

**ESTUDIO DE VIABILIDAD DE LA DISMINUCIÓN DEL  
EMPUJE HORIZONTAL SOBRE LOS MUROS DE  
CONTENCIÓN POR MEDIO DEL ALIGERAMIENTO DEL  
MATERIAL DE LLENO**

**SUSANA SCHMIDT ESCOBAR**

**Trabajo de grado para optar al título de Ingeniera civil**

**Ana María Mesa Mejía  
Máster en Dirección y Administración de Empresas**



**UNIVERSIDAD EIA  
CONSTRUCTORA CONCRETO S.A.  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2018**

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer a Constructora Concreto S.A. por haberme brindado la posibilidad de realizar el trabajo de grado en el ámbito de aplicación profesional en compañía de ellos, por todo el apoyo y el tiempo dedicado en este trabajo. Particularmente, agradezco a la ingeniera Ana María Mesa Mejía, directora de esta tesis, por su tiempo y enseñanzas a lo largo de este proceso. Además, al ingeniero Santiago Hernández Alemán, asesor de la empresa que constantemente estuvo pendiente e interesado en mi proyecto.

Le doy gracias a la Universidad EIA y a cada profesor que hizo parte de este proceso integral de formación que, con su dedicación y compromiso, me brindaron no solo los conocimientos necesarios para la realización de este trabajo de grado, sino también una gran cantidad de enseñanzas y valores que estoy segura me van a servir en mi vida profesional.

Y gracias a mis padres y hermanos por su apoyo incondicional, por creer en mí y estar siempre presentes durante mi proceso de aprendizaje y crecimiento como persona.

# CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN .....	19
1. PRELIMINARES .....	20
1.1 Contextualización y antecedentes .....	20
1.2 Objetivos del proyecto .....	28
1.2.1 Objetivo general .....	28
1.2.2 Objetivos específicos .....	28
1.3 Marco de referencia .....	29
1.3.1 Materiales de lleno .....	29
1.3.2 Estudio de suelos .....	32
1.3.3 Muros de contención .....	33
1.3.4 Empujes sobre estructuras de contención .....	34
1.3.5 Factores de seguridad .....	45
2. ENFOQUE Y METODOLOGÍA .....	48
2.1 Planteamiento del problema y objetivos .....	49
2.2 Vigilancia tecnológica .....	49
2.3 Bases para el diseño de la estructura .....	49
2.3.1 Ubicación del proyecto .....	49
2.3.2 Propiedades materiales de lleno .....	51
2.3.3 Función del muro de contención .....	54
2.3.4 Predimensionamiento muros de contención .....	55
2.4 Diseño muros de contención .....	58
2.4.1 En voladizo con material de lleno tradicional .....	59

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.4.2	En voladizo con lleno Livitek.....	74
2.4.3	De gravedad con material de lleno tradicional .....	78
2.4.4	De gravedad con lleno Livitek.....	83
2.5	Refuerzo muros de contención en voladizo.....	87
2.5.1	Refuerzo vástago .....	87
2.5.2	Refuerzo base .....	89
2.6	Evaluación limitaciones y ventajas del material aligerante .....	102
2.6.1	Diseño y construcción del muro de contención.....	102
2.6.2	Elaboración del lleno.....	111
2.7	Análisis financiero.....	113
2.7.1	Costos directos .....	113
2.8	Cuadro de sensibilidad.....	121
3.	PRODUCTOS, RESULTADOS Y ENTREGABLES OBTENIDOS.....	123
3.1	Productos y entregables.....	123
3.2	Resultados.....	123
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
	REFERENCIAS.....	132
	ANEXOS .....	135

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1: Propiedades técnicas de los suelos .....	31
Tabla 2: Factores de seguridad mínimos de la NSR-10 .....	47
Tabla 3: Factores de seguridad F <sub>sicp</sub> mínimos de la NSR-10 .....	47
Tabla 4: Metodología del Trabajo de Grado .....	48
Tabla 5: Profundidad de sondeos .....	51
Tabla 6: Resumen de parámetros del suelo .....	52
Tabla 7: Referencias y tamaños “Livitek” .....	52
Tabla 8: Propiedades en geotecnia “Livitek” .....	53
Tabla 9: Composición química “Livitek” .....	54
Tabla 10: Propiedades del material de lleno tradicional .....	59
Tabla 11: Coeficientes sísmicos Medellín .....	62
Tabla 12: Propiedades del suelo de apoyo .....	65
Tabla 13: Momento resultante muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico .....	67
Tabla 14: Valores para determinar esfuerzo máximo y mínimo en la base del muro de 5 m y lleno antrópico .....	70
Tabla 15: Valores para determinar la capacidad portante del suelo en el muro de 5 m y lleno antrópico .....	72
Tabla 16: Dimensiones muros en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico .....	74
Tabla 17: Dimensiones muros en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	74
Tabla 18: Propiedades del lleno con material aligerante .....	74
Tabla 19: Momento resultante muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y Livitek .....	76

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 20: Dimensiones muros en voladizo con sobrecarga y Livitek .....	78
Tabla 21: Dimensiones muros en voladizo sin sobrecarga y con Livitek .....	78
Tabla 22: Propiedades del material de lleno tradicional .....	78
Tabla 23: Cálculo momento muro de gravedad con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico	80
Tabla 24: Dimensiones muros de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico.....	82
Tabla 25: Dimensiones muros de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	83
Tabla 26: Propiedades del lleno con material aligerante .....	83
Tabla 27: Cálculo momento muro de gravedad con sobrecarga de 4 m y Livitek .....	84
Tabla 28: Dimensiones muros de gravedad con sobrecarga y Livitek .....	86
Tabla 29: Dimensiones muros de gravedad sin sobrecarga y con Livitek .....	86
Tabla 30: Refuerzo de temperatura muros en voladizo .....	96
Tabla 31: Áreas barras comerciales de acero.....	96
Tabla 32: Acero requerido muros con sobrecarga y lleno antrópico .....	99
Tabla 33: Acero requerido muros sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	100
Tabla 34: Acero requerido muros con sobrecarga y Livitek.....	100
Tabla 35: Acero requerido muros sin sobrecarga y con Livitek.....	100
Tabla 36: Fuerza horizontal ejercida sobre muro en voladizo con sobrecarga.....	102
Tabla 37: Fuerza horizontal ejercida sobre muro de gravedad con sobrecarga.....	102
Tabla 38: Fuerza horizontal ejercida sobre muro en voladizo sin sobrecarga .....	103
Tabla 39: Fuerza horizontal ejercida sobre muro de gravedad sin sobrecarga .....	104
Tabla 40: Altura muro con sobrecarga según material de lleno .....	105
Tabla 41: Altura muro sin sobrecarga según material de lleno .....	105
Tabla 42: Comparación cantidades muro en voladizo con sobrecarga.....	106
Tabla 43: Comparación cantidades muro en voladizo sin sobrecarga .....	107

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 44: Comparación cantidades muro de gravedad con sobrecarga .....	109
Tabla 45: Comparación cantidades muro de gravedad sin sobrecarga .....	110
Tabla 46: Precio Livitek y flete .....	113
Tabla 47: Insumos materiales para muro y lleno .....	113
Tabla 48: Insumos maquinaria para muro y lleno .....	114
Tabla 49: Insumos mano de obra construcción muro .....	114
Tabla 50: Insumos mano de obra elaboración lleno antrópico .....	114
Tabla 51: Insumos mano de obra elaboración lleno Livitek.....	114
Tabla 52: Costo flete Livitek .....	115
Tabla 53: Materiales construcción muro con lleno antrópico.....	115
Tabla 54: Maquinaria y equipos construcción muro con lleno.....	116
Tabla 55: Mano de obra construcción muro.....	116
Tabla 56: Maquinaria y equipos elaboración lleno.....	116
Tabla 57: Mano de obra elaboración lleno .....	117
Tabla 58: Materiales construcción muro.....	117
Tabla 59: Maquinaria y equipos construcción muro.....	118
Tabla 60: Mano de obra construcción muro.....	118
Tabla 61: Materiales elaboración lleno.....	118
Tabla 62: Maquinaria y equipos elaboración lleno.....	118
Tabla 63: Mano de obra elaboración lleno .....	119
Tabla 64: Transporte elaboración lleno .....	119
Tabla 65: Costos directos muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico .....	119
Tabla 66: Costos directos muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	120
Tabla 67: Costos directos muro en voladizo con sobrecarga y Livitek.....	120

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 68: Costos directos muro en voladizo sin sobrecarga y con Livitek .....	120
Tabla 69: Costos directos muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico .....	120
Tabla 70: Costos directos muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico.....	121
Tabla 71: Costos directos muro de gravedad con sobrecarga y Livitek .....	121
Tabla 72: Costos directos muro de gravedad sin sobrecarga y con Livitek .....	121
Tabla 73: Costos directos muros en voladizo .....	122
Tabla 74: Diferencia en % costos directos muros en voladizo .....	122
Tabla 75: Costos directos muros de gravedad.....	122
Tabla 76: Diferencia en % costos directos muros de gravedad .....	122
Tabla 77: Resultados muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico .....	145
Tabla 78: Resultados muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	145
Tabla 79: Resultados muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico .....	146
Tabla 80: Resultados muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico.....	146
Tabla 81: Resultados muros en voladizo y de gravedad con sobrecarga y Livitek .....	147
Tabla 82: Resultados muros en voladizo y de gravedad sin sobrecarga y con Livitek....	147
Tabla 83: F.S Muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico.....	148
Tabla 84: F.S Muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	148
Tabla 85: F.S muro en voladizo con sobrecarga y Livitek .....	149
Tabla 86: F.S muro en voladizo sin sobrecarga y con Livitek.....	149
Tabla 87: F.S muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico .....	150
Tabla 88: F.S muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico .....	150
Tabla 89: F.S muro de gravedad con sobrecarga y Livitek .....	151
Tabla 90: F.S muro de gravedad sin sobrecarga y con Livitek.....	151

