método de Terzaghi por otro lado define el equilibrio límite de suelos como una superficie de rotura espiral logarítmica, seguido en 1950, Peck presenta los ábacos para características físico-mecánicas. A la fecha se presenta manuales y normas para análisis de estados límites de suelos como la AASHTO.

Evolución de empuje de tierras.

La deformidad del muro condiciona la presión del terreno y determina el nivel de presión, entre estado activo y pasivo; para cualquiera de estos casos es importante se disponga de un relleno con material granular, así como un drenaje para evitar empujes hidrostáticos.

La presión del terreno sobre el muro está condicionada por la deformidad del mismo, para la evaluación del empuje de tierras, según (Torres Belandria) se toma en cuenta factores como la configuración y las características de deformidad del muro, las propiedades del relleno, condiciones de fricción suelo-muro, la compactación del relleno, el drenaje y la posición del nivel freático.

Las presiones laterales se evalúan tomando en cuenta:

- a) Presión estática debido a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

El aumento de las presiones hidrostáticas es de forma lineal y está directamente relacionado a las presiones que ejerce el suelo sobre el muro, para determinar este empuje (E), se utiliza el método del fluido equivalente como sigue:

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K$$

H: altura del muro.

γ : peso específico del suelo contenido por el muro.

K: relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa del suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

σ_h : esfuerzo efectivo horizontal en cualquier punto dentro de la masa del suelo.

σ_v : esfuerzo efectivo horizontal en cualquier punto de la masa del suelo.

3.2.2.1. Presión estática.

➤ Empuje de reposo

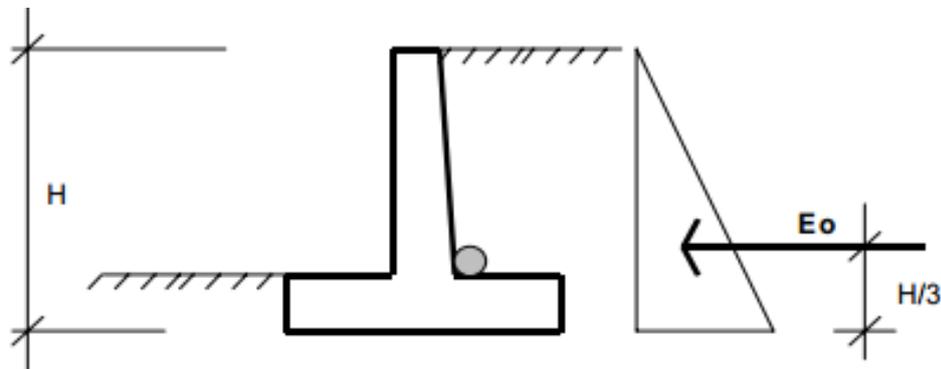
La presión estática del suelo se toma como reposo cuando el movimiento lateral en el muro se ve restringido conformándose un sólido completamente rígido. Aquí se genera un empuje total E_0 , que se aplica en el tercio inferior de la altura.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_0$$

K_0 : coeficiente de presión de reposo, para suelos granulares, $K_0 = 1 - \sin \phi$.

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.

Figura 23. Empuje de reposo.



Fuente: (Torres Belandria).

(Torres Belandria), presenta una tabla con diferentes valores de coeficientes de reposo para distintos tipos de suelo:

Tabla 7. Valores de K_0 para varios tipos de suelo

Tipo de Suelo	K_0
Arena Suelta	0.4
Arena Densa	0.6
Arena Compactada en Capas	0.8
Arcilla Blanda	0.6
Arcilla Dura	0.5

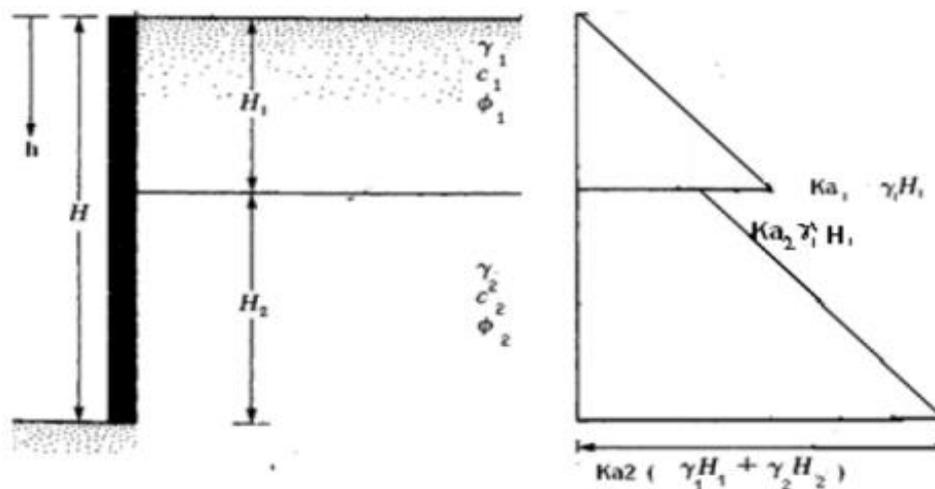
Fuente: (Torres Belandria).

➤ **Empuje activo.**

• **Empuje activo en terrenos estratificados.**

Para implantaciones donde se encuentre con diferentes estratos de terreno se determina el empuje total obteniendo la resultante de los empujes correspondientes a cada tipo de estrato considerado como terreno homogéneo sobre el cual actúa una carga igual a la sumatoria de los pesos de los estratos que se encuentran sobre este, incluyendo pesos que puedan existir sobre la superficie, sea una carga puntual o una carga distribuida.

Figura 24. Presión de la tierra en suelos estratificados.



Fuente: (Vicente Vicente, 2012).

La presión estática activa genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura del muro

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a$$

K_a : Coeficiente de presión activa, se puede determinar mediante las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares.

- **Presión activa, según Rankine.**

Esta teoría supone una fricción nula entre muro y el talud al que sostiene, hipótesis que comparada a la realidad no se cumple, pero los resultados obtenidos son aceptables y de lado de la seguridad.

Rankine se basó en las siguientes hipótesis:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90$).
- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, forma un ángulo β con la horizontal.

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

Para el caso donde se considera una inclinación del terreno nula $\beta = 0^\circ$, y $\psi = 90$; esta teoría coincide con la de Coulomb.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dado que la cara del muro no siempre es vertical y el empuje de tierras no siempre es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno Rankine presenta las componentes horizontal y vertical como sigue:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * K_a * \cos \beta$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * K_a * \sin \beta$$

➤ **Empuje Intermedio**

Para este tipo de empuje según (Torres Belandria, pág. 29), se debe hacer una consideración ponderada para la altura del muro (H), este coeficiente (K_i) se puede determinar de la siguiente manera, considerando una profundidad crítica H₀ = 6.

$$\text{Si } H < H_0 \quad K_i = K_0 \left(1 - \frac{H}{H_0}\right) + K_a \left(\frac{H}{H_0}\right)$$

$$\text{Si } H > H_0 \quad K_i = K_a$$

➤ **Empuje pasivo**

Este se da cuando el muro o estribo empuja contra el terreno generando una reacción (E_p), cuya resultante se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura.

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * K_p$$

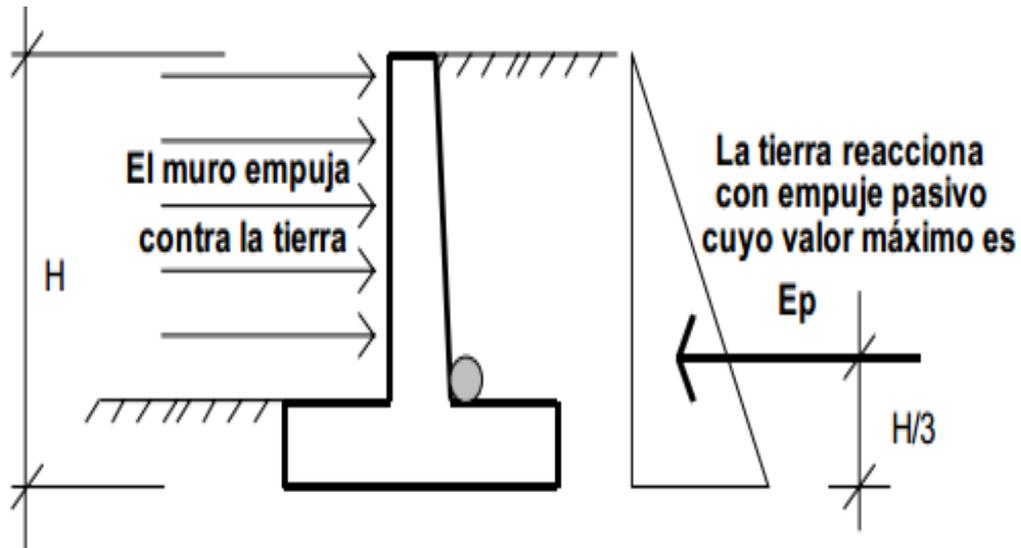
K_p: Coeficiente de presión pasiva. En suelos granulares se determina como sigue:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi - \phi)}{\sin^2\psi * \sin(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi + \beta)}{\sin(\psi + \delta) * \sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Al igual que en la presión activa si se ignoran los ángulos (δ , β , ψ) se obtiene:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Figura 25. Empuje pasivo



Fuente: (Torres Belandria).

3.2.2.2. Empujes debido a sobrecargas.

Las cargas que actúan en una estructura de contención pueden ser: sobrecargas uniformemente distribuidas, sobrecargas puntuales, sobrecargas de faja y sobrecarga lineal.

Muros con sobrecarga uniformemente distribuida.

Los muros están sujetos a sobrecargas uniformes (q), provenientes ya sea del tráfico o algún tipo de material en la superficie que incrementa la presión sobre el muro. El procedimiento para resolver este tipo de sobrecarga, es considerarlo como un estrato de suelo con un peso específico y una altura (H_s),

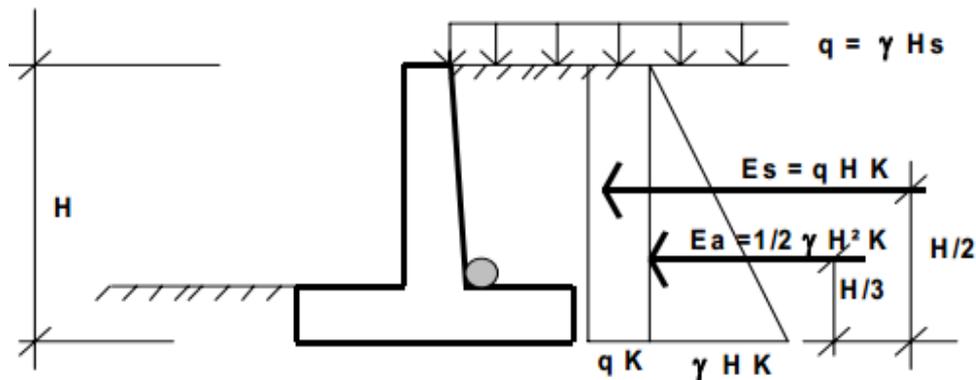
$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Según (Torres Belandria), el empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga, por cualquiera de las teorías sea esta Rankine o Coulomb esta aplicado en el centroide del prisma de presiones referente a cada carga y se determina:

$$\text{Para suelos no cohesivos: } E_{a \text{ total}} = \frac{ka * \gamma H^2}{2} + q * ka * H$$

$$\text{Para suelos cohesivos: } E_{a \text{ total}} = \frac{ka * \gamma H^2}{2} + q * ka * H - 2 C \sqrt{ka} H$$

Figura 26. Empuje de tierra con sobrecarga.



Fuente: (Torres Belandria).

Para el caso de sobrecargas de cualquier tipo y cuando el relleno tenga una superficie inclinada δ y con una carga (q), es más recomendable aplicar la hipótesis de Coulomb:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin(150 - \theta)}{\sin(180 - \theta + \delta)} \right] \frac{2q}{H}$$

$$E_a = \frac{ka * \gamma_{eq} H^2}{2}$$

Empujes de tierra debido a la presencia de agua.

La presencia de agua en el trasdós de una estructura de contención es la situación menos deseable para el diseño ya que el suelo incrementa su peso específico y por ende se incrementa la presión lateral. Si el nivel del agua se mantiene constante,

debido fundamentalmente a la presencia de un nivel freático o infiltración de agua de escorrentía a la resultante del empuje de tierra, se tiene que adicionar la resultante de la fuerza del agua, lo que se traduce como incremento en las dimensiones del muro.