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



# LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1: Lleno con arcilla expandida “LECAGEO” en muro de contención .....	21
Figura 2: Superficie de lleno con poliestireno expandido .....	22
Figura 3: Lleno en Train Station Yerres.....	23
Figura 4: Proyecto CATS South Boulevard en Charlotte, USA .....	24
Figura 5: Lleno con LECA detrás de un muro de contención .....	25
Figura 6: Proyecto Túnel Sabadell Barcelona, España .....	26
Figura 7: Proyecto Estadio del Athletic Bilbao, España.....	26
Figura 8: Proyecto Hipermercado Santarém, Portugal .....	27
Figura 9: Producto “Livitek” Conconcreto.....	30
Figura 10: “All-in-one product” EXCA.....	30
Figura 11: Procedimiento arcilla expandida por EXCA.....	31
Figura 12: SPT .....	32
Figura 13: Tipos de muro de contención .....	34
Figura 14: Empujes de tierras en una estructura de contención .....	35
Figura 15: Ilustración ángulos en cuestión.....	40
Figura 16: Ejemplo con ‘LECAGEO” .....	42
Figura 17: Esquema geométrico muro de contención de gravedad .....	43
Figura 18: <b><i>K<sub>a</sub></i></b> y <b><i>K<sub>p</sub></i></b> en arcilla expandida.....	43
Figura 19: Sistema de drenaje.....	44
Figura 20: Fallas en muros de contención .....	46
Figura 21: Imagen con dron de la ubicación del proyecto Country .....	50

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 22: Sala de ventas proyecto Country .....	50
Figura 23: Ubicación SPT en sala de ventas proyecto Country .....	51
Figura 24: Presentación Livitek .....	54
Figura 25: Predimensionamiento Braja muro de gravedad y muro en voladizo.....	55
Figura 26: Predimensionamiento Bowles muro en voladizo .....	55
Figura 27: Notación establecida para los muros en voladizo .....	56
Figura 28: Notación establecida para los muros de gravedad .....	57
Figura 29: Ejemplo altura efectiva de 3 m con 4 m de altura total.....	58
Figura 30: Comparación muros con misma altura total pero diferente altura efectiva.....	60
Figura 31: Distribución de esfuerzos por empuje estático y empuje dinámico .....	64
Figura 32: Chequeo por volcamiento .....	67
Figura 33: Chequeo por deslizamiento.....	68
Figura 34: Chequeo por capacidad portante.....	69
Figura 35: Dimensiones muro en voladizo con sobrecarga de 5 m (4 m efectivos) y lleno antrópico.....	73
Figura 36: Dimensiones muro en voladizo con sobrecarga de 5 m (4 m efectivos) y Livitek .....	77
Figura 37: Dimensiones muro de gravedad con sobrecarga de 5 m (3 m efectivos) y lleno antrópico.....	82
Figura 38: Dimensiones muro de gravedad con sobrecarga de 4 m (3 m efectivos) y Livitek .....	85
Figura 39: Notación para cálculo del refuerzo.....	87
Figura 40: Ejemplo refuerzo vástago de un muro de contención .....	88
Figura 41: Ejemplo refuerzo base muro de contención .....	90
Figura 42: Momentos para el refuerzo en la base del muro en voladizo.....	90
Figura 43: Refuerzo del muro según cartilla .....	95

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 44: Detallado muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico.....	99
Figura 45: Muro en voladizo con sobrecarga de 6,5 m de altura efectiva y Livitek .....	124
Figura 46: Muro en voladizo con sobrecarga de 6,5 m de altura efectiva y lleno antrópico .....	125

# LISTA DE GRÁFICAS

	pág.
Gráfica 1: Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento.....	36
Gráfica 2: Coeficiente pasivo sísmico basado en la espiral logarítmica.....	66
Gráfica 3: Acero requerido en cada caso de estudio .....	101
Gráfica 4: Altura efectiva en muros con sobrecarga vs. Fuerza horizontal .....	103
Gráfica 5: Altura efectiva en muros sin sobrecarga vs. Fuerza horizontal .....	104
Gráfica 6: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga vs. Volumen de concreto ...	106
Gráfica 7: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga vs. Cantidad de acero.....	107
Gráfica 8: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga vs. Volumen de concreto ....	108
Gráfica 9: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga vs. Cantidad de acero .....	108
Gráfica 10: Altura efectiva muro de gravedad con sobrecarga vs. Volumen de concreto	109
Gráfica 11: Altura efectiva muro de gravedad sin sobrecarga vs. Volumen de concreto	110
Gráfica 12: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga .....	126
Gráfica 13: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga.....	126
Gráfica 14: Altura efectiva muro de gravedad con sobrecarga .....	127
Gráfica 15: Altura efectiva muro de gravedad sin sobrecarga.....	127

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
ANEXO 1: EMPUJE ACTIVO TEORÍA DE RANKINE .....	135
ANEXO 2: EMPUJE PASIVO TEORÍA DE RANKINE .....	136
ANEXO 3: DESARROLLO EJEMPLO CON LECAGEO.....	137
ANEXO 4: EJEMPLO COMPLETO DI PRISCO. C.....	138
ANEXO 5: SUELO EN PROYECTO COUNTRY A PARTIR DEL SPT .....	139
ANEXO 6: FACTORES CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI.....	141
ANEXO 7: COEFICIENTES PASIVOS SÍSMICOS POR LA ESPIRAL LOGARÍTMICA .	142
ANEXO 8: RESULTADOS FUERZAS EJERCIDAS SOBRE LOS MUROS .....	145
ANEXO 9: RESULTADOS FACTORES DE SEGURIDAD MUROS EN VOLADIZO.....	148
ANEXO 10: RESULTADOS FACTORES DE SEGURIDAD MUROS DE GRAVEDAD...	150

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

# GLOSARIO

NSR-10: reglamento con requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente que se deben cumplir en territorio colombiano (Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes).

S.A.: sociedad anónima

Geofoam: bloques de poliestireno expandido.

Livitek: marca del producto de arcilla expandida de Constructora Conconcreto S.A.

UCLM: universidad de Castilla la Mancha.

EXCA: expanded clay association (asociación de arcilla expandida).

ESCSI: expanded shale, clay and slate Institute (instituto de pizarra y arcilla expandida).

LECA: lightweight expanded clay aggregate (agregado liviano de arcilla expandida).

ASTM: american society for testing and materials (sociedad americana para pruebas y materiales).

## NOMENCLATURA

$A_s$  = área de acero requerida

$A_T$  = área de acero total

$B$  = base del muro

$B'$  = dimensión de la base del muro en voladizo después del vástago

$c'$  = cohesión del material

$D$  = profundidad de desplante

$E$  = espesor del muro en voladizo en la parte superior del vástago

$E$  = módulo de elasticidad del concreto

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto

$f_y$  = resistencia a la fluencia del acero

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de carga

$F.S$  = factor de seguridad

$F_R$  = fuerza resultante

$F_d$  = fuerza deslizamiento

$H$  = altura total del muro

$K_a$  = coeficiente de presión de tierras, estado activo (estático)

$K_{ae}$  = coeficiente de presión de tierras, estado activo (pseudo – estático)

$K_0$  = coeficiente de presión de tierras en reposo

$K_p$  = coeficiente de presión de tierras, estado pasivo (estático)

$K_{pe}$  = coeficiente de presión de tierras, estado pasivo (pseudo – estático)

$k_h$  = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$k_v$  = coeficiente sísmico de aceleración vertical

$M_R$  = momento resultante

$M_O$  = momento actuante

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad portante

$OCR$  = relación de sobreconsolidación

$P$  = altura de la base del muro en voladizo

$P_0$  = empuje estado en reposo

$P_a$  = empuje activo estático

$P_{ae}$  = empuje activo pseudo – estático

$P_p$  = empuje pasivo estático

$P_{pe}$  = empuje pasivo pseudo – estático

$q$  = carga uniformemente distribuida

$S$  = espesor del muro en voladizo en la parte inferior del vástago

$T$  = dimensión de la base del muro en voladizo antes del vástago

$\sigma'_h$  = esfuerzo efectivo horizontal

$\sigma'_v$  = esfuerzo efectivo vertical

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la horizontal del muro con el terreno

$\beta$  = ángulo entre la vertical del muro junto al lleno y la horizontal en la base

$\delta'$  = ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$\phi'$  = ángulo de fricción del material

$\gamma$  = peso específico del material

$\theta'$  = ángulo de inercia sísmico

$\varepsilon_c$  = deformación unitaria del concreto

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



# RESUMEN

La geotecnia es considerada una de las áreas más complejas de la ingeniería civil debido al alto nivel de incertidumbre en cuanto al suelo y su comportamiento. Existen exigencias en proyectos actuales que debido a su complejidad y magnitud demandan un mejor desempeño de las estructuras de contención frente a condiciones técnicas y económicas. Condiciones que requieren evaluar alternativas y validar nuevos materiales para determinar una óptima relación costo-beneficio.