(Torres Belandria), indica que si el material de relleno es de baja permeabilidad, sea el caso de las arcillas, arenas finas y arenas limosas, pese a la utilización de un sistema para drenar el agua retenida por el muro, se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos anteriores, dado la baja permeabilidad del suelo, por lo que se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

La presión hidrostática actúa en dirección perpendicular a la cara interior de la pantalla, y es considerada para niveles inferiores al nivel más bajo del sistema de drenaje, lo que no quita que la cota del nivel del agua puede alcanzar la cota de la corona del muro o una intermedia, en cuyo caso las presiones son estimadas sustituyéndose el peso específico del suelo (γ), por el peso específico del suelo sumergido (γ_s), y añadiendo la presión hidrostática.

$$\gamma_s = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{agua}}$$

γ_{sat} : peso específico del suelo saturado.

γ_{agua} : peso específico del agua.

(Calavera Ruiz, 1989), presenta una tabla con densidades aproximadas de distintos suelos granulares.

Tabla 8. Densidades aproximadas de suelos granulares.

MATERIAL	DENSIDAD APARENTE γ_h (t/m ³)	DENSIDAD SUMERGIDA γ (t/m ³)
Gravas	1,60-2,00	0,96-1,28
Arenas gruesas y medias	1,68-2,08	0,96-1,28
Arenas finas y arenas limosas	1,76-2,16	0,96-1,28
Granitos y pizarras	1,60-2,08	0,96-1,28
Basaltos	1,76-2,24	1,12-1,60
Calizas y areniscas	1,28-1,92	0,64-1,28
Ladrillo partido	1,12-1,76	0,64-0,96
Cenizas volantes	0,64-0,96	0,32-0,48

Fuente: (Calavera Ruiz, 1989).

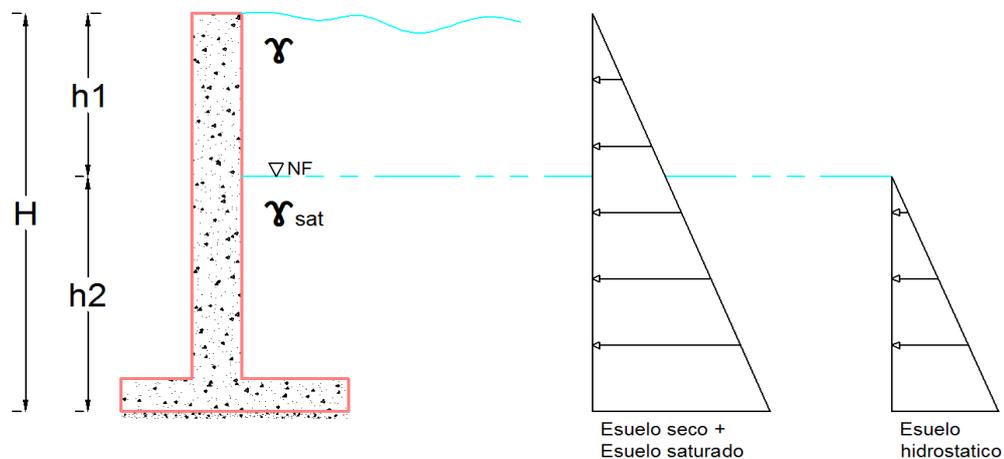
Tenemos entonces para el caso de material de relleno completamente sumergido.

$$E_a = E_{\text{suelo}} + E_{\text{agua}}$$

$$E_a = \frac{K_a \gamma_s H^2}{2} + \frac{\gamma_{\text{agua}} H^2}{2}$$

Por otro lado, para el caso de relleno parcialmente sumergido, se presenta:

Figura 27. Relleno parcialmente sumergido.



Fuente: Autores.

$$E_a = E_{\text{suelo seco}} + E_{\text{suelo saturado}} + E_{\text{agua}}$$

$$E_a = \frac{K_a \gamma_{\text{suelo seco}} h_1^2}{2} + \frac{K_a \gamma_s h_2^2}{2} + \frac{\gamma_{\text{agua}} h_2^2}{2}$$

Incremento dinámico de presión por el efecto sísmico.

Los efectos causados por los sismos se representan como empujes debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Según (Torres Belandria), el empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro, considerando un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno, de lo contrario, si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calcula con la condición de tierras en reposo.

- **Incremento dinámico del empuje de reposo.**

Para esta condición (Torres Belandria), indica que se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro (σ_{xs}), y ordenada inferior en la base del muro (σ_{xi}).

$$\sigma_{xs} = 1,5 A_0 \gamma H$$

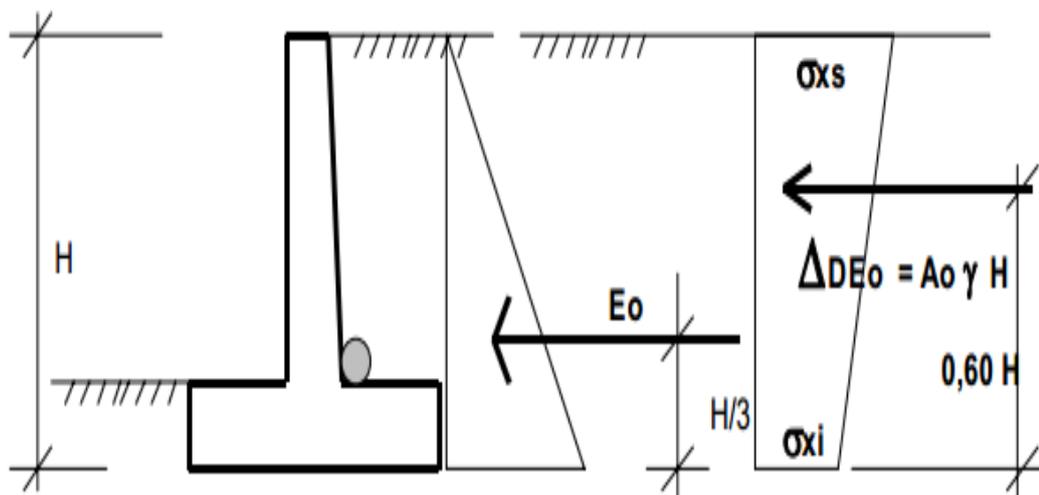
$$\sigma_{xi} = 0,5 A_0 \gamma H$$

Como se muestra en la figura 28, este incremento dinámico (ΔDE_0), se aplicará a $0.60 H$ desde la base del muro y se determina con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H$$

A_0 : es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica de cada país, para nuestra zona, considerado como alta amenaza sísmica, (Aguilar Falconí, 2003), estipula $0.3 * \text{gravedad}$.

Figura 28. Empuje de reposo + incremento dinámico del empuje de reposo.



Fuente: (Torres Belandria).

- **Incremento dinámico del empuje activo.**

El incremento dinámico de este empuje (ΔDE_a), se determina mediante la fórmula de Mononobe-Okabe, y se aplica a dos tercios de la altura medidos desde la base.

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) (K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$$

Para: $\beta < \varphi - \theta$

K_a : coeficiente de presión dinámica activa.

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

Para: $\beta > \varphi - \theta$

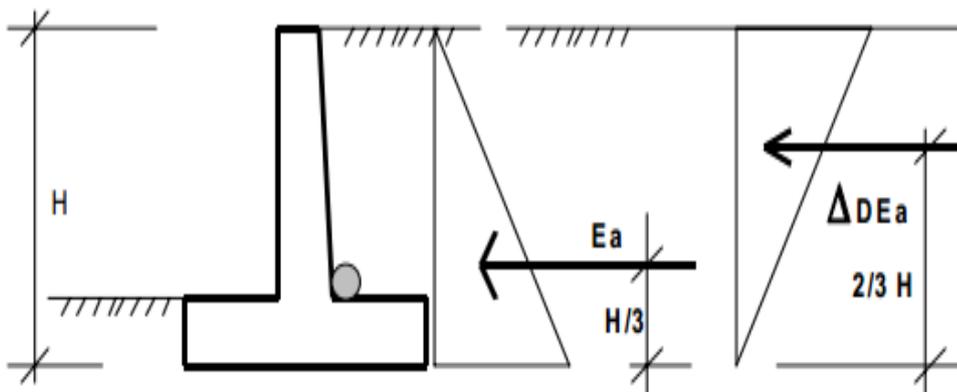
$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta * \sin^2 \psi * \sin(\psi + \delta - \theta)}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

C_{sh} : coeficiente sísmico horizontal, $C_{sh} = 0,50 * A_0$

C_{sv} : coeficiente sísmico vertical, $C_{sv} = 0,70 * C_{sh}$

Figura 29. Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.



Fuente: (Torres Belandria).

- **Incremento dinámico del empuje pasivo.**

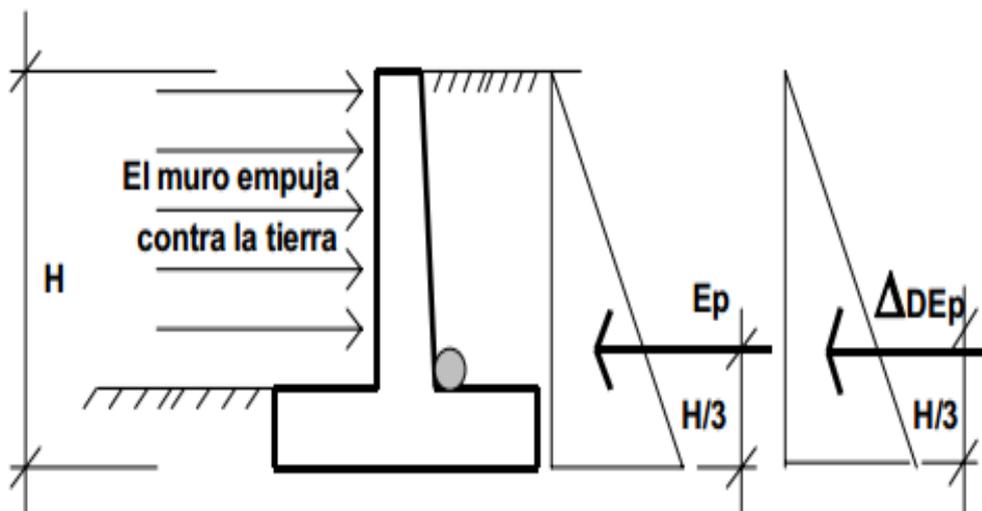
De igual manera este empuje (ΔDE_p) se incrementa cuando ocurre un sismo, aplicándose una resultante a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{ps} - K_p)(1 - C_{sv})$$

K_{ps} ; coeficiente de presión dinámica pasivo.

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

Figura 30. Empuje pasivo + incremento dinámico del empuje pasivo.



Fuente: (Torres Belandria).

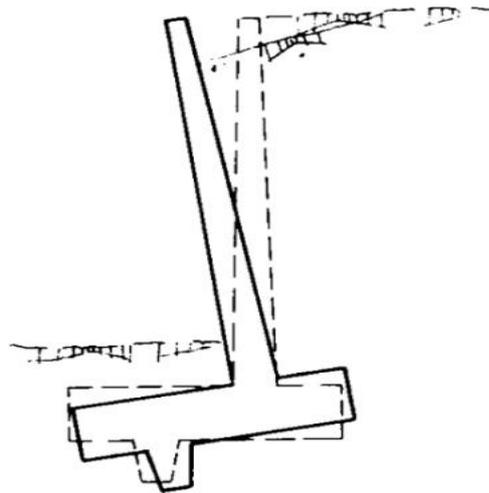
3.2.3. Formas de agotamiento

El muro puede alcanzar estados límites, de servicio o últimos como los llama (Calavera Ruiz, 1989), diferenciando cuatro situaciones a las que puede fallar el muro.

3.2.3.1. Giro excesivo del muro.

Como se aprecia en la figura 31, el muro gira en toda su estructura, se llama también volcamiento.

Figura 31. Giro excesivo del muro

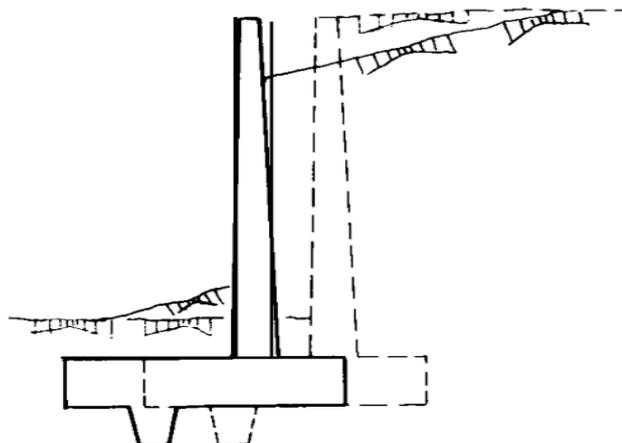


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.2. Deslizamiento del muro.

Este tipo de agotamiento como muestra la figura 32 se produce cuando el muro se desliza en el total de su estructura.

Figura 32. Deslizamiento del muro

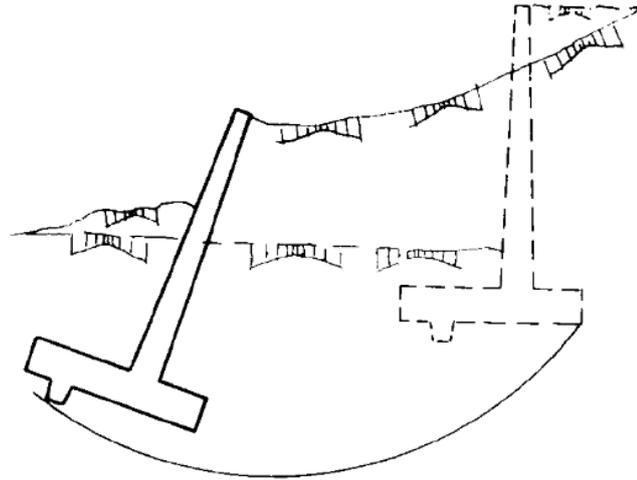


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.3. Deslizamiento profundo del muro.

Se puede presentar si bajo el plano de cimentación de la zapata existe una capa de suelo blando equivalente a uno punto cinco la altura del muro; este caso implica otro tipo de estudio.

Figura 33. Deslizamiento profundo del muro

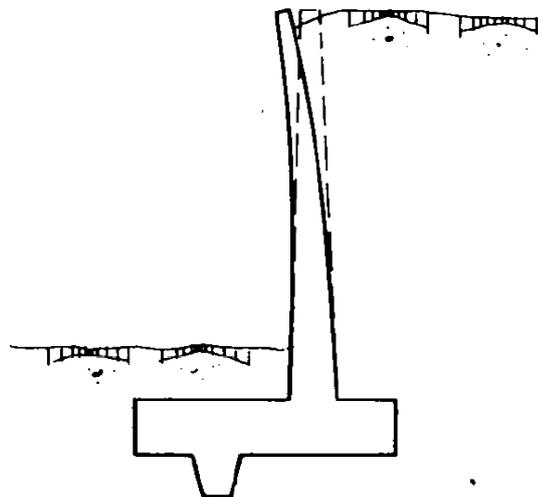


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.4. Deformación excesiva del alzado.

Es un caso no muy frecuente, se puede dar cuando el muro es muy esbelto.

Figura 34. Deformación excesiva del alzado.

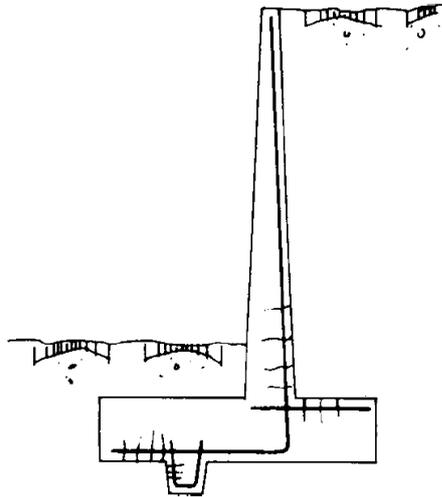


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.5. Fisuración excesiva.

Se puede dar en todas las zonas traccionadas, agravándose en el caso de ser una fisuración más pronunciada dado que está expuesta a humedad del terreno.

Figura 35. Fisuración excesiva.

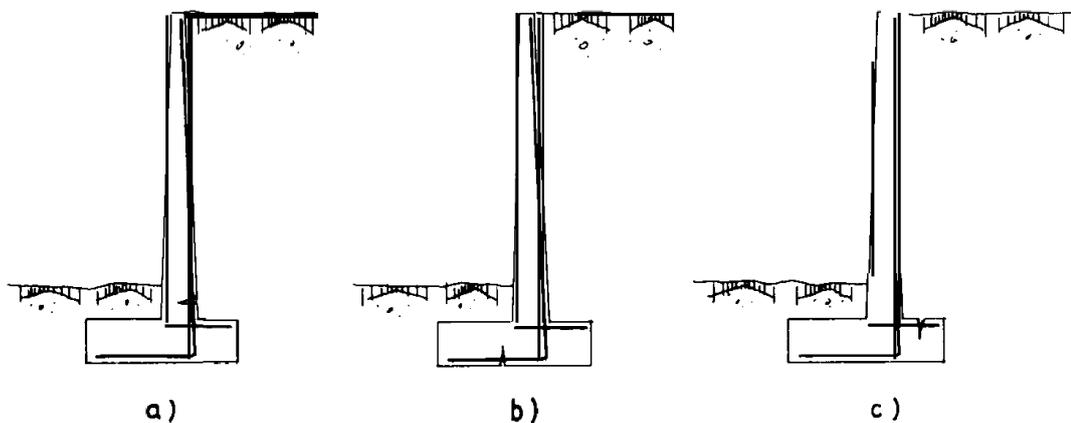


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.6. Rotura por flexión.

Puede producirse en la puntera, talón o el alzado del muro, pero las evidencias de esta falla solo se pueden apreciar en la cara de tracción que siempre esta oculta, por lo que no puede ser anticipada.

Figura 36. Rotura por flexión

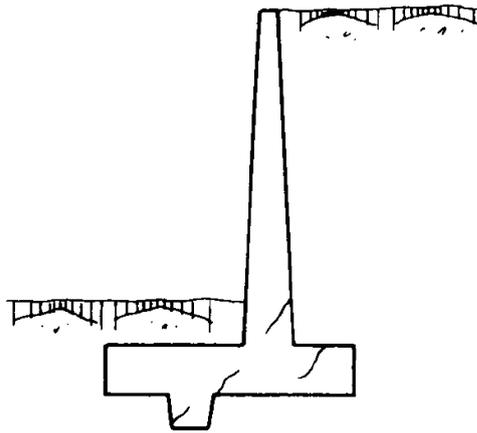


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.7. Rotura por esfuerzo cortante.

Como se indica puede ocurrir por falla a cortante, localizándose esta falla de igual manera que la falla por flexión.

Figura 37. Rotura por esfuerzo cortante

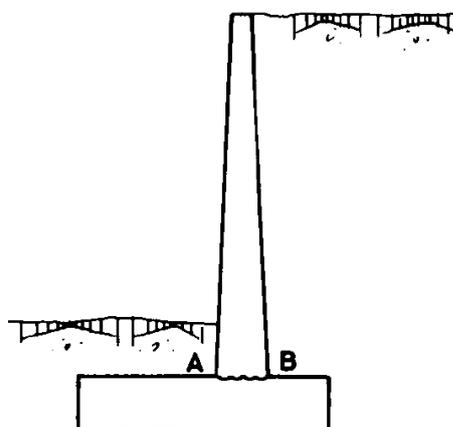


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.8. Rotura por esfuerzo rasante.

La zona más propicia para que se origine esta falla es la de arranque del alzado o pantalla donde se ubica una junta de hormigonado en zona de máximo momento flector y esfuerzo cortante.

Figura 38. Rotura por esfuerzo rasante.

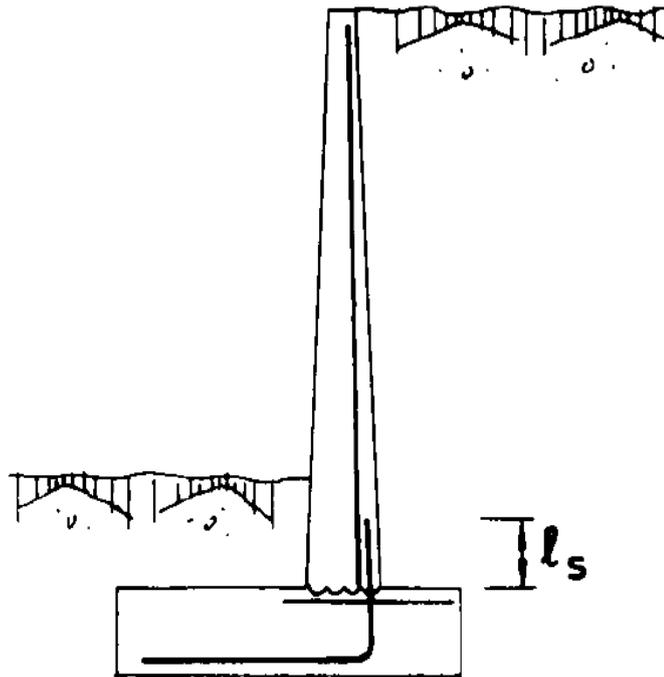


Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.3.9. Rotura por fallo de solape.

La zona expuesta a este tipo de fallas es la del arranque de la pantalla por razones constructivas, teniendo cuidado en la longitud de solape.

Figura 39. Rotura por fallo de solape.



Fuente: (Calavera Ruiz, 1989)

3.2.4. Diseño de la base o zapata.

La punta de la zapata se comporta como un volado sometido a cargas verticales donde se contrarresta el peso propio del muro y del relleno, contra la reacción del suelo produciéndose así tracción en la fibra inferior por causa de los momentos flectores causados por estas fuerzas.

Para su diseño entonces se analizan las fuerzas cortantes y momentos actuantes tanto de la punta y el talón causados por el peso propio del muro, la reacción del suelo y el peso del relleno; de estos valores se toma el mayor momento y el mayor cortante para proceder al diseño.

3.2.4.1. Factores de mayoración de cargas.

La normativa utilizada en nuestro país, ACI, NEC_SE, concuerda al estipular que para empujes de tierra estáticos y sobrecargas el factor de mayoración es 1.6 y para empujes dinámicos el factor de mayoración es 1.0, para casos donde el análisis del muro tome en cuenta el empuje del suelo y el efecto sísmico, se recomienda usar un factor de mayoración ponderado F_{cu} .

El diseño de la zapata se lo realiza a corte y a flexión siguiendo las normas y recomendaciones tanto del ACI como de la NEC_SE, para el caso de diseño a corte, la fuerza cortante y el momento flector serán multiplicados por el factor de mayoración F_{cu} , según sea el caso.

Según el capítulo 7 de (American Concrete Institute (ACI), 2005, pág. 90), recomienda recubrimientos para zapatas:

- Cuando se coloca directamente sobre el suelo: recubrimiento mínimo 7.5 cm.
- Cuando se coloca sobre un replantillo de piedra u hormigón: recubrimiento mínimo 5 cm.

3.2.4.2. Diseño de la zapata a corte

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$v_c \geq \frac{V_u}{\phi}$$

V_c : esfuerzo de cortante.

V_u : esfuerzo último.

b_w : base.

d : altura útil.

$f'c$: capacidad admisible del hormigón.

De no cumplirse esta igualdad, se debe colocar estribos para que absorba la diferencia.

3.2.4.3. Diseño a flexión de la zapata.

Por recomendación de la NEC_SE, para losas estructurales y zapatas uniformes se utiliza un esfuerzo de fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

- Para acero de contracción y temperatura, el área de acero (A_s) mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b \cdot t$$

t: espesor de la zapata.

b: base de la zapata.

- Para acero de refuerzo en secciones rectangulares:

$$A_s = n \cdot d - \sqrt{(n \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot \mu \cdot n}{\phi \cdot f_y}}$$

$$n = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b}{f_y}$$

μ : momento último

A_s : acero de refuerzo requerido.

El momento flector máximo en la punta genera acero de refuerzo en la fibra inferior, mientras que en el talón el momento flector genera acero de refuerzo en la fibra superior. Para comprobar el cortante que absorbe el hormigón se aplica:

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Y debe cumplir: $\phi V_c = V_u$

Si el cortante que resiste el concreto supera cuantiosamente al cortante producido para el caso de carga más desfavorable se concluye que la sección asumida es correcta y funciona.

3.2.4.4. Acero de contracción y temperatura.

Estos aceros al igual que el acero horizontal, ya que no son aceros estructurales serán optimizados por concepto económico, la cuantía empleada será:

$$\rho_{ct} = 0.0018.$$

3.2.5. Diseño de la pantalla.

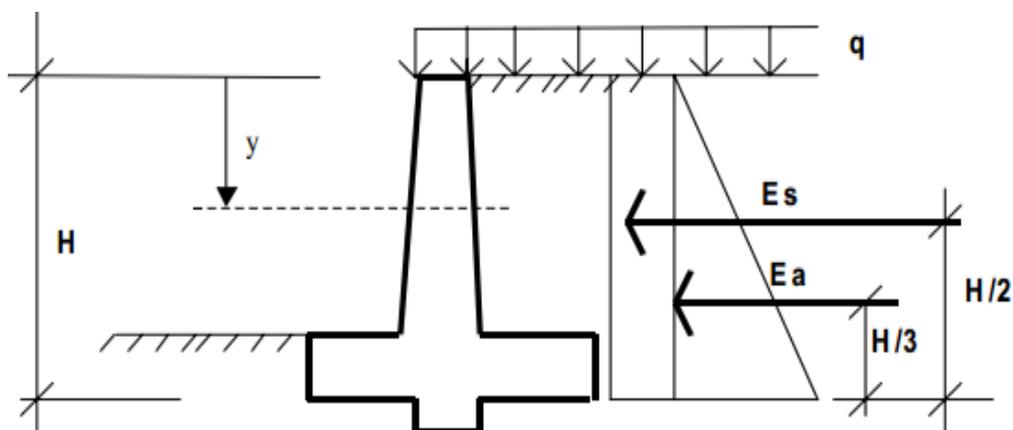
La pantalla de un muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal generada por la tierra y las sobrecargas, los momentos flectores generan tracción en la cara interior de la pantalla en contacto con el material retenido o trasdós.