Los muros de contención son estructuras rígidas que buscan contener masas de tierra que no logran tener una estabilidad propia por diferentes razones. En repetidas ocasiones, son demandadas por la topografía del terreno para la posible realización de corredores viales. Debido a que dichas estructuras representan un gran porcentaje de los costos de un proyecto, en este trabajo se evaluó la posibilidad de disminuir los costos. Más específico, reduciendo el empuje horizontal sobre los muros por medio de la sustitución de material de lleno. Se estudiaron los muros más convencionales, en voladizo y de gravedad.

El área de innovación de la empresa Constructora Concreto S.A. busca constantemente idear materiales y procesos que promuevan el desarrollo de materiales sostenibles y aumenten la productividad en la construcción. Uno de sus materiales innovadores es la arcilla expandida, también conocida por su nombre "Livitek". Teniendo la arcilla expandida una densidad menor a la del suelo, material tradicional de lleno de un muro de contención, se estudió la viabilidad de que "Livitek" sea el material aligerante sustituto.

Para determinar la viabilidad de la propuesta, se plantearon siete fases: primero, planteamiento del problema, definición del objetivo general y específicos. Segundo, vigilancia tecnológica (para la contextualización, antecedentes y marco de referencia). Tercero, determinación bases para el diseño de la estructura. Cuarto, diseño y modelo en Microsoft Excel de los muros de contención según el material (suelo y arcilla expandida) y el empuje horizontal ejercido en cada caso (voladizo y gravedad, con y sin sobrecarga). Quinto, evaluación limitaciones y ventajas del empleo del material aligerante. Sexto, análisis financiero y cuadro de sensibilidad, y séptimo, conclusiones y recomendaciones.

Como resultado del ejercicio se concluye que, gracias a la baja densidad del "Livitek" se logró una disminución del empuje horizontal ejercido sobre la estructura. Un menor empuje que se tradujo en una disminución de las secciones transversales del muro y de la cuantía de refuerzo sin comprometer su funcionalidad y estabilidad. Por consiguiente, se redujo el volumen de concreto y la cantidad de acero requerida para su construcción. La reducción en costos se obtuvo únicamente a partir de cierta altura efectiva de muro. Se encontró que, en los muros más bajos, la disminución en costos de materiales no alcanzaba a cubrir los costos de la elaboración del lleno. Sin embargo, es un material innovador que se justifica utilizar, permite soluciones técnicas y económicas bajo ciertas condiciones.

Palabras clave: muros de contención, empuje horizontal, sustitución del lleno, material aligerante, arcilla expandida.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ABSTRACT

The subject of geotechnics is considered one of the most complex areas of civil engineering due to the high level of uncertainty regarding the soil and its behavior. There are demands in current projects that due to their complexity and magnitude, request a better performance of the retaining structures in terms of technical and economic conditions. Conditions that require evaluating alternatives and validating new materials to determine an optimal cost-benefit ratio.

Retaining walls are rigid structures used for supporting the soil mass that cannot have their own stability for different reasons. On several occasions, the topography of the land demands the construction of complementary civil works, such as retaining walls in order to construct road corridors. Because of the high costs that represent these structures in a civil work, the possibility of reducing them is assessed in this study. More specific, it is achieved by decreasing the lateral earth pressure acting on the wall by replacing the backfill with a lightweight aggregate. The most common walls were studied, cantilever and gravity walls.

The innovation area of the company "Constructora Concreto S.A." is constantly looking for solutions that promote the development of sustainable materials and increase productivity in the construction area. One of these innovative materials produced by the company is expanded clay, also known by its name "Livitek". Since the expanded clay has a lower density than the soil, the traditional backfill material, this research studies the viability of replacing the backfill material with the product "Livitek".

In order to determine the viability of the proposal, seven phases were considered: first, approach to the problem, general and specific objective definition. Second, information research. Third, determination of the bases required for the design of the structure. Fourth, design and model in Microsoft Excel according to the backfill material (soil and expanded clay) and the lateral earth pressure produced in each case (cantilever and gravity wall, with and without overload). Fifth, limitations and advantages evaluation of implementing the lightweight aggregate as backfill material. Sixth, financial analysis and sensitivity chart, and seventh, conclusions and recommendations.

It is concluded that, thanks to the low density of "Livitek", a reduction of the lateral earth pressure was achieved. This resulted in a decrease in the sections of the elements and in the amount of reinforcement without compromising the functionality and stability of the structure. Consequently, a reduction in the volume of concrete and in the amount of steel required for its construction was achieved. On the other hand, the reduction in costs was only obtained from a certain effective wall height. It was found that in the lower walls, the decrease in material costs was not enough to cover the costs of the backfill with "Livitek". However, it is an innovative material that is justified to use, it allows technical and economic solutions under certain conditions.

Keywords: retaining wall, lateral earth pressure, backfill replacement, lightweight aggregate, expanded clay.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## INTRODUCCIÓN

En el siguiente trabajo se estudió la viabilidad técnica y económica de sustituir el material de lleno tradicional de un muro de contención por un material aligerante. Sustituir el suelo por arcilla expandida marca “Livitek”, producto innovador de la empresa Constructora Concreto S.A. Dicha sustitución se estudió con el fin de buscar una reducción en los costos de un muro de contención, en este caso se realizó logrando una disminución del empuje horizontal generado sobre la estructura gracias a la baja densidad del “Livitek”. Esta disminución se tradujo en la reducción de las secciones transversales del elemento y de su cuantía de refuerzo, que son las variables que representan la mayoría de los costos de la construcción del muro. Sin embargo, otros costos para considerar son los de la elaboración del lleno, los cuales también aportan a los costos de la obra total.

Primero se estudiaron las propiedades y características del material sustituto, con el fin de conocer y evaluar su comportamiento al ser implementado como material de lleno. Esto se logró a través de investigaciones acerca de construcciones de muros de contención, elaborados con arcilla expandida como material de lleno en otras partes del mundo. También se obtuvo información a partir de fichas técnicas que permitían conocer las propiedades del material. Luego, se investigó acerca de los tipos de muros de contención y de los empujes que actúan sobre estos, así como empujes de tierras, empujes debidos al agua y empujes por una sobrecarga aplicada. Asimismo, se investigó acerca de los factores de seguridad que se deben tener en cuenta en el diseño de cada estructura de contención.

Con el propósito de tener un material de lleno tradicional para comparar con el material aligerante, se definió una posible ubicación del proyecto en la ciudad de Medellín. Y se trabajó con los resultados arrojados por el estudio de suelos, ensayo de penetración estándar, realizado en el sitio.

Finalmente, siguiendo la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes) se diseñaron muros de contención en voladizo y de gravedad en condiciones pseudo-estáticas, con y sin sobrecarga aplicada. Se variaron las densidades de los diferentes materiales (suelo y arcilla expandida) para el cálculo del empuje horizontal y se determinaron los volúmenes de concreto y cantidades de acero requeridas en cada uno de los casos. Para terminar, se realizó un análisis técnico de las limitaciones y ventajas del empleo del material aligerante. También se llevó a cabo un análisis financiero que determinó la viabilidad de la propuesta de sustituir el material de lleno tradicional con arcilla expandida marca “Livitek”.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

# 1. PRELIMINARES

## 1.1 CONTEXTUALIZACIÓN Y ANTECEDENTES

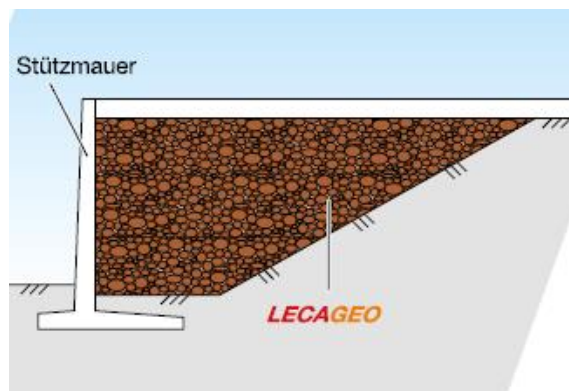
El siguiente trabajo de grado, basado en el ámbito geotécnico y estructural de la ingeniería civil, se desarrolla en la modalidad de aplicación profesional junto con Constructora Conconcreto S.A. Compañía líder en el desarrollo de infraestructura y edificación en el país y la región, donde uno de sus grandes enfoques es innovar en las diferentes áreas con resultados en términos de tiempo, eficiencia y costo de los proyectos (CONSTRUCTORA CONCRETOS S.A., 2018). La empresa busca innovación tanto de materiales como de procesos, con el fin de promover el desarrollo de materiales sostenibles y lograr un aumento de la productividad en el área de la construcción.

A lo largo de la trayectoria de la empresa (desde 1961), esta ha ido sumando experiencia en las diferentes áreas, una de estas es la de vías y viaductos. En esta área, hasta el día de hoy han construido hasta 755 km (CONSTRUCTORA CONCRETOS S.A., 2018). En varias ocasiones, la topografía del terreno colombiano demanda la construcción de obras civiles complementarias como lo son los muros de contención para la posible realización de corredores viales. Estos son estructuras rígidas que buscan contener masas de tierra o de algún otro material suelto que, debido a las pendientes pronunciadas, a sus propiedades físicas o a los requerimientos del proyecto no logra tener una estabilidad propia (UCLM, 2017). Las condiciones mencionadas anteriormente se presentan con frecuencia en la construcción de carreteras cuando se debe realizar un corte o terraplén que debe estar contenido dentro del ancho de servidumbre de la vía, el cual es fijo. Los muros de contención más usados son los muros en voladizo y los de gravedad, por lo tanto, son estos los que se estudian en el trabajo.