El acero de refuerzo se coloca de manera proporcional a la generación de las solicitaciones de corte y de momento, por lo tanto se colocan para varias secciones en el alto de la pantalla y se recomienda tomar como altura variable “y” que va desde la corona de la pantalla hasta la base.

3.2.5.1. Caso 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular.

En la figura se puede apreciar los empujes de tierra activo y de sobrecarga que actúan sobre la pantalla, así como también la sección y donde se calculan las solicitaciones de corte y flexión.

Figura 40. Empuje de tierra con sobrecarga.



Fuente: (Torres Belandria).

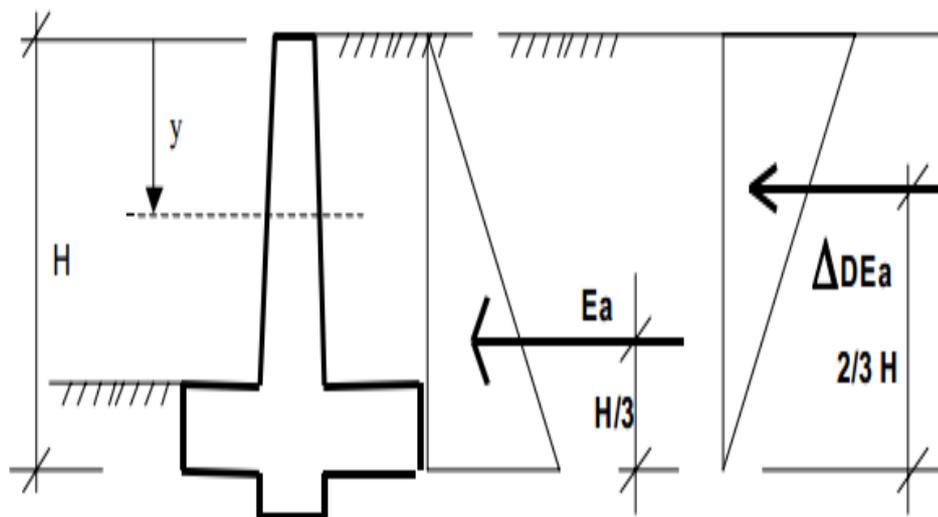
- El empuje de tierra activo E_a , se aplica a $H/3$ medido de la sección (y) arriba.
- El empuje de sobrecarga E_s , se aplica a $H/2$ medido de la sección (y) arriba.

Con estos empujes se calcula los momentos actuantes y se obtiene un momento total.

3.2.5.2. Caso 2: Empuje de tierra + sismo.

En la figura 41, se muestra el empuje de la tierra activo y el incremento dinámico del empuje activo que actúan sobre la pantalla, así como la sección (y), donde se calculan las solicitaciones de corte y flexión.

Figura 41. Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.

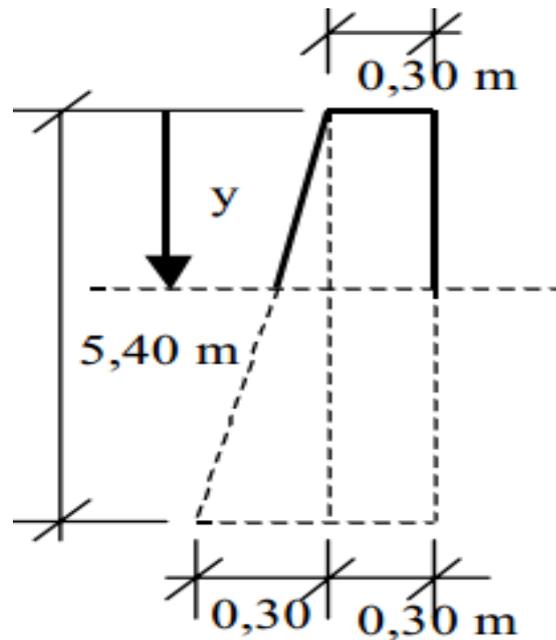


Fuente: (Torres Belandria).

El incremento dinámico del empuje activo de la tierra, se aplica a $2/3$ de H , medido desde la sección (y) arriba.

- Fuerza sísmica del peso propio: esta fuerza se determina dividiendo el peso propio de la pantalla en figuras geométricas como se muestra en la figura 42, mismas que se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal.

Figura 42. Fuerza sísmica de la pantalla.



Fuente: (Torres Belandria)

El centroide de estas fuerzas está localizado de acuerdo a la figura geométrica, si es un triángulo esta aplicada a $H/3$, mientras que si es un rectángulo esta aplicada a $H/2$.

Una vez determinado los distintos empujes se encuentra un momento total y un momento último total y un cortante último total, cada uno afectado por el factor de mayoración según sea el caso y en relación de la altura del muro aumentarán estas solicitaciones. El espesor (d) de la pantalla se determina mediante la fórmula:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.0189 * \phi * f'_c * b}}$$

Una vez determinado las solicitaciones máximas, se diseña como una viga empotrada en un extremo, haciendo las respectivas comprobaciones, tanto a corte como a flexión

3.3. Levantamiento topográfico.

El respectivo levantamiento topográfico y el diseño del proyecto para cálculo de volumen de movimiento de tierras se encuentra en el Anexos B “Levantamiento Topográfico”.

3.4. Diseño de los muros de contención

Se analizarán dos alternativas, con el fin de realizar una comparación entre estas, tomando en cuenta tanto el estudio de Mecánica de Suelos, la técnica y el factor económico que es determinante para decidir la aplicación de una u otra alternativa.

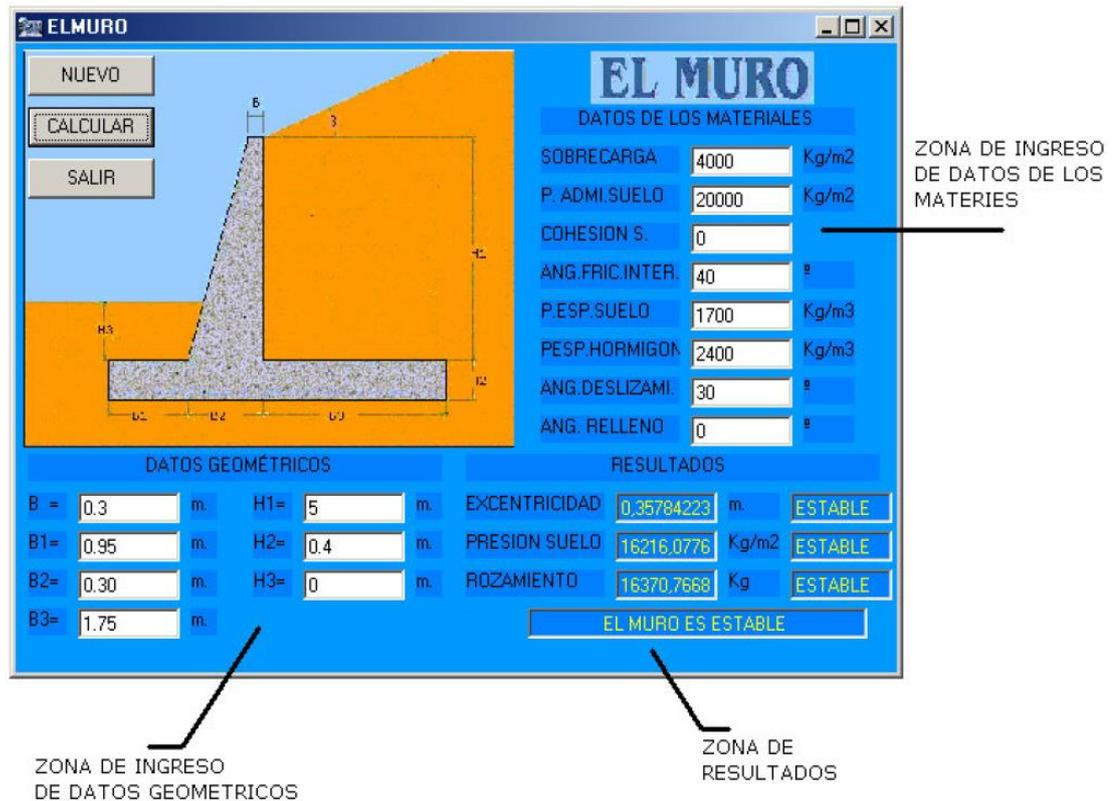
3.4.1. Alternativa 1: Muros de Hormigón Ciclópeo.

3.4.1.1. Memoria de cálculo para el diseño

El diseño de muros de hormigón ciclópeo se realizó empleando la tesis, (Astudillo Cordova, 2004) detallada como sigue:

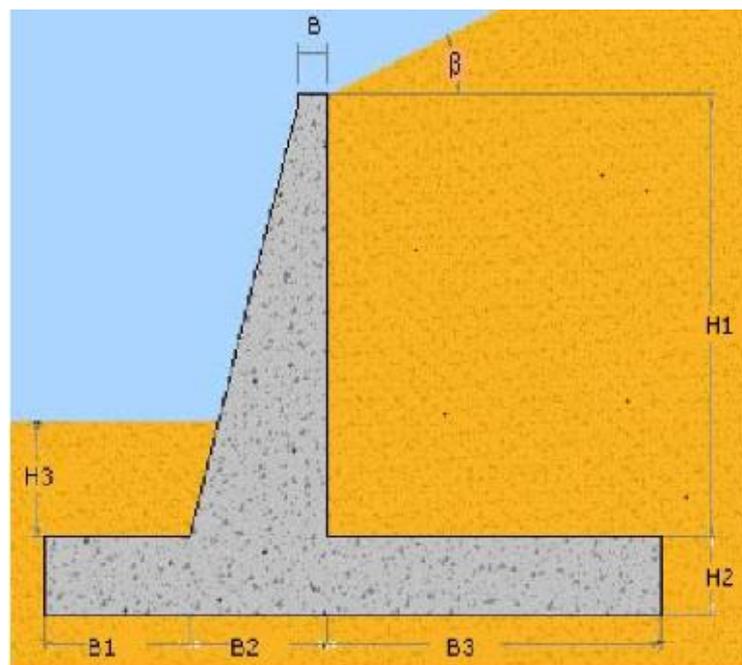
- Institución: UNIVERSIDAD DE CUENCA, FACULTAD DE INGENIERÍA, ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.
- Título del proyecto: “SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.”, (Astudillo Cordova, 2004)
- Realizado por: ÁNGEL DANIEL ASTUDILLO CÓRDOVA.
- Director: Ing. Fabián Cordero Gula.
- Año:2004
- Este software, se basa en la teoría de Coulomb explicada en el CAPITULO 3 de este proyecto de grado.