Se busca sustituir el material típico de lleno (el suelo (UCLM, 2017)) con arcilla expandida, la cual tiene un peso específico 85 % menor al del suelo. Se reduce entonces el empuje horizontal generado sobre el muro de contención y, por ende, las dimensiones de sus secciones transversales o el refuerzo requerido. Al lograr una disminución en dichas secciones o refuerzo, se logra una reducción en la cantidad de concreto y de acero respectivamente y como consecuencia, en el costo del muro de contención. Sin embargo, se debe evaluar que los costos de llenado con el material sustituto no superen la disminución en costos gracias a la reducción de concreto o acero del muro. Cabe mencionar que Constructora Conconcreto S.A. fabrica su propia arcilla expandida, también conocida por el nombre comercial "Livitek", junto con Sumicol S.A. una de las empresas del grupo Corona.

En la Figura 1 se muestra un ejemplo de un muro de contención en voladizo con lleno de arcilla expandida marca LecaGeo, proveniente de Alemania.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 1: Lleno con arcilla expandida “LECAGEO” en muro de contención**

Fuente: FIBO EXCLAY. (2018). Blähton für die Geotechnik LECAGEO.

La ingeniera María Fernanda Bedoya Arango, realizó su trabajo de grado acerca de “Llenos con poliestireno expandido” (como se muestra en la Figura 2), donde su principal objetivo era “evaluar la viabilidad de construir llenos detrás de muros de contención con poliestireno expandido para el caso específico del tipo de suelo encontrado en la ciudad de Medellín.” (BEDOYA, 2009, pág. 15) Luego de realizar ensayos y pruebas de campo, estudiar las propiedades del material aligerante, realizar los cálculos correspondientes para el muro de contención y enumerar tanto las ventajas como desventajas en diferentes aspectos, Bedoya concluye que la productividad en el proceso constructivo del lleno es mayor con el poliestireno expandido que con el suelo. Esto se debe a que el poliestireno viene prefabricado y compactado listo para su colocación. Menciona también que, es posible obtener resistencias a la compresión con el poliestireno expandido tan altas como con diferentes suelos de resistencias equivalentes. Además, concluye que gracias a la disminución de los empujes generados sobre el muro cuando se implementa el poliestireno expandido, es posible disminuir también las dimensiones y materiales requeridos en la construcción de este.

Sin embargo,

*Debido al alto costo del poliestireno expandido en comparación con algunos tipos de suelos como la arenilla utilizados en los llenos detrás de muros de contención, éste solo resulta viable en aquellos casos donde sea necesario una condición especial de construcción, ya sea por un requerimiento de disminución de pesos sobre el terreno de soporte, disminución en los empujes sobre la estructura de contención, un rendimiento mayor, o unas condiciones específicas del procedimiento constructivo en las cuales la humedad, precipitación o un frío extremo no sean restricción para desarrollar la actividad. (BEDOYA, 2009, p. 118)*

Otro ejemplo es el trabajo del ingeniero Carlos Geovanny Almeida Ávila, quien llevó a cabo su trabajo de graduación en “Uso de bloques de poliestireno expandido en terraplenes”.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Almeida buscaba “Dar a conocer en nuestro medio las bondades del material y el uso de bloques del poliestireno expandido, para su empleo en terraplenes “construidos sobre suelos blandos” como medio de transmisión de cargas generadas por el paso vehicular.” (ALMEIDA AVILA, 2014, p. 26)

Luego de analizar el empleo de los bloques de poliestireno, también conocidos como GEOFOAM, y de evaluar su funcionalidad en suelos de baja resistencia, Almeida concluye que en los procesos donde se hace uso de dicho material aligerante, estos son menos complicados, causan un menor impacto, y son más rápidos. Además, menciona que, gracias a sus características, los bloques pueden ser implementados en diversos problemas de ingeniería, en particular sobre terrenos blandos.



**Figura 2: Superficie de lleno con poliestireno expandido**

Fuente: BEDOYA, M. F. (2009). Llenos con poliestireno expandido, p. 109.

Ahora, en cuanto al material aligerante de interés, existen empresas en el ámbito mundial que trabajan desde hace 60 años con la arcilla expandida.

La Asociación Europea de Arcilla Expandida (EXCA por sus siglas en inglés), compuesta por 12 compañías que operan en 11 países y en alrededor de 20 plantas en Europa, representa más del 90% de la industria europea. La EXCA define la arcilla expandida como un agregado liviano, eficiente y duradero, adecuado para una amplia variedad de aplicaciones en el sector de la construcción. (EXCA, 2018)

En varios países de Europa se ha venido implementando la arcilla expandida como material de lleno desde el año 1958, pues gracias a sus propiedades permite resolver varios

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

problemas simultáneamente. Con poco peso y alta resistencia, puede reducir asentamientos, empujes de tierras y el riesgo de colapso por estabilidad. (EXCA, 2018)

En el año 2014, la EXCA trabajó en el proyecto llamado “Train Station Yerres” (estación de tren Yerres), ubicado en la ciudad de Yerres, Francia. En dicha estación, las vías del tren se encuentran a 8 metros de altura, donde se genera una gran presión sobre la pared que linda con las vías. Con el fin de disminuir el asentamiento y el empuje horizontal ocasionado sobre la pared, se tomó la decisión de aligerar el material de lleno con arcilla expandida. El volumen total requerido fue de 300 m<sup>3</sup> y se implementó un tamaño de grano de 8-16 mm, la distancia total era de 70 m de largo y una altura constante de 8 m. La EXCA ratifica que este material le permitió al contratista trabajar de la forma más rápida posible.



**Figura 3: Lleno en Train Station Yerres**

Fuente: EXCA. (2018). Recuperado de: European Expanded Clay Association:  
<http://www.exca.eu/>

De igual forma, algunos estados de Estados Unidos conforman el Instituto de Pizarra y Arcilla Expandida (ESCSI por sus siglas en inglés), en el cual el agregado liviano se prepara expandiendo ciertos minerales en hornos a temperaturas superiores a los 1000 grados centígrados. Los procesos de selección son estrictamente controlados para garantizar un agregado liviano uniforme y de alta calidad, pues es un producto ecológico que además de ahorrar costos en materiales, mano de obra y transporte en una obra de ingeniería, mejora la funcionalidad y la vida útil de los productos donde se implementa. (ESCSI, 2018)

En la ciudad de Charlotte, Estados Unidos, la ESCSI formó parte en el proyecto “CATS South Boulevard Project”, pues se quería que el patio de un colegio quedara a la misma altura del parqueadero de 3 pisos con el que lindaba. Para esto fue necesario rellenar el

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

terraplén detrás de la plataforma de estacionamiento con 13000 toneladas de agregado liviano. De lo contrario, el lleno con material tradicional (suelo), hubiera generado altas presiones sobre la pared debido a su gran altura.



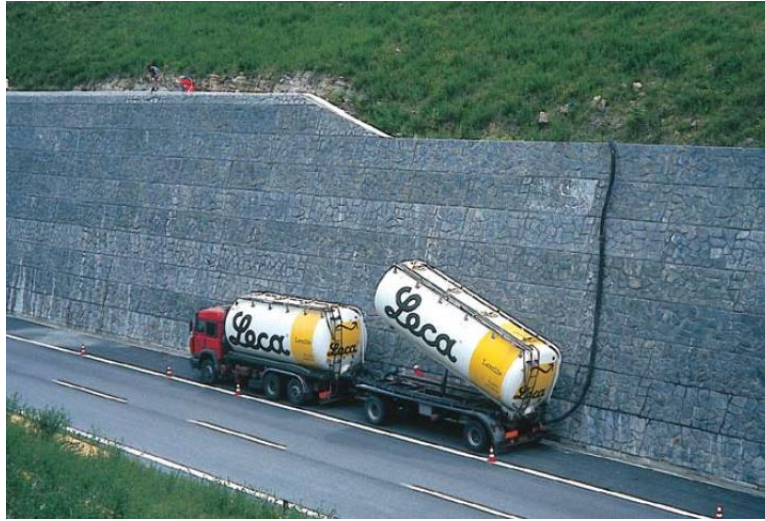
**Figura 4: Proyecto CATS South Boulevard en Charlotte, USA**

Fuente: ESCSI. (13 de Abril de 2018). Recuperado de: Expanded Shale, Clay and Slate Institute: <https://www.escsi.org/>

La Figura 5 corresponde a un lleno realizado con arcilla expandida marca LECA (Lightweight expanded clay aggregate) sobre la autopista A6 Torino - Savona en Italia. El producto LECA fue desarrollado en el año 1930 en Escandinavia y desde 1950 ha sido ampliamente utilizado en aplicaciones de ingeniería estructural y geotecnia en Europa. “Debido a su peso liviano, la presión que impacta la estructura es hasta un 75% más baja que la inducida por el lleno natural de roca. Menor presión de tierra permite un dimensionamiento optimizado de las estructuras de soporte.” (LECA, n.d.)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.





**Figura 5: Lleno con LECA detrás de un muro de contención**

Fuente: DI PRISCO, C. (s.f.). Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca.

Otro ejemplo de empresa en el ámbito mundial que trabaja con arcilla expandida es la empresa alemana Fibo Exclay, la cual cuenta con 9 fábricas para su producción (Blähton-LEGAGEO) en toda Europa. Ofrecen una excelente calidad del material proveniente de la ciudad de Lemstedt al norte de Alemania y décadas de experiencia en producción y tecnología. (FIBO EXCLAY, 2018)

Para finalizar, la empresa portuguesa Argex, también productora de arcilla expandida expone en sus catálogos algunos casos de éxito a nivel mundial donde se ha trabajado con dicho material, estos son:

- Túnel Sabadell en Barcelona, España, (Figura 6) se realizó el lleno sobre un túnel de 2,9 km, aplicando 4400 m<sup>3</sup> del material Argex Geotecnia, el cual cuenta con una densidad suelta de 400-500 kg/m<sup>3</sup>. Haber sustituido el suelo compactado con arcilla expandida, se disminuyó el peso permanente sobre el túnel. (ARGEX, n.d.)
- Estadio del Athletic de Bilbao en Bilbao, España, (Figura 7) con ayuda de la arcilla expandida se llevó a cabo lleno sobre paredes de sótanos, lleno en terraplenes y drenajes, esto con el fin de disminuir el empuje horizontal sobre las paredes de sótanos y evitar el deslizamiento del pavimento alrededor de estas. A causa de las propiedades de drenaje del material Argex Geotecnia, se evita la filtración de la humedad en la construcción. (ARGEX, n.d.)
- Hipermercado Santarém, Portugal (Figura 8) donde se realizó el lleno sobre un muro de contención y drenaje, logrando un alto rendimiento de ejecución.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 6: Proyecto Túnel Sabadell Barcelona, España**

Fuente: ARGEX. (s.f.). Recuperado de: Argex Arcilla Expandida  
<http://argex.pt/es/geotecnica.html>



**Figura 7: Proyecto Estadio del Athletic Bilbao, España**

Fuente: ARGEX. (s.f.). Recuperado de: Argex Arcilla Expandida  
<http://argex.pt/es/geotecnica.html>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 8: Proyecto Hipermercado Santarém, Portugal**

Fuente: ARGEX. (s.f.). Recuperado de: Argex Arcilla Expandida  
<http://argex.pt/es/geotecnica.html>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## **1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.2.1 Objetivo general**

Evaluar la viabilidad técnica y económica de sustituir el material de lleno tradicional en muros de contención de gravedad y en voladizo por arcilla expandida.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Examinar el comportamiento de dos muros de contención, uno de gravedad y otro en voladizo, según el empuje horizontal ejercido por los diferentes materiales de lleno (suelo y arcilla expandida).

Definir la validez de la sustitución del lleno según las limitaciones y ventajas técnicas del empleo del material aligerante.

Determinar la viabilidad de la sustitución del lleno a partir del análisis costo-beneficio.

### **1.3 MARCO DE REFERENCIA**

La geotecnia es considerada una de las áreas más complejas de la ingeniería civil debido al alto nivel de incertidumbre en cuanto al suelo y su comportamiento. No existe garantía absoluta que, una vez construida una cimentación, encargada de transmitir las cargas de la estructura al suelo y brindar un sistema de apoyo estable, esta se comporte estrictamente dentro de los niveles en los cuales fue diseñada. Sin embargo, se debe procurar que todo diseño cumpla con los diferentes requisitos como funcionalidad, seguridad, resistencia y economía.

Primero, a la hora de diseñar un muro de contención, se deben determinar las fuerzas solicitantes y resistentes que actúan sobre la estructura. Posteriormente, se debe comparar que el dimensionamiento del muro resista adecuadamente los esfuerzos y fatigas resultantes, además su estabilidad frente a posibles inclinaciones o desplazamientos. (GOBIERNO DE CHILE, 1994)

Además, debido a que los esfuerzos horizontales actuantes sobre la estructura dependerán específicamente del material que se encuentre como lleno, es importante conocer las propiedades del mismo.

#### **1.3.1 Materiales de lleno**

- **Arcilla expandida**

La arcilla se obtiene mediante un proceso industrial al someter los gránulos de la misma a elevadas temperaturas, causando un aumento de su volumen al desprender gas. Hace parte de los agregados termo-expandidos livianos, donde su densidad es de hasta un 70% menos que la de áridos convencionales. Algunas de las características que presenta es una buena resistencia a la compresión, alta resistencia al fuego, baja reactividad química, naturalmente exento de materia orgánica, estabilidad en presencia permanente de agua y, asimismo, es amigable con el medio ambiente. A la arcilla expandida se le pueden dar diferentes usos, es útil tanto para geotecnia como para servir de aislante térmico y acústico, desarrollar concreto y mortero liviano, prefabricación liviana y, por último, agro y jardinería. (CONSTRUCTORA CONCONCRETO S.A., 2018). En el capítulo 2.3.2 Arcilla expandida se presentan las propiedades del material.



**Figura 9: Producto “Livitek” Conconcreto**

Fuente: Conconcreto. Ficha técnica Livitek

La Figura 10 expone las diferentes áreas en las que se le puede dar uso a la arcilla expandida según la EXCA, y quienes se refieren al material como un producto que tiene todo en uno, “all in one product”.



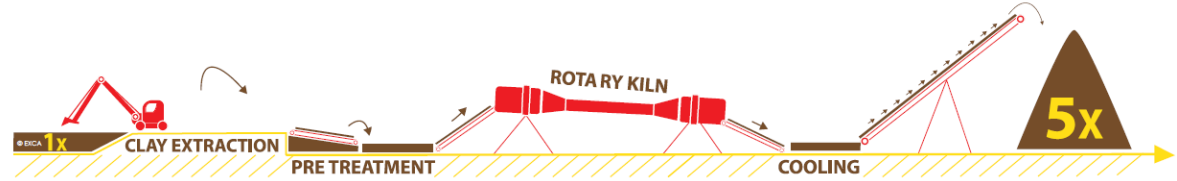
**Figura 10: “All-in-one product” EXCA**

Fuente: EXCA. (2018). Recuperado de: European Expanded Clay Association:  
<http://www.exca.eu/>

Adicionalmente, la producción del material también se considera como un proceso sostenible. La EXCA realiza un esquema claro de cómo ellos obtienen la arcilla expandida. Una vez extraen arcilla natural y en abundante disponibilidad, la someten a un pretratamiento y luego la procesan en hornos rotatorios a una temperatura de hasta 1150 grados centígrados. Luego, entra a un proceso de enfriamiento, el cual es de suma importancia para garantizar la calidad del producto. Una vez  $1 \text{ m}^3$  de arcilla natural pasa por cada uno de los procesos, se alcanza un total de  $5 \text{ m}^3$  de arcilla expandida. (EXCA, 2018)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## FROM 1m<sup>3</sup> CLAY TO 5m<sup>3</sup> EXPANDED CLAY



**Figura 11: Procedimiento arcilla expandida por EXCA**

Fuente: EXCA. (2018). Recuperado de: European Expanded Clay Association:  
<http://www.exca.eu/>

### ○ **Material de lleno tradicional**

El material de lleno tradicional de un muro de contención es el proveniente de la excavación en la ubicación de la obra, siempre y cuando, presente las propiedades físicas y mecánicas necesarias para garantizar una resistencia adecuada. Con el fin de determinar si dicho material cumple con los requisitos, se debe realizar un estudio del suelo en la zona del proyecto, por lo general se realiza el ensayo de penetración estándar (SPT).

En caso de ser necesario, se recurre a préstamos de material proveniente de otro sitio, como canteras, que cumplan con las características exigidas para el lleno y que sea favorable en cuanto al flete.

En la Tabla 1 se exponen algunas propiedades de diferentes tipos de suelo, así como: porosidad (n%), relación de vacíos (e), humedad natural (w%), densidad seca ( $d_s$  en T/m<sup>3</sup>) y densidad saturada ( $d_{sat}$  en T/m<sup>3</sup>).

**Tabla 1: Propiedades técnicas de los suelos**

tipo de suelo	n (%)	e	w ( $S_r = 100\%$ )	$d_s$	$d_{sat}$
arena uniforme suelta	46	0.85	32	1.44	1.89
arena uniforme densa	34	0.51	19	1.75	2.08
arena gradada suelta	40	0.67	25	1.59	1.98
arena gradada densa	30	0.43	16	1.86	2.16
tillita glacial gradada	20	0.25	9	2.11	2.32
arcilla glacial blanda	55	1.20	45	1.21	1.76
arcilla glacial dura	37	0.60	22	1.69	2.06
arcilla algo orgánica blanda	66	1.90	70	0.92	1.57
arcilla muy orgánica blanda	75	3.00	110	0.68	1.43
arcilla montmorillonítica	84	5.20	194	0.44	1.28
turba amorfa	91	10	500	0.18	1.09
turba fibrosa	94	15	1000	0.09	1.03

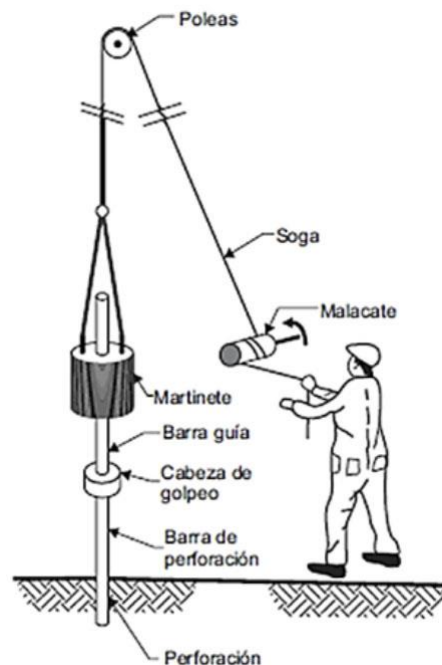
Fuente: CHACÓN MONTERO, J. (2017). *Mecánica de Suelos y Rocas*. Universidad de Granada, Granada.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### 1.3.2 Estudio de suelos

- **Ensayo de penetración estándar**

El ensayo de penetración estándar o SPT por sus siglas en inglés, ilustrado en la Figura 12, (Standard Penetration Test) fue desarrollado por el ingeniero Terzaghi alrededor del año 1927 y normalizado como la prueba ASTM D-1586 desde 1958. Hoy en día, es el ensayo más popular y económico para obtener información geotécnica del subsuelo. Se estima que el 85% - 90% de los diseños de fundaciones convencionales en los continentes de Norte- y Sudamérica son realizados utilizando el SPT (BOWLES, 1997, p. 154). Es una prueba in situ que consiste en dejar caer una masa de 63,5 kg a una altura de 76,2 cm de altura y contar el número de golpes "N" necesarios para penetrar el suelo 30 cm (DELGADO VARGAS, 1996). Luego, a partir de unas fórmulas, es posible determinar algunos de los parámetros del suelo como: densidad del material, cohesión, módulo de elasticidad y ángulo de fricción. Por lo tanto, es posible identificar el tipo de suelo que se encuentra en la zona donde se realiza el estudio.