Figura 43. Pantalla de presentación del “SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN”



Fuente: (Astudillo Cordova, 2004)

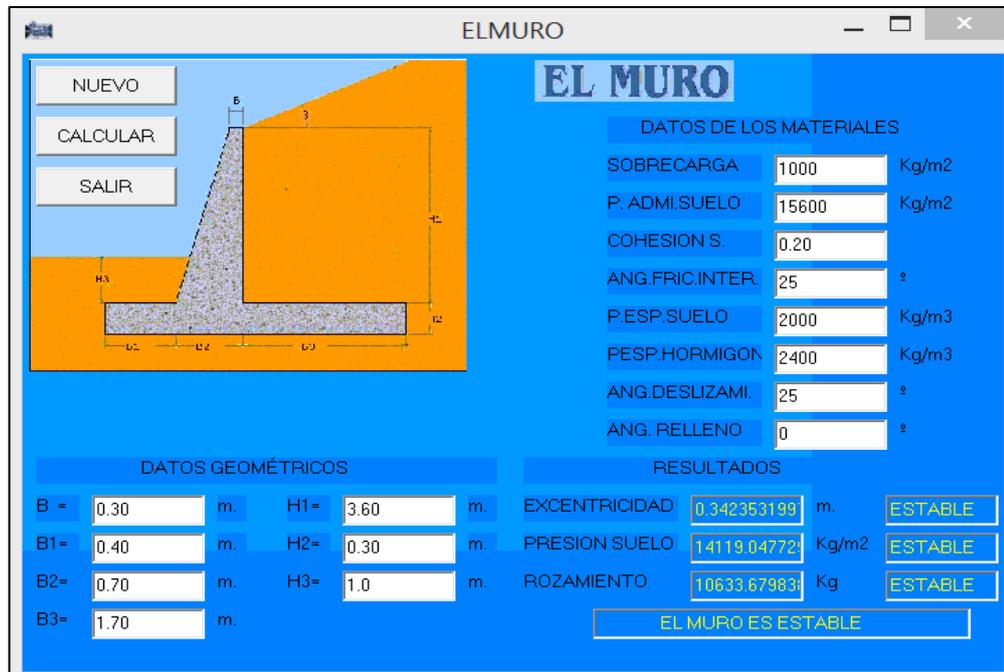
Figura 44. Detalle de dimensiones del “SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN”



Fuente: (Astudillo Cordova, 2004)

➤ **Diseño de pantalla 1 y pantalla 3**

Figura 45. Diseño de pantalla 1 y pantalla 3



Fuente: Autores

Tabla 9. Datos de materiales pantalla 1 y pantalla 3

DATOS DE MATERIALES		
Norma:	ACI 318M-11	
Sobrecarga:	1000.00	kg/m ²
q adm. Suelo:	15600.00	kg/m ²
Cohesión:	0.20	kg/m ²
Ang. Fricción Interna:	25.00	Grados
P Especifico del suelo:	2000.00	kg/m ³
P. especifico Hormigón:	2400.00	kg/m ³
Ang. Deslizamiento:	25.00	Grados
Ang. Relleno:	0.00	Grados

Fuente: Autores

Tabla 10. Dimensiones generales pantalla 1 y pantalla 3

DIMENSIONES GENERALES: Pantalla 1-Pantalla 3		
Longitud:	6.00	m
Altura pantalla:	3.60	m
Corona:	0.30	m
Base:	2.80	m
Puntera:	0.40	m
Talón:	1.70	m
Altura de zapata:	0.30	m
H. material filtrante:	2.30	m

Fuente: Autores

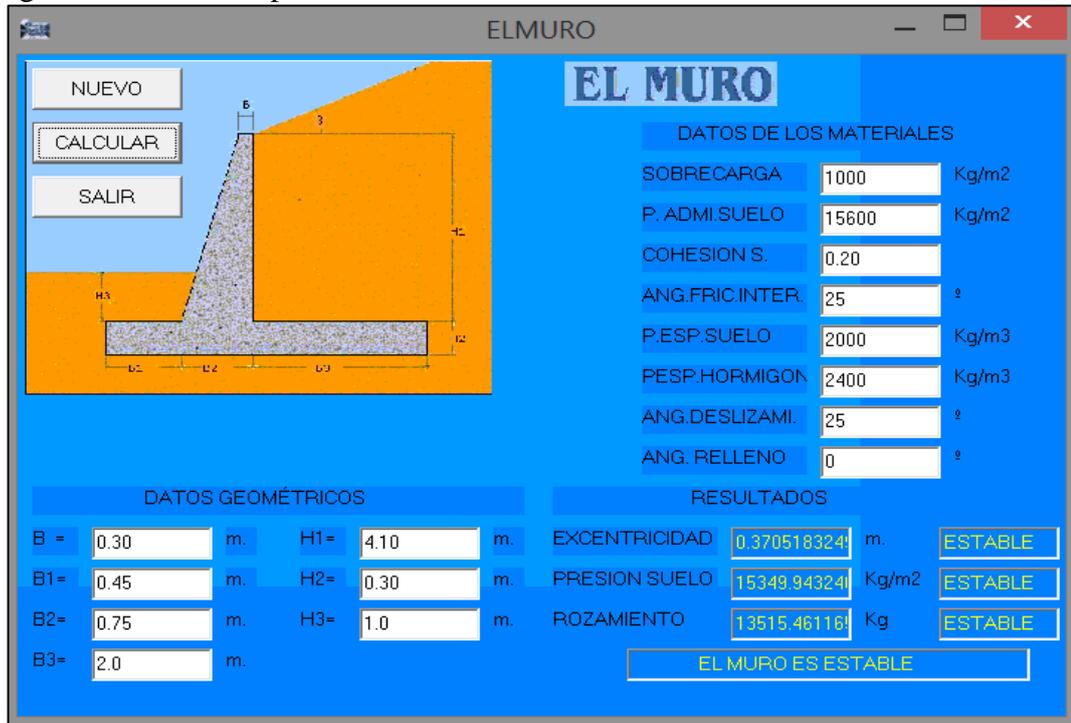
Tabla 11. Volumen de obra pantalla 1 y pantalla 3

VOLUMEN DE OBRA: PANTALLA 1 - PANTALLA 3			
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL
Excavación	m ³	25.20	50.40
Material de mejoramiento (para conformación de rasante)	m ³	25.20	50.40
Geotextil no tejido GLP135	ml	4.50	9.00
Material filtrante	m ³	20.40	40.80
Replanteo	m ³	0.00	0.00
Hormigón ciclópeo	m ³	15.84	31.68

Fuente: Autores

➤ **Diseño de pantalla 2**

Figura 46. Diseño de pantalla 2



Fuente: Autores

Tabla 12. Datos de materiales pantalla 2

DATOS DE MATERIALES		
Norma:	ACI 318M-11	
Sobrecarga:	1000.00	kg/m ²
P adm. Suelo:	15600.00	kg/m ²
Cohesión:	0.20	kg/m ²
Ang. Fricción Interna:	25.00	Grados
P Especifico del suelo:	2000.00	kg/m ³
P. especifico Hormigón:	2400.00	kg/m ³
Ang. Deslizamiento:	25.00	Grados
Ang. Relleno:	0.00	Grados

Fuente: Autores

Tabla 13. Dimensiones generales pantalla 2

DIMENSIONES GENERALES: Pantalla 2		
Longitud:	6.00	m
Altura pantalla:	4.10	m
Corona:	0.30	m
Base:	3.20	m
Puntera:	0.45	m
Talón:	2.00	m
Altura de zapata:	0.30	m
H. material filtrante:	2.30	m

Fuente: Autores

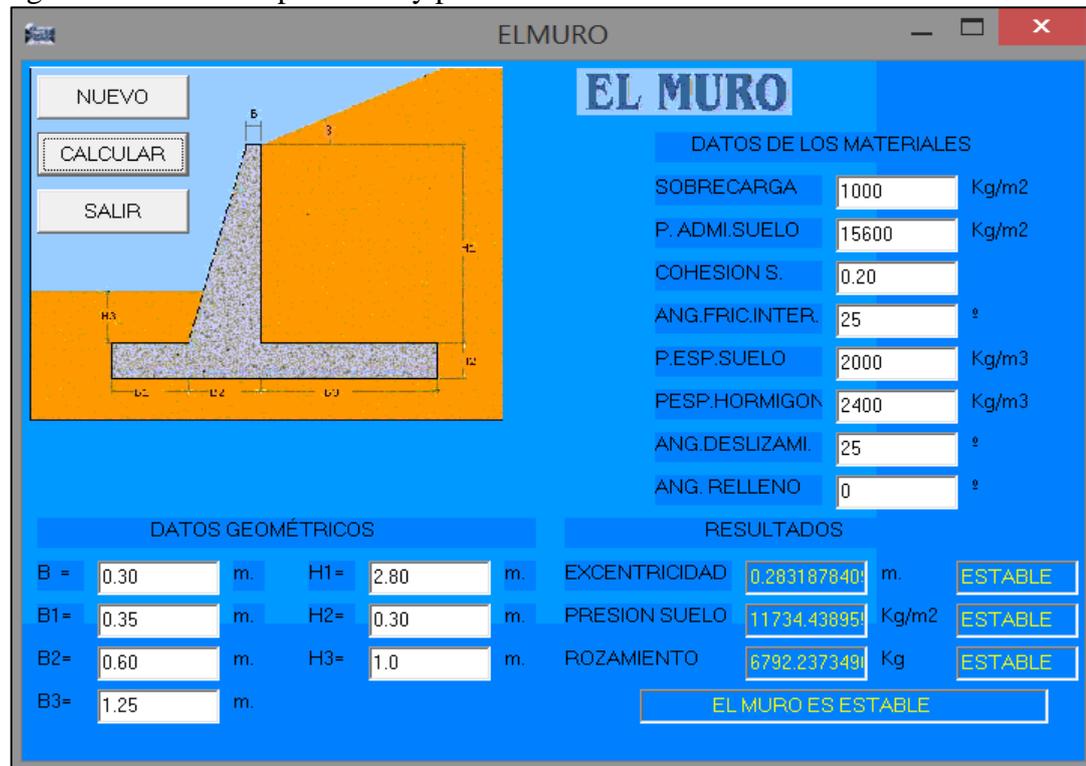
Tabla 14. Volumen de obra pantalla 2

VOLUMEN DE OBRA: PANTALLA 2			
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL
Excavación	m ³	28.80	28.80
Material de mejoramiento (para conformación de rasante)	m ³	28.80	28.80
Geotextil no tejido GLP135	ml	4.80	4.80
Material filtrante	m ³	24.00	24.00
Replanteo	m ³	0.00	0.00
Hormigón ciclópeo	m ³	18.66	18.66

Fuente: Autores

➤ **Diseño de pantalla 4 y pantalla 5**

Figura 47. Diseño de pantalla 4 y pantalla 5



Fuente: Autores

Tabla 15. Datos de materiales pantalla 4 y pantalla 5

DATOS DE MATERIALES		
Norma:	ACI 318M-11	
Sobrecarga:	1000.00	kg/m ²
P adm. Suelo:	15600.00	kg/m ²
Cohesión:	0.20	kg/m ²
Ang. Fricción Interna:	25.00	Grados
P Especifico del suelo:	2000.00	kg/m ³
P. especifico Hormigón:	2400.00	kg/m ³
Ang. Deslizamiento:	25.00	Grados
Ang. Relleno:	0.00	Grados

Fuente: Autores

Tabla 16. Dimensiones generales pantalla 4 y pantalla5

DIMENSIONES GENERALES: Pantalla 4- Pantalla5.		
Longitud pantalla 4:	5.10	m
Longitud pantalla 5:	1.50	m
Altura pantalla:	2.80	m
Corona:	0.30	m
Base:	2.20	m
Puntera:	0.35	m
Talón:	1.25	m
Altura de zapata:	0.30	m
H. material filtrante:	2.30	m

Fuente: Autores

Tabla 17. Volumen de obra pantalla 4 y pantalla5

VOLUMEN DE OBRA: PANTALLA 4 -5			
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL
Excavación	m ³	21.78	21.78
Material de mejoramiento (para conformación de rasante)	m ³	21.78	21.78
Geotextil no tejido GLP135	ml	4.05	4.05
Material filtrante	m ³	16.50	16.50
Replanteo	m ³	0.00	0.00
Hormigón ciclópeo	m ³	12.67	12.67

Fuente: Autores

Resumen de cantidades de alternativa 1: Muros de hormigón ciclópeo (pantalla 1 - pantalla 2 - pantalla 3 – pantalla 4 – pantalla 5)

Tabla 18. Resumen de cantidades alternativa 1 (muro de hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 1: Hormigón Ciclópeo		
H de relleno para conformación de rasante:	1.5	m
Factor de esponjamiento:	1.3	
H material filtrante:	2	m
VOLUMEN DE OBRA ALTERNATIVA 1		
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD TOTAL
Limpieza y desbroce manual del terreno	m ²	69.43
Excavación	m ³	247.42
Material de mejoramiento (relleno y conf. rasante)	m ³	134.04
Geotextil no tejido GLP135	ml	17.85
Tubería perforada 200mm	ml	26.00
Encofrado metálico	m ²	55.00
Material filtrante	m ³	81.30
Replanteo	m ³	0.00
Hormigón ciclópeo	m ³	63.01
Hormigón 240	m ³	0.00
Acero de refuerzo (inc. desperdicios)	kg	0.00

Fuente: Autores

3.4.2. Alternativa 2: Muro Mixto: Hormigón Armado + Hormigón Ciclópeo.

3.4.2.1. Memoria de cálculo para el diseño.

El diseño de muros de hormigón armado se realizó empleando el software CYPECAD, con la asesoría del Ing. José Vásquez, docente de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay

➤ Diseño de pantalla 1 y pantalla 3 (Hormigón armado).

1.- Norma y materiales

- Norma: ACI 318M-11 (USA)
- Hormigón: $f'_c=240$
- Acero de barras: Grado 60 (Latinoamérica)
- Recubrimiento en el intradós del muro: 3.5 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 7.5 cm
- Recubrimiento superior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento inferior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento lateral de la fundación: 7.5 cm
- Tamaño máximo del agregado: 30 mm

2.- Acciones

- Empuje en el intradós: Pasivo
- Empuje en el trasdós: Activo

3.- Datos generales

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Intradós
- Longitud del muro en planta: 6.00 m
- Sin juntas de retracción
- Tipo de fundación: Zapata corrida

4.- Descripción del terreno

- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
- Cota empuje pasivo: 1.00 m
- Tensión admisible: 1.56 kg/cm²
- Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

Estratos

Tabla 19. Datos del material del relleno

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - RELLENO	0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 25.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.41 Pasivo intradós: 2.46

Fuente: software CYPECAD.

Relleno en intradós

Tabla 20. Datos del material del relleno en el trasdós.

Referencias	Descripción	Coefficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.80 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 17.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.55 Pasivo intradós: 1.83

Fuente: software CYPECAD.

5.- Geometría

Muro

Tabla 21. Dimensiones de la pantalla del muro

Altura: 3.60 m Espesor superior: 30.0 cm Espesor inferior: 30.0 cm
--

Fuente: software CYPECAD.

Zapata corrida

Tabla 22. Dimensiones de la zapata del muro

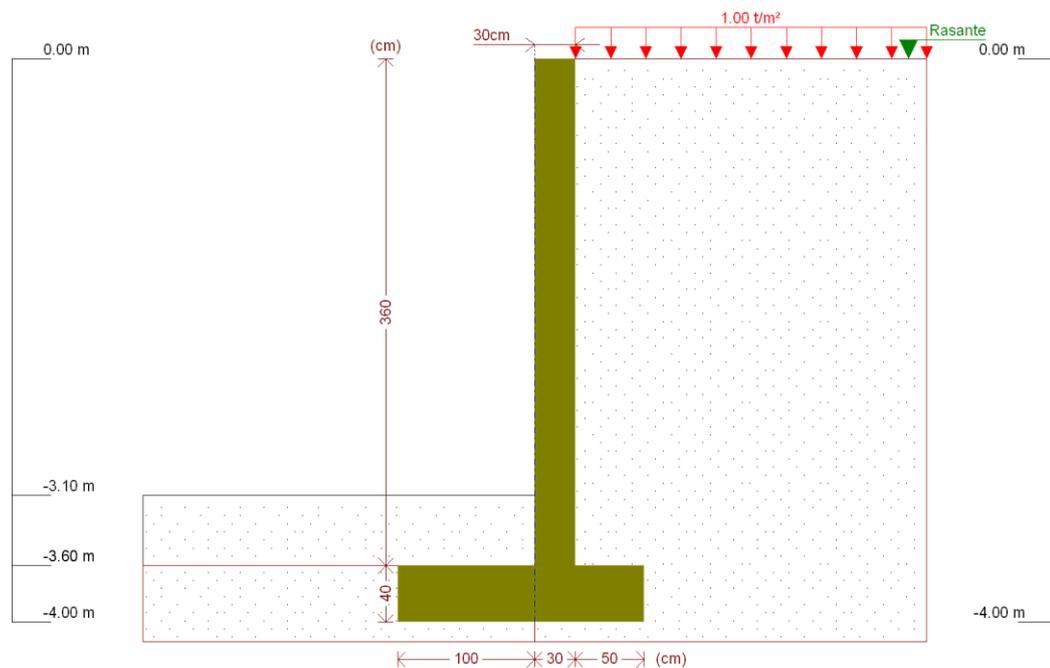
Con puntera y talón Altura: 40 cm Vuelos intradós / trasdós: 100.0 / 50.0 cm Hormigón de limpieza: 10 cm

Fuente: software CYPECAD.

6.- Esquema de las fases

Fase 1: fase

Figura 48. Fase 1 de la pantalla 1 y pantalla 3 (Hormigón armado)



Fuente: software CYPECAD.

7.- Cargas

Cargas en el trasdós

Tabla 23. Cargas en el trasdós

Cargas en el trasdós

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 1 t/m ²	Fase	Fase

Fuente: software CYPECAD.

8.- Resultados de las fases

Esfuerzos sin mayorar.

Fase 1: fase

Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

Tabla 24. Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.35	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.71	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.07	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.43	1.07	0.05	0.01	0.29	0.00
-1.79	1.34	0.21	0.05	0.58	0.00
-2.15	1.61	0.47	0.17	0.87	0.00
-2.51	1.88	0.84	0.40	1.17	0.00
-2.87	2.15	1.31	0.78	1.46	0.00
-3.23	2.42	1.89	1.35	1.75	0.00
-3.59	2.69	2.57	2.15	2.04	0.00
Máximos	2.70 Cota: -3.60 m	2.59 Cota: -3.60 m	2.18 Cota: -3.60 m	2.05 Cota: -3.60 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Fuente: software CYPECAD.

Carga permanente y empuje de tierras

Tabla 25. Carga permanente y empuje de tierras

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m²)	Presión hidrostática (t/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.35	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.71	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.07	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.43	1.07	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.79	1.34	0.02	0.00	0.17	0.00
-2.15	1.61	0.13	0.03	0.47	0.00
-2.51	1.88	0.36	0.11	0.76	0.00
-2.87	2.15	0.68	0.29	1.05	0.00
-3.23	2.42	1.11	0.61	1.34	0.00
-3.59	2.69	1.65	1.11	1.64	0.00
Máximos	2.70 Cota: -3.60 m	1.66 Cota: -3.60 m	1.12 Cota: -3.60 m	1.65 Cota: -3.60 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Fuente: software CYPECAD.

9.- Combinaciones

Hipótesis

Tabla 26. Hipótesis calculo.

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

Fuente: software CYPECAD.

Combinaciones para estados límite últimos

Tabla 27. Combinaciones para estados límite últimos

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	0.90	0.90	
2	1.40	0.90	
3	0.90	1.70	
4	1.40	1.70	
5	0.90	0.90	1.70
6	1.40	0.90	1.70
7	0.90	1.70	1.70
8	1.40	1.70	1.70

Fuente: software CYPECAD.

Combinaciones para estados límite de servicio

Tabla 28. Combinaciones para estados límite de servicio

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Fuente: software CYPECAD.

10.- Descripción del armado

Tabla 29. Descripción del armado

CORONACIÓN				
Armado superior: 2Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 20 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30	Ø10c/25	Ø16c/15	Ø10c/25
	Empalme: 0.3 m		Empalme: 1.1 m	
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/25	Ø12c/25		
		Patilla Intradós / Trasdós: - / 20 cm		
Inferior	Ø12c/25	Ø12c/25		
		Patilla intradós / trasdós: - / 20 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: software CYPECAD.

11.- Comprobaciones geométricas y de resistencia

Tabla 30. Comprobaciones geométricas y de resistencia – muro – pantalla

Referencia: Muro: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 55.85 t/m Calculado: 4.4 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2	Mínimo: 19 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 24 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica horizontal: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-3.60 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
- Intradós (-3.60 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)	Calculado: 0.00104	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00089	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00017	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.60 m): Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.00446	Cumple

Referencia: Muro: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.60 m): Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1	Mínimo: 0.00339 Calculado: 0.00446	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.60 m): Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.00087	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1	Máximo: 0.06 Calculado: 0.00534	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 11.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		Cumple
Comprobación a cortante: Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2	Máximo: 13.75 t/m Calculado: 3.67 t/m	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4	Máximo: 2.8 t/cm ² Calculado: 0.810463 t/cm ²	Cumple

Referencia: Muro: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de empalme: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.84 m Calculado: 1.1 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Trasdós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.2 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.60 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.60 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.60 m, Md: 3.70 t·m/m, Nd: 2.43 t/m, Vd: 4.40 t/m, Tensión máxima del acero: 1.929 t/cm ²		
- Sección crítica a cortante: Cota: -3.39 m		

Fuente: software CYPECAD.

Tabla 31. Comprobaciones geométricas y de resistencia – zapata corrida – pantalla.

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.4	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.63	Cumple
Altura mínima: - Zapata: Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7	Mínimo: 15 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario.		
- Tensión media:	Máximo: 1.56 kg/cm ² Calculado: 0.499 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 1.95 kg/cm ² Calculado: 0.634 kg/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes	Calculado: 4.52 cm ² /m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 1.1 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 2.89 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1	Máximo: 20.49 t/m	
- Trasdós:	Calculado: 1.73 t/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 4.27 t/m	Cumple
Longitud de anclaje: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 30.1 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 30.1 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Criterio de CYPE Ingenieros.	Mínimo: #3	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00113	Cumple

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00113	Cumple
Cuantía mecánica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5	Calculado: 0.00113	
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00096	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00036	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 1.22 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 3.17 t·m/m		

Fuente: software CYPECAD.

12.- Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

Tabla 32. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): PANTALLA 1-3		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.27 m ; 0.70 m) - Radio: 5.25 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.113	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: software CYPECAD.

13.- Cómputo

Tabla 33. Computo

Referencia: Muro	Nombre de armado	Grado 60			Total
		Ø10	Ø12	Ø16	
Armado base transversal	Longitud (m)	21x3.72			78.12
	Peso (kg)	21x2.29			48.14
Armado longitudinal	Longitud (m)	15x5.85			87.75
	Peso (kg)	15x3.60			54.07
Armado base transversal	Longitud (m)			40x3.67	146.80
	Peso (kg)			40x5.79	231.74
Armado longitudinal	Longitud (m)	15x5.85			87.75
	Peso (kg)	15x3.60			54.07
Armado viga coronación	Longitud (m)		2x5.85		11.70
	Peso (kg)		2x5.19		10.39
Armado inferior - Transversal	Longitud (m)		25x1.84		46.00
	Peso (kg)		25x1.63		40.84
Armado inferior - Longitudinal	Longitud (m)		8x5.85		46.80
	Peso (kg)		8x5.19		41.55
Armado superior - Transversal	Longitud (m)		25x1.84		46.00
	Peso (kg)		25x1.63		40.84
Armado superior - Longitudinal	Longitud (m)		8x5.85		46.80
	Peso (kg)		8x5.19		41.55
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	21x0.90			18.90
	Peso (kg)	21x0.55			11.65
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			40x1.69	67.60
	Peso (kg)			40x2.67	106.72
Totales	Longitud (m)	272.52	197.30	214.40	
	Peso (kg)	167.93	175.17	338.46	681.56
Total con desperdicios (10.00%)	Longitud (m)	299.77	217.03	235.84	
	Peso (kg)	184.72	192.69	372.31	749.72

Fuente: software CYPECAD.

Tabla 34. Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)				Hormigón (m ³)	
	Ø10	Ø12	Ø16	Total	f'c=240	Limpieza
Referencia: Muro	184.72	192.69	372.31	749.72	10.80	1.08
Totales	184.72	192.69	372.31	749.72	10.80	1.08

Fuente: software CYPECAD.

➤ **Diseño de pantalla 2 (Hormigón armado).**

1.- Norma y materiales

- Norma: ACI 318M-11 (USA)
- Hormigón: $f'_c=240$
- Acero de barras: Grado 60 (Latinoamérica)
- Recubrimiento en el intradós del muro: 3.5 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 7.5 cm
- Recubrimiento superior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento inferior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento lateral de la fundación: 7.5 cm
- Tamaño máximo del agregado: 30 mm

2.- Acciones

- Empuje en el intradós: Pasivo
- Empuje en el trasdós: Activo

3.- Datos generales

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Intradós
- Longitud del muro en planta: 6.00 m
- Sin juntas de retracción
- Tipo de fundación: Zapata corrida

4.- Descripción del terreno

- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %

- Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
- Cota empuje pasivo: 1.00 m
- Tensión admisible: 1.56 kg/cm²
- Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

Estratos

Tabla 35. Datos del material del relleno

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 RELLENO	-0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 25.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.41 Pasivo intradós: 2.46

Fuente: software CYPECAD.

Relleno en intradós

Tabla 36. Datos del material del relleno en el trasdós.

Referencias	Descripción	Coefficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.80 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 17.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.55 Pasivo intradós: 1.83

Fuente: software CYPECAD.

5.- Geometría

Tramos del muro

Tabla 37. Dimensiones de la pantalla del muro

Cota de la coronación	Descripción
0.00 m	Altura: 1.50 m Espesor superior: 25.0 cm Espesor inferior: 25.0 cm
-1.50 m	Altura: 2.60 m Espesor superior: 35.0 cm Espesor inferior: 35.0 cm
Altura total: 4.10 m	

Fuente: software CYPECAD.

Zapata corrida

Tabla 38. Dimensiones de la zapata del muro

Con puntera y talón Altura: 45 cm Vuelos intradós / trasdós: 120.0 / 60.0 cm Hormigón de limpieza: 10 cm

Fuente: software CYPECAD.

8.- Resultados de las fases

Esfuerzos sin mayorar.