**Figura 12: SPT**

Fuente: SÍSMICA DE SUELOS. (s.f.). Recuperado de: Sísmica de Suelos:  
<http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



### 1.3.3 Muros de contención

Los muros de contención son elementos estructurales de amplio uso en obras civiles, cuya finalidad es la contención de tierras para estabilización de taludes naturales, formación de terraplenes para carreteras, formación de estribos para obras de paso, etc. (LUCERO PARDO, PACHACAMA CAIZA, & RODRÍGUEZ MONTERO, 2012)

De acuerdo con Bowles (1997), “los muros de contención se utilizan para evitar que el material retenido asuma su pendiente natural. Se usan comúnmente para soportar tierras, carbón, pilas de mineral y agua” (p.657). Y sostiene que, “...para obras viales en las que la ubicación de las carreteras en la ladera requiere muros de contención para mantener la tierra en su lugar.” (BOWLES, 1997, pág. 657)

En el área de la construcción existen diferentes tipos de muros, se podría decir que los más tradicionales son: muro de gravedad, muro en voladizo, muro encribado, muro de gaviones, muro de tierra armada, muro de tierra reforzado, muros tablestacados y muros pantalla. El uso de cada uno de ellos depende de la sollicitación que se tenga en un caso específico, pues todas trabajan de una manera diferente (BUILES, 2016). Además, se deben tener en cuenta consideraciones como la ubicación del proyecto y su acceso, el espacio que se tiene disponible, el tipo de terreno y sus características y la proximidad de los materiales. En la Figura 13 se muestran algunos de los muros mencionados, en la que (a) “gravity wall” es el muro de gravedad, (b) “semigravity wall” el muro de semi-gravedad y (c) “cantilever wall” el muro en voladizo.

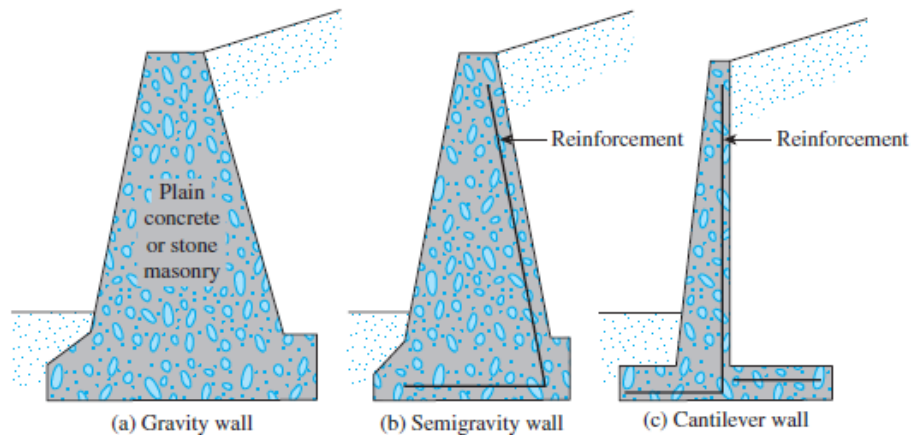
- **Muro de gravedad**

Los muros de gravedad son construidos en concreto o de mampostería en piedra, donde utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales de tierra o de otros materiales usados como rellenos y lograr la estabilidad necesaria. “Este tipo de construcción no es económico para muros altos” (BRAJA, 2014, p. 650). En algunos casos, se utiliza una pequeña cantidad de acero de refuerzo y se disminuyen las secciones del muro. En esta ocasión, se les puede llamar muros de semi-gravedad.

- **Muro en voladizo**

Los muros en voladizo resisten el empuje originado por la presión del relleno, por medio de la acción en voladizo de un muro vertical y una base horizontal, para garantizar la estabilidad. Se diseñan para resistir los momentos flectores y el cortante producidos por el empuje. (LUCERO PARDO, PACHACAMA CAIZA, & RODRÍGUEZ MONTERO, 2012, pág. 68) “Este tipo de muro es económico hasta una altura de alrededor 8 m.” (BRAJA, 2014, p. 650)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 13: Tipos de muro de contención**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p. 651.

### 1.3.4 Empujes sobre estructuras de contención

#### ○ Empujes de tierras

Para diseñar correctamente una estructura de contención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo que se encuentra retenido detrás de la misma, los cuales son: peso específico, ángulo de fricción y cohesión. Además, se debe conocer si hay presencia de agua en la zona, ya que este es un factor que también tiene gran incidencia sobre estas estructuras. A partir de estos, el calculista puede determinar el empuje horizontal para el cual debe ser diseñado el muro. (BRAJA, 2014)

*El suelo o material de relleno adyacente al muro de contención, ejerce sobre este una fuerza que tiende a volcarlo o deslizarlo hacia el exterior, esta fuerza se denomina “empuje de tierras” y su valor debe ser determinado para el caso en estudio. La determinación de estas fuerzas se basa en condiciones de empuje activo y pasivo, que dependen del tipo, calidad, estado y altura del suelo que contribuye al empuje.  
(GOBIERNO DE CHILE, 1994)*

Existen diferentes teorías para determinar los empujes actuantes sobre la estructura a la hora de realizar el diseño. Entre los más destacadas se encuentra la teoría de Rankine y la de Coulomb.

La teoría de Coulomb fue uno de los primeros métodos desarrollados para estimar el empuje de tierras sobre muros a partir de unas suposiciones, año 1776 aproximadamente. Sin embargo, Bowles (1997) considera que una de las principales deficiencias de su teoría, es el hecho de suponer que el suelo es ideal y la zona de ruptura es un plano.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Por otro lado, la teoría de Rankine, publicada en 1857, considera el suelo en equilibrio plástico o en equilibrio límite, es decir que cada punto de una masa semi-infinita de suelo se encuentra al borde de la rotura. Rankine asume que dicha masa está únicamente sujeta a su propio peso y que el esfuerzo vertical permanece constante.

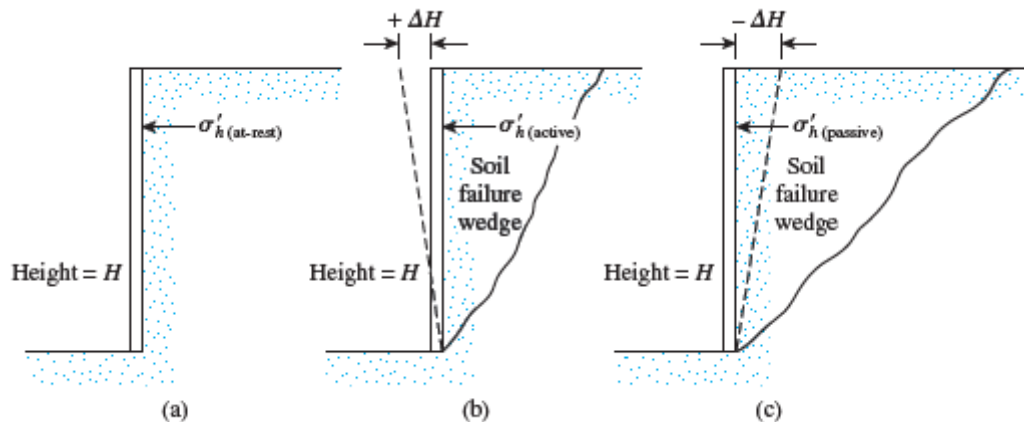
*La transición del estado de equilibrio plástico al estado de flujo plástico representa la falla de la masa. Si el peso de la masa ayuda a producir una expansión en dirección horizontal, la falla es activa. Si la compresión lateral del suelo es resistida por el peso de la masa, la falla es pasiva. (MURTHY, 2001)*

Las suposiciones son esencialmente las mismas que Coulomb, solo que, a diferencia de Coulomb, Rankine asume que no hay fricción entre el muro y el suelo. (BOWLES, 1997) Esta consideración es la que marca la diferencia entre una teoría y la otra.

Braja (2014) presenta en el capítulo número 19 de su libro *Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation*, una sección donde hace énfasis sobre las condiciones bajo las cuales se recomienda diseñar un muro de contención a partir de la teoría de Coulomb (1997) o de Rankine (1857).

El ingeniero, llega a la conclusión que en general se deben seguir las siguientes recomendaciones sin cometer errores significativos. Para muros en voladizo y contrafuertes, utilizar la teoría de Rankine y para muros de gravedad y semi-gravedad, utilizar la teoría de Coulomb. (BRAJA, 2014)

De acuerdo con los desplazamientos que se presenten entre el muro de contención y el suelo, se originan los empujes activos, pasivos o el estado en reposo. En la Figura 14 (a) corresponde al estado en reposo, (b) al empuje activo y (c) al empuje pasivo.