Fase 1: fase

Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

Tabla 40. Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m²)	Presión hidrostática (t/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.40	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.81	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.22	0.76	0.01	0.00	0.12	0.00
-1.61	1.43	0.12	0.02	0.43	0.00
-2.02	1.79	0.36	0.11	0.77	0.00
-2.43	2.15	0.75	0.34	1.10	0.00
-2.85	2.51	1.27	0.75	1.44	0.00
-3.26	2.87	1.93	1.40	1.77	0.00
-3.67	3.23	2.73	2.36	2.11	0.00
-4.08	3.59	3.67	3.67	2.44	0.00
Máximos	3.61	3.71	3.74	2.46	0.00
	Cota: -4.10 m	Cota: -4.10 m	Cota: -4.10 m	Cota: -4.10 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

Fuente: software CYPECAD

Carga permanente y empuje de tierras

Tabla 41. Carga permanente y empuje de tierras.

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m²)	Presión hidrostática (t/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.40	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.81	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.22	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.61	1.33	0.00	0.01	0.03	0.00
-2.02	1.69	0.08	0.02	0.36	0.00
-2.43	2.05	0.30	0.10	0.70	0.00
-2.85	2.41	0.66	0.29	1.03	0.00
-3.26	2.77	1.15	0.65	1.37	0.00
-3.67	3.13	1.78	1.25	1.70	0.00
-4.08	3.49	2.55	2.14	2.03	0.00
Máximos	3.51 Cota: -4.10 m	2.59 Cota: -4.10 m	2.19 Cota: -4.10 m	2.05 Cota: -4.10 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Fuente: software CYPECAD.

9.- Combinaciones

Hipótesis

Tabla 42. Hipótesis calculo.

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

Fuente: software CYPECAD.

Combinaciones para estados límite últimos

Tabla 43. Combinaciones para estados límite últimos

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	0.90	0.90	
2	1.40	0.90	
3	0.90	1.70	
4	1.40	1.70	
5	0.90	0.90	1.70
6	1.40	0.90	1.70
7	0.90	1.70	1.70
8	1.40	1.70	1.70

Fuente: software CYPECAD

Combinaciones para estados límite de servicio

Tabla 44. Combinaciones para estados límite de servicio

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Fuente: software CYPECAD

10.- Descripción del armado

Tabla 45. Descripción del armado

CORONACIÓN				
Armado superior: 2Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 15 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30	Ø10c/20	Ø14c/15	Ø10c/20
	Empalme: 0.3 m		Empalme: 0.85 m	
2	Ø10c/30	Ø12c/30	Ø18c/15	Ø12c/30
	Empalme: 0.3 m		Empalme: 1.1 m	
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/25	Ø12c/25		
		Patilla Intradós / Trasdós: - / 20 cm		
Inferior	Ø12c/25	Ø12c/20		
		Patilla intradós / trasdós: - / 20 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: software CYPECAD

11.- Comprobaciones geométricas y de resistencia

Tabla 46. Comprobaciones geométricas y de resistencia muro - pantalla

Referencia: Muro: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tramo 1:	Máximo: 40.66 t/m Calculado: 0.12 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 72.7 t/m Calculado: 6.31 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2	Mínimo: 19 cm	
- Tramo 1:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 35 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 19 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 19 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 28.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple

Referencia: Muro: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima geométrica horizontal: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3	Mínimo: 0.001	
- Tramo 1:		
- Trasdós (-1.50 m):	Calculado: 0.00157	Cumple
- Intradós (-1.50 m):	Calculado: 0.00157	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-4.10 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
- Intradós (-4.10 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)		
- Tramo 1:	Calculado: 0.00157	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00082	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.00107	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00096	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00014	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2		
- Tramo 1. Trasdós (-1.50 m):	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.0041	Cumple
- Tramo 2. Trasdós (-4.10 m):	Mínimo: 0.00075 Calculado: 0.00484	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1	Mínimo: 0.00339	
- Tramo 1. Trasdós (-1.50 m):	Calculado: 0.0041	Cumple

Referencia: Muro: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2. Trasdós (-4.10 m):	Calculado: 0.00484	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2	Mínimo: 0.0006	
- Tramo 1. Intradós (-1.50 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
- Tramo 2. Intradós (-4.10 m):	Calculado: 0.00074	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1	Máximo: 0.06	
- Tramo 1. (0.00 m):	Calculado: 0.00515	Cumple
- Tramo 2. (-1.50 m):	Calculado: 0.00559	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 12.2 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 11.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Tramo 1:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		

Referencia: Muro: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
Comprobación a cortante: Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2		
- Tramo 1:	Máximo: 10.61 t/m Calculado: 0.04 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 16.88 t/m Calculado: 5.25 t/m	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4	Máximo: 2.8 t/cm ²	
- Tramo 1:	Calculado: 0 t/cm ²	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.957715 t/cm ²	Cumple
Longitud de empalme: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1		
- Tramo 1:		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.73 m Calculado: 0.85 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple
- Tramo 2:		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.94 m Calculado: 1.1 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple

Referencia: Muro: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 15 cm	
- Trasdós:	Mínimo: 11 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.2 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -1.50 m		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -1.50 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -1.50 m, Md: 0.02 t·m/m, Nd: 1.31 t/m, Vd: 0.12 t/m, Tensión máxima del acero: 0.000 t/cm ²		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -1.34 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -4.10 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -4.10 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -4.10 m, Md: 6.33 t·m/m, Nd: 3.57 t/m, Vd: 6.31 t/m, Tensión máxima del acero: 2.127 t/cm ²		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -3.84 m		

Fuente: software CYPECAD

Tabla 47. Comprobaciones geométricas y de resistencia zapata - pantalla

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.24	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.54	Cumple
Altura mínima: - Zapata: Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7	Mínimo: 15 cm Calculado: 45 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario.		
- Tensión media:	Máximo: 1.56 kg/cm ² Calculado: 0.587 kg/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 1.95 kg/cm ² Calculado: 0.694 kg/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 1.53 cm ² /m Calculado: 4.52 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 5.65 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 4.52 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 4.19 cm ² /m Calculado: 5.65 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1	Máximo: 23.64 t/m	
- Trasdós:	Calculado: 2.53 t/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 6.13 t/m	Cumple
Longitud de anclaje: Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 35.1 cm	Cumple

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
- Arranque intradós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 35.1 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Criterio de CYPE Ingenieros.	Mínimo: #3	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1	Mínimo: 4 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Cumple

Referencia: Zapata corrida: PANTALLA 2		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mecánica mínima: Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00124 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00045 Calculado: 0.001	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 1.98 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 5.38 t·m/m		

Fuente: software CYPECAD

12.- comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

Tabla 48. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): PANTALLA 2.		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.28 m ; 0.20 m) - Radio: 5.26 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.935	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: software CYPECAD

13.- Cómputo

Tabla 49. Computo.

Referencia: Muro		Grado 60				Total
		Ø10	Ø12	Ø14	Ø18	
Armado longitudinal	Longitud (m)		10x5.85			58.50
	Peso (kg)		10x5.19			51.94
Armado base transversal	Longitud (m)				40x3.02	120.80
	Peso (kg)				40x6.03	241.34
Armado longitudinal	Longitud (m)		10x5.85			58.50
	Peso (kg)		10x5.19			51.94
Armado base transversal	Longitud (m)	21x1.57				32.97
	Peso (kg)	21x0.97				20.32
Armado longitudinal	Longitud (m)	8x5.85				46.80
	Peso (kg)	8x3.60				28.84
Armado base transversal	Longitud (m)			40x1.57		62.80
	Peso (kg)			40x1.90		75.87
Armado longitudinal	Longitud (m)	8x5.85				46.80
	Peso (kg)	8x3.60				28.84
Armado viga coronación	Longitud (m)		2x5.85			11.70
	Peso (kg)		2x5.19			10.39
Armado inferior - Transversal	Longitud (m)		31x2.19			67.89
	Peso (kg)		31x1.94			60.28
Armado inferior - Longitudinal	Longitud (m)		9x5.85			52.65
	Peso (kg)		9x5.19			46.74
Armado superior - Transversal	Longitud (m)		25x2.19			54.75
	Peso (kg)		25x1.94			48.61
Armado superior - Longitudinal	Longitud (m)		9x5.85			52.65
	Peso (kg)		9x5.19			46.74
Armado base transversal	Longitud (m)	21x2.90				60.90
	Peso (kg)	21x1.79				37.53
Arranques	Longitud (m)			40x1.46		58.40
	Peso (kg)			40x1.76		70.55
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	21x0.95				19.95
	Peso (kg)	21x0.59				12.29
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)				40x1.74	69.60
	Peso (kg)				40x3.48	139.05
Totales	Longitud (m)	207.42	356.64	121.20	190.40	
	Peso (kg)	127.82	316.64	146.42	380.39	971.27
Total con desperdicios (10.00%)	Longitud (m)	228.16	392.30	133.32	209.44	
	Peso (kg)	140.60	348.31	161.06	418.43	1068.40

Fuente: software CYPECAD

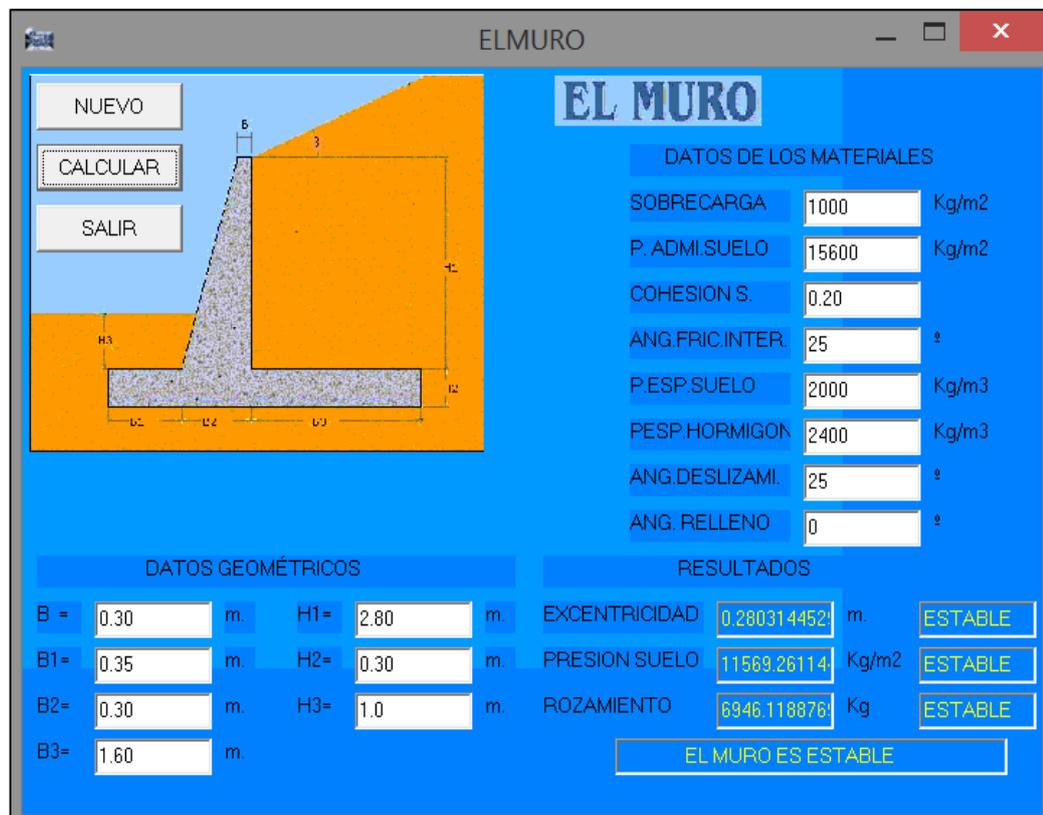
Tabla 50. Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m³)	
	Ø10	Ø12	Ø14	Ø18	Total	f _c =240	Limpieza
Referencia: Muro	140.61	348.30	161.06	418.43	1068.40	13.52	1.29
Totales	140.61	348.30	161.06	418.43	1068.40	13.52	1.29

Fuente: software CYPECAD

➤ **Diseño pantalla 4 y pantalla 5 (Hormigón ciclópeo).**

Figura 50. Diseño de pantalla 4 y pantalla 5.



Fuente: Autores

Tabla 51. Datos de materiales pantalla 4 y pantalla 5

DATOS DE MATERIALES		
Norma:	ACI 318M-11	
Sobrecarga:	1000.00	kg/m ²
P adm. Suelo:	15600.00	kg/m ²
Cohesión:	0.20	kg/m ²
Ang. Fricción Interna:	25.00	Grados
P Especifica del suelo:	2000.00	kg/m ³
P. específico Hormigón:	2400.00	kg/m ³
Ang. Deslizamiento:	25.00	Grados
Ang. Relleno:	0.00	Grados

Fuente: Autores

Tabla 52. Dimensiones generales pantalla 4 y pantalla5

DIMENSIONES GENERALES: Pantalla 4-5		
Longitud pantalla 4:	5.10	m
Longitud pantalla 5:	1.50	m
Altura pantalla:	2.80	m
Corona:	0.30	m
Base:	2.25	m
Puntera:	0.35	m
Talón:	1.60	m
Altura de zapata:	0.30	m
H. material filtrante:	2.30	m

Fuente: Autores

Tabla 53. Volumen de obra pantalla 4 y pantalla5

VOLUMEN DE OBRA: PANTALLA 4 -5 (H.C)			
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL
Excavación	m ³	19.31	19.31
Material de mejoramiento (Conf. rasante)	m ³	19.31	19.31
Geotextil no tejido GLP135	ml	4.40	4.40
Material filtrante	m ³	21.12	21.12
Replanto	m ³	0.00	0.00
Hormigón Ciclópeo	m ³	10.03	10.03
Acero de refuerzo (inc. desperdicios)	kg	0.00	0.00

Fuente: Autores

Resumen de cantidades de alternativa 2: Muros de hormigón armado y hormigón ciclópeo (pantalla 1 - pantalla 2 - pantalla 3 – pantalla 4 – pantalla 5)

Tabla 54. Resumen de cantidades alternativa 2 (muro de hormigón armado y hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 2: Muro mixto		
H de relleno para conformación de rasante:	0	m
Factor de esponjamiento:	1.3	
H material filtrante:	2	m
VOLUMEN DE OBRA: ALTERNATIVA 2		
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD TOTAL
Limpieza y desbroce manual del terreno	m ²	69.43
Excavación	m ³	152.20
Material de mejoramiento (Conf. rasante)	m ³	82.25
Geotextil no tejido GLP135	ml	14.75
Tubería perforada 200mm	ml	26.00
Encofrado metálico	m ²	55.00
Material filtrante	m ³	40.32
Replanto	m ³	3.45
Hormigón Ciclópeo	m ³	10.03
Hormigón 240	m ³	35.12
Acero de refuerzo (inc. desperdicios)	kg	2567.84

Fuente: Autores

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS ALTERNATIVAS DE MUROS DE CONTENCIÓN

4.1. Determinación y clasificación de los rubros del muro de contención.

Tabla 55. Determinación y clasificación de los rubros de la alternativa 1 (Muro de contención de hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 1: MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO	
RUBROS:	
Descripción	Unidad
MOVIMIENTOS DE TIERRAS	
Limpieza y desbroce manual de terreno (superficies <= 2 Has)	m ²
Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora	m ³
Relleno compactado con material de mejoramiento en zanjas	m ³
Cargado de material con cargadora	m ³
Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m ³
Replanteo y nivelación	m ²
MUROS Y DRENAJES	
MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO	
Encofrado metálico recto para muros	m ²
Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 240 kg/cm ²	m ³
Entibado continuo	m ²
DRENAJE	
Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm	ml
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m ³
Geotextil NT GLP135, suministro e instalación	m ²

Fuente: Autores

Tabla 56. Determinación y clasificación de los rubros de la alternativa 1 (Muro de contención de hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 2: MUROS MIXTOS: HORMIGÓN CICLÓPEO Y HORMIGÓN ARMADO	
RUBROS:	
Descripción	Unidad
MOVIMIENTOS DE TIERRAS	
Limpieza y desbroce manual de terreno (superficies ≤ 2 Has)	m ²
Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora	m ³
Relleno compactado con material de mejoramiento en zanjas	m ³
Cargado de material con cargadora	m ³
Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m ³
Replanteo y nivelación	m ²
MUROS Y DRENAJES	
MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO	
Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) $f'c = 240$ kg/cm ²	m ³
Replantillo de piedra $e = 10$ cm	m ²
Encofrado metálico recto para muros	m ²
Hormigón Simple $f'c = 240$ kg/cm ²	m ³
Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg
Entibado continuo	m ²
DRENAJE	
Tubería PVC perforada para dren, $d = 200$ mm	ml
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m ³
Geotextil NT GLP135, suministro e instalación	m ²

Fuente: Autores

4.2. Determinación de precios unitarios de los rubros.

El análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros señalados en la sección 4.1., se adjuntan en Anexo D “Presupuesto y análisis de precios unitarios alternativa 1 y 2), seguido del análisis de precios de los rubros que forman parte de cada alternativa presentada.

4.3. Obtención de valores totales estimados para la construcción de las dos alternativas de muros de contención.

Tabla 57. Valores totales alternativa 1 (Muro de hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 1: MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO				
PRESUPUESTO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
MOVIMIENTOS DE TIERRAS				4,961.94
Limpieza y desbroce manual de terreno (superficies <= 2 Has)	m ²	69.43	0.46	31.94
Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora	m ³	247.42	2.10	519.58
Relleno compactado con material de mejoramiento en zanjas	m ³	125.29	25.57	3,203.67
Cargado de material con cargadora	m ³	321.65	1.33	427.79
Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m ³	321.65	2.18	701.20
Replanteo y nivelación	m ²	69.43	1.12	77.76
MUROS Y DRENAJES				10,064.64
MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO				7,245.13
Encofrado metálico recto para muros	m ²	55.00	11.68	642.40
Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 240 kg/cm ²	m ³	63.01	96.30	6,067.86
Entibado continuo	m ²	27.00	19.81	534.87
DRENAJE				2,819.51
Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm	ml	26.00	18.85	490.10
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m ³	81.30	28.36	2,305.67
Geotextil NT GLP135, suministro e instalación	m ²	17.85	1.33	23.74
SUBTOTAL				15,026.58
			IVA	12%
				1,803.19
TOTAL				16,829.77

Fuente: Autores

Tabla 58. Valores totales alternativa 2 (Muro de hormigón armado y hormigón ciclópeo).

ALTERNATIVA 2: MURO MIXTO - HORMIGÓN ARMADO + HORMIGÓN CICLÓPEO				
PRESUPUESTO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
MOVIMIENTOS DE TIERRAS				3,177.58
Limpieza y desbroce manual de terreno (superficies <= 2 Has)	m ²	69.43	0.46	31.94
Excavación a máquina material sin clasificar con retroexcavadora	m ³	152.20	2.10	319.62
Relleno compactado con material de mejoramiento en zanjas	m ³	80.32	25.57	2,053.78
Cargado de material con cargadora	m ³	197.86	1.33	263.15
Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m ³	197.86	2.18	431.33
Replanteo y nivelación	m ²	69.43	1.12	77.76
MUROS Y DRENAJES				16,389.20
MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO				14,736.00
Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% piedra) f'c = 240 kg/cm ²	m ³	10.03	96.30	965.89
Replanteo de piedra e = 10 cm	m ²	3.45	5.78	19.94
Encofrado metálico recto para muros	m ²	55.00	11.68	642.40
Hormigón Simple f'c = 240 kg/cm ²	m ³	35.12	126.22	4,432.85
Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	2,567.84	3.17	8,140.05
Entibado continuo	m ²	27.00	19.81	534.87
DRENAJE				1,653.20
Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm	ml	26.00	18.85	490.10
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m ³	40.32	28.36	1,143.48
Geotextil NT GLP135, suministro e instalación	m ²	14.75	1.33	19.62
			SUBTOTAL	19,566.78
			IVA	12%
				2,348.01
			TOTAL	21,914.79

Fuente: Autores

CONCLUSIONES

- La estratigrafía determinada en el sitio del proyecto, desde el punto de vista geotécnico presenta pobres características como material de cimentación; en consideración a esto, se dispuso cambiar el suelo de relleno del muro por un material de mejoramiento, lo que permitió reducir la geometría de los muros y por ende la inversión económica.
- El sitio de implantación del proyecto, geológicamente se presenta estable y seguro para las características del proyecto planteado. Como medida de seguridad se implementó un dren, aunque según el estudio de Mecánica de Suelos, no existe nivel freático.
- Respecto al diseño de los muros, las bajas características del suelo de cimentación, motivaron a que en la alternativa 1 se considere 1.5 m. de relleno para conformación del suelo de cimentación, y garantizar que así que se trabaje del lado de la seguridad; esto por recomendación de profesionales con experiencia en obras similares, citando los Ing. José Vázquez, Ing. Roberto Gamón, ambos especialistas estructurales y el Ing. Juan Pablo Riquetti, especialista en geología y geotecnia.
- La profundidad de desplante mínima con respecto al suelo natural es 1.60 m. considerada en la implantación de todas las alternativas de los muros diseñados, lo que nos garantiza una relación mayor a 2.5 veces la profundidad de desplante respecto a la altura más desfavorable de los muros.
- Tomando en cuenta el análisis técnico basado en (Calavera Ruiz, 1989), que justifica muros de hormigón ciclópeo para alturas hasta 5 m.; y por otro lado desde el punto de vista del análisis económico, que señala a la alternativa 1 con un valor de \$ 16,829.77 y a la alternativa 2 con un valor de \$ 21,914.7; entonces según lo expuesto tanto técnica como económicamente la alternativa 1: Muros de hormigón ciclópeo, es la más adecuada para aplicar a este proyecto.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda colocar refuerzos de acero cuyo diámetro sea mayor a 10mm, $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ para cortante y flexión en la unión zapata-pantalla.
- Queda a criterio de fiscalización o responsable de la obra colocar mechinales en el tercio más cercano al nivel 0+00 o corona del muro, con el propósito de evacuar aguas superficiales que se pudieren dar sobre la plataforma.
- El método constructivo a emplear en este proyecto se recomienda sea por etapas, es decir un avance tanto de excavación y construcción no mayor a 6m, debido a que existe una vivienda sobre el talud en estudio que puede sufrir mayores daños en su estructura, considerando además que las características del suelo natural no aportan estabilidad.
- La profundidad mínima de desplante para cada muro deberá ser 1.60 m., ya que la topografía del sitio donde se implantara el muro es irregular.
- Se deberá efectuar un relleno compactado para conformar la plataforma generada entre la corona de los muros y la vereda exterior de la vivienda, hasta alcanzar un grado de compactación igual o superior al 95% de la energía del Proctor estándar, para este relleno se podrá utilizar el mismo material de sitio fruto de la excavación de los cimientos de los muros, a fin de obtener un perfecto confinamiento de la casa, suelo y muro de contención.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). (2005). 1. USA.
- AGN. (04 de Febrero de 2012). EL MERCURIO. (AGN, Ed.) Recuperado el 1 de Octubre de 2014, de http://www.elmercurio.com.ec/320113-los-deslizamientos-no-dan-tregua/#.VDq79_15MTM
- AGUILAR FALCONÍ, R. (Agosto de 2003). www.espe.edu.ec. Recuperado el 24 de Febrero de 2015, de <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/sismico/capitulo8.pdf>
- ALVAREZ, J. C. (2003). El Relleno Sanitario del Sector de Cochapamba de la Parroquia El Valle. Tesis, Universidad de Cuenca, Cuenca.
- ASTUDILLO CORDOVA, Á. D. (2004). SOFTWARE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN. CUENCA.
- BADILLO, J., & Rodríguez, R. (2005). MECÁNICA DE SUELOS-FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS TOMO 1. México: Limusa.
- CALAVERA RUIZ, J. (1989). MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SOTANO (Vol. 2). México: Intemac.
- CRESPO VILLALAZ, C. (1979.). MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. México.: Editorial Limusa.
- DAS, B. (2001). FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA. México: Thomson Learning.
- GOOGLE EARTH. (2014). Mapa de ubicación georeferenciada del lugar de estudio. Cuenca, Ecuador.
- GRUPO PERFORMALLAS S.A. (1997). Performallas. Recuperado el 23 de Febrero de 2015, de http://www.perfomallas.com/tamiz_tabla.html
- LABORATORIO SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA SIG. (2011). Mapa de la parroquia El Valle y sus comunidades. Cuenca, Ecuador.

NEC_SE. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Recuperado el 24 de Febrero de 2015, de Geotecnia y Cimentaciones: <http://www.normaconstruccion.ec/>

OTEO MAZO, C. (s.f.). Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires. Recuperado el 28 de 10 de 2014, de <http://materias.fi.uba.ar/7411/curso/libros/OGM/OGM07.pdf>

SECRETARIA DE GESTIÓN DE RIESGOS. (Diciembre de 2013). SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS. Recuperado el 20 de Octubre de 2014, de http://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/02/Escenarios_DICIEMBRE_Movimientos_masa_1.pdf

TAPIA, E. (09 de Febrero de 2012). EL TIEMPO. (E. Tiempo, Ed.) Recuperado el 1 de Octubre de 2014, de <http://www.eltiempo.com.ec/noticias-cuenca/90432-18-deslizamientos-afectan-a-la-parroquia-rural-el-valle/>

TORRES BELANDRIA, R. Á. (s.f.). UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, VENEZUELA. Recuperado el 04 de Noviembre de 2014, de <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

VICENTE VICENTE, L. (Enero de 2012). UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. Recuperado el 04 de Noviembre de 2014, de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3358_C.pdf

ANEXOS