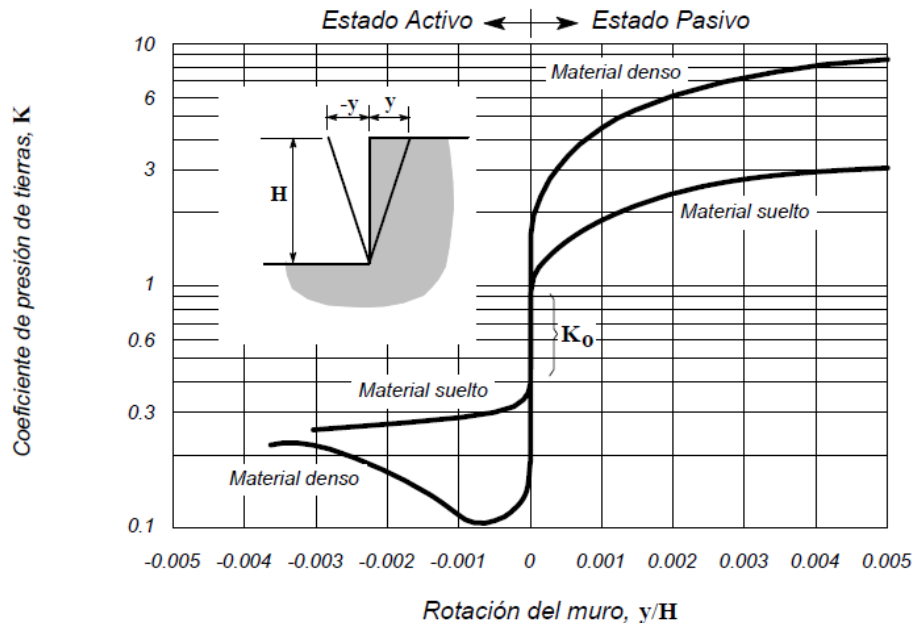


**Figura 14: Empujes de tierras en una estructura de contención**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.595.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La Gráfica 1, presentada en la NSR-10, expresa una posible aproximación del coeficiente de presión de tierras en función de la rotación del muro para materiales densos y sueltos. Se evidencia que el coeficiente del empuje pasivo es siempre mayor que el coeficiente del empuje activo, no quiere decir que sea el más crítico, pues esto depende del comportamiento del suelo en estudio y de las condiciones de diseño de la estructura. Se observa también que en el cambio del estado activo al estado pasivo, se encuentra el estado en reposo.



**Gráfica 1: Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento**

Fuente: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, p. H-28.

⇒ **Estado en reposo**

El estado en reposo, representado por el coeficiente  $K_0$ , corresponde a la relación de tensiones vertical/horizontal ( $\sigma'_h / \sigma'_v$ ) y se produce cuando la estructura de contención no sufre prácticamente ningún tipo de desplazamiento, es decir, las deformaciones son nulas.

Para suelos normalmente consolidados, la relación de  $K_0$  (Jaky, 1944) es:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Para suelos sobreconsolidados, el coeficiente  $K_0$  (Mayne and Kulhawy, 1982) es:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

Donde  $OCR$  es la relación de sobreconsolidación.

Un suelo se considera normalmente consolidado ( $OCR = 1$ ), si este nunca ha sido sometido a tensiones mayores que las actuales, mientras que un suelo sobreconsolidado ( $OCR > 1$ ), ha sido cargado y descargado a lo largo del tiempo, por lo que sus tensiones históricas máximas, han sido mayores que las actuales. (UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA) De acuerdo con la ingeniera María Jaqueline Espinosa Rodríguez, “la anterior afirmación es válida para suelos sedimentarios y en la mecánica de suelos tradicional. Cuando se involucran consideraciones de los suelos residuales, este tipo de afirmaciones deben ser revisadas, pues en muchos casos no aplican para estos suelos.” (ESPINOSA, 2018)

Cabe mencionar que, La NSR-10, en el segmento H.6.4.3, define el estado en reposo como:  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  (Jaky, 1944).

Una vez conocido el coeficiente del estado en reposo, se calcula el empuje correspondiente:

$$P_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

## ⇒ Empuje activo

El empuje activo se identifica cuando se produce un desplazamiento menor del muro en el sentido opuesto a la del banco de tierra que está conteniendo, como se observa en la ilustración (b) de la Figura 14: Empujes de tierras en una estructura de contención. Únicamente se pueden considerar de tipo activo cuando exista la posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. El coeficiente activo de presión se representa como  $K_a$ .

En suelos granulares ( $c'=0$ ), el coeficiente activo a partir de Coulomb (1776) está determinado por:

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

Mientras que para Rankine (1857), quien no considera la interacción suelo-estructura ( $\delta' = 0$ ) se determina de la siguiente manera:

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

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Cuando el terreno soportado no alcanza la estructura con una pendiente, si no que se tiene una horizontal entre el lleno y la parte superior del muro, el ángulo de inclinación es igual a cero ( $\alpha = 0$ ), para esta situación, la fórmula de Rankine (1857) es:

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

Luego, el empuje activo, independiente del método implementador para determinar  $K_a$ , se calcula como:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

El cálculo del empuje activo varía únicamente si se tienen suelos cohesivos, donde para Rankine (1857) este está dado por:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

Fuente fórmulas: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.).

Ver ANEXO 1: EMPUJE ACTIVO TEORÍA DE RANKINE

## ⇒ Empuje pasivo

Por otra parte, el estado pasivo en el empuje de tierras se presenta cuando el banco de tierra es empujado por el muro (ver Figura 14: Empujes de tierras en una estructura de contención) y se representa como  $K_p$ .

En suelos granulares ( $c'=0$ ), el coeficiente pasivo a partir de Coulomb (1776) está determinado por:

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

Rankine (1857) para suelos granulares ( $c'=0$ ):

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

Y, cuando  $\alpha = 0$ , Rankine (1857):

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

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

Luego, el empuje pasivo para suelos granulares está dado por:

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Y para suelos cohesivos por:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$$

Fuente fórmulas: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.).

Ver ANEXO 2: EMPUJE PASIVO TEORÍA DE RANKINE

De las fórmulas anteriores se tiene que:

$H$  = altura del muro

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la horizontal del muro con el terreno

$\beta$  = ángulo entre la vertical del muro junto al lleno y la horizontal en la base

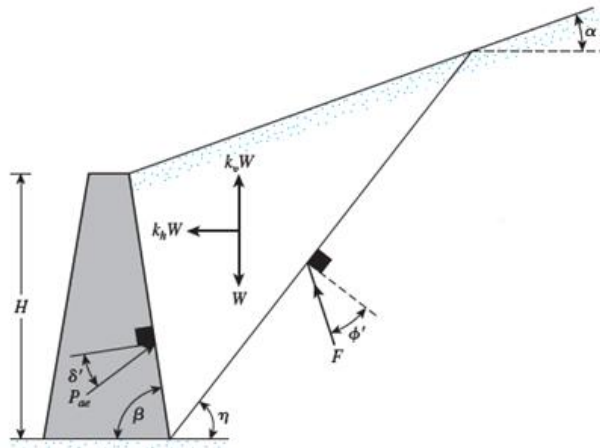
$\delta'$  = ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$\phi'$  = ángulo de fricción del material de lleno

$\gamma$  = peso específico del material de lleno

$c'$  = cohesión del material de lleno

En la Figura 15, se ilustran los ángulos presentes en las fórmulas ( $\beta$ ,  $\delta'$ ,  $\phi'$ ) para una mayor claridad.



**Figura 15: Ilustración ángulos en cuestión**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p. 625

○ **Empujes de tierras en condiciones pseudo-estáticas**

Si el diseño se realiza teniendo en cuenta los efectos sísmicos, se deben calcular las fuerzas generadas sobre la estructura de contención en dicha condición.

Existen diferentes metodologías para determinar los empujes de tierras en condiciones pseudo-estáticas. La metodología de Mononobe-Okabe, ecuaciones desarrolladas en Japón en el año 1926, la teoría de Lambe y R. Whitman y el método de la espiral logarítmica.

Siguiendo la metodología de Mononobe-Okabe (utilizada en este trabajo debido a que es la que la NSR-10 recomienda) el empuje activo en condiciones pseudo-estáticas equivale a:

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = \frac{1}{2} (1 - k_v) \cdot K_{aey} - c^* \cdot K_{aec}$$

En la cual:

$$c^* = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

$$m = \frac{c' \cdot \cos \theta'}{\gamma \cdot H \cdot (1 - k_v)}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



$$= \frac{\tan n_c \cdot \sin \varnothing' \cdot \sin(\varnothing' - \theta') + m \cdot \sin(2\varnothing') + [\sin \varnothing \cdot \sin(\varnothing' - \theta') \cdot \cos \varnothing' + 4 \cdot m^2 \cdot \cos^2 \varnothing' + 2 \cdot m \cdot \cos \varnothing' \cdot \{\sin \varnothing' \cdot \cos \theta' + \sin(\varnothing' - \theta')\}]^{0.5}}{\sin \varnothing' \cdot \cos(\varnothing' - \theta') + 2 \cdot m \cdot \cos^2(\varnothing')}$$

$$K_{aey} = \frac{\cos(\varnothing' - \theta') - \frac{\sin(\varnothing' - \theta')}{\tan n_c}}{\cos \varnothing' \cdot (\cos \varnothing' + \tan n_c \cdot \sin \varnothing')}$$

$$K_{aec} = \frac{\cos(\varnothing') \cdot (1 + \tan^2 n_c)}{\tan n_c \cdot (\cos \varnothing' + \tan n_c \cdot \sin \varnothing')}$$

Luego, debido a que en el resultado del empuje pseudo-estático se encuentra intrínseco el valor contribuido por el empuje estático, este último se resta para determinar el empuje aportado netamente por las condiciones sísmicas.

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Donde:

$\theta'$  = ángulo de inercia sísmico

$\varnothing'$  = ángulo de fricción del suelo

$c'$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$k_h$  = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

$k_v$  = coeficiente sísmico de aceleración vertical

$K_{ae}$  = coeficiente activo sísmico

$P_{ae}$  = empuje activo sísmico

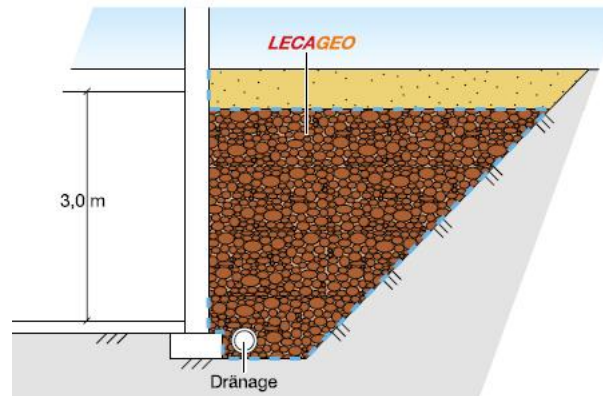
#### ○ **Empuje del material aligerante (arcilla expandida)**

El cálculo de los empujes, activo y pasivo, cuando se trabaja con un lleno fuera de lo convencional, en este caso arcilla expandida, se realiza de la misma manera que cuando el lleno es elaborado con material tradicional, suelo.

La empresa alemana Fibo Exclay (2018), expone en su catálogo correspondiente al LECAGEO para geotecnia, algunos ejemplos de cómo realizar el cálculo del empuje horizontal que realiza el material aligerante sobre la estructura de contención. En la Figura 16, se muestra uno de los problemas desarrollados en el catálogo, el cual trata de un muro

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de contención con una altura de 3 m y un lleno con material aligerante (arcilla expandida LECAGEO).



**Figura 16: Ejemplo con ‘LECAGEO’**

Fuente: FIBO EXCLAY. (2018). Blähton für die Geotechnik LECAGEO.

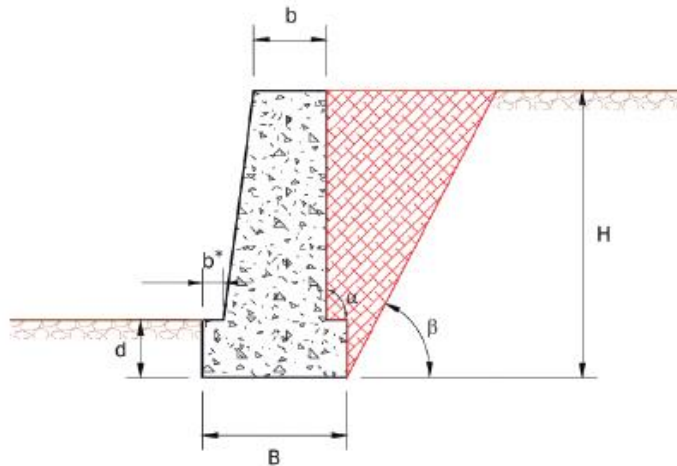
Fibo Exclay (2018) desarrolla el cálculo del empuje en el estado de reposo, teniendo en cuenta que la altura del muro son 3,0 m, el volumen del lleno  $18,0 \text{ kg/m}^3$  y el ángulo de fricción del material de lleno  $32,5^\circ$ . Sin embargo, aplica directamente un factor de seguridad de 1,2 sobre el ángulo de fricción de la siguiente manera  $\frac{\tan 32,5^\circ}{1,2} = 28,0^\circ$ , reduciéndolo así a un valor de  $28,0^\circ$ . Luego, para calcular el coeficiente del estado en reposo realiza:  $K_o = 1 - \sin 28,0^\circ = 0,53$ . Y, finalmente, el empuje correspondiente sobre el muro equivale a:  $P_o = 0,53 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 18,0 \text{ kg/m}^3 = 28,6 \text{ kN/m}^2$ .

Para ver el ejemplo completo, ir a: ANEXO 3: DESARROLLO EJEMPLO CON LECAGEO.

Como se mencionó anteriormente, el desarrollo del problema fue realizado con un estado en reposo, se observa que la fórmula implementada para determinar el coeficiente  $K_o$ , corresponde a (Jaky, 1944) y es la misma que la que presenta la NSR-10 en el título H ecuación H.6.4-3.

Para dar otro ejemplo que soporte el cálculo del empuje con arcilla expandida, el Departamento de Ingeniería Estructural del Politécnico de Milán (Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano), realiza un ejemplo de un muro de contención de gravedad (Figura 17) donde demuestra que el empuje horizontal sobre la estructura disminuye al sustituir el lleno por arcilla expandida. “...debe tenerse en cuenta que ya en condiciones estáticas, el relleno con arcilla expandida reduciría significativamente el valor del empuje, que para el trabajo de soporte es precisamente la acción estabilizadora” (DI PRISCO, Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 17: Esquema geométrico muro de contención de gravedad**

Fuente: DI PRISCO, C. (s.f.). Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica.

En el documento *Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca*, el ingeniero Prisco, autor del mismo, describe el coeficiente activo y pasivo de la siguiente manera, y realiza el ejemplo en su documento *Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica* a partir de esto. Para ver el ejemplo completo ir a: ANEXO 4: EJEMPLO COMPLETO DI PRISCO. C

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi'(\text{argilla})}{1 + \text{sen}\phi'(\text{argilla})} ; K_P = \frac{1 + \text{sen}\phi'(\text{argilla})}{1 - \text{sen}\phi'(\text{argilla})}$$

**Figura 18:  $K_a$  y  $K_p$  en arcilla expandida**

Fuente: DI PRISCO, C. (s.f.). Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica.

Se observa que las fórmulas son las correspondientes a la teoría de Rankine para suelos no cohesivos y para una inclinación  $\alpha = 0$ .

○ **Empujes por sobrecargas**

Si en el diseño de las estructuras de contención se deben considerar los empujes generados sobre la misma debido a cargas externas uniformemente distribuidas, este se calcula de la siguiente manera:

$$Q = q \cdot H \cdot K_a$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Donde:

$q$  = carga uniformemente distribuida

$H$  = altura total del muro

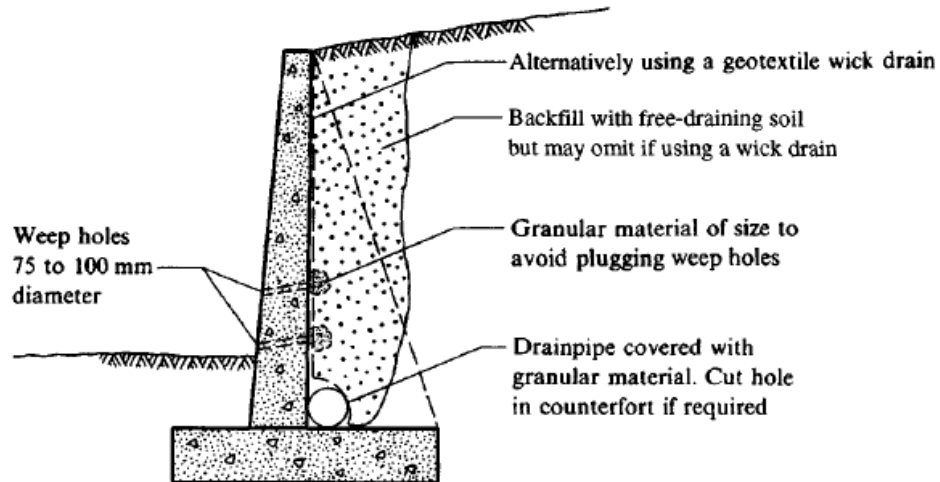
$K_a$  = coeficiente del empuje activo

○ **Empujes debidos al agua**

El agua del terreno incide de muchas maneras en el comportamiento de las fundaciones. Por ejemplo, puede generar subpresiones que requieren consideración en el cálculo de la estabilidad de la obra. La acción erosiva de corrientes de agua puede desestabilizar los mantos portantes. (DELGADO VARGAS, 1996)

La NSR-10 (2010) afirma que “Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización” (p. H-30). Por lo tanto, para evitar el empuje del agua sobre la estructura y la posible afectación de la estabilidad del mismo “los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro”. (ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, 2010, p. H30)

En la Figura 19 se muestra un ejemplo de un sistema de drenaje expuesto en el libro de BOWLES (1997) *Foundation Analysis and Design*.



**Figura 19: Sistema de drenaje**

Fuente: BOWLES, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5 ed.), p.694.

Para los muros de contención diseñados con material de lleno tradicional, se implementa un geodren planar compuesto por dos capas de geotextil y una malla entre estas, además

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

una tubería sobre la base del muro. Y, en el caso del “Livitek” (arcilla expandida), gracias a ser un material de lleno que trabaja como filtro, únicamente se implementa una cañuela en la base del muro que se encarga de extraer el agua que baja por los granos de arcilla expandida.

### 1.3.5 Factores de seguridad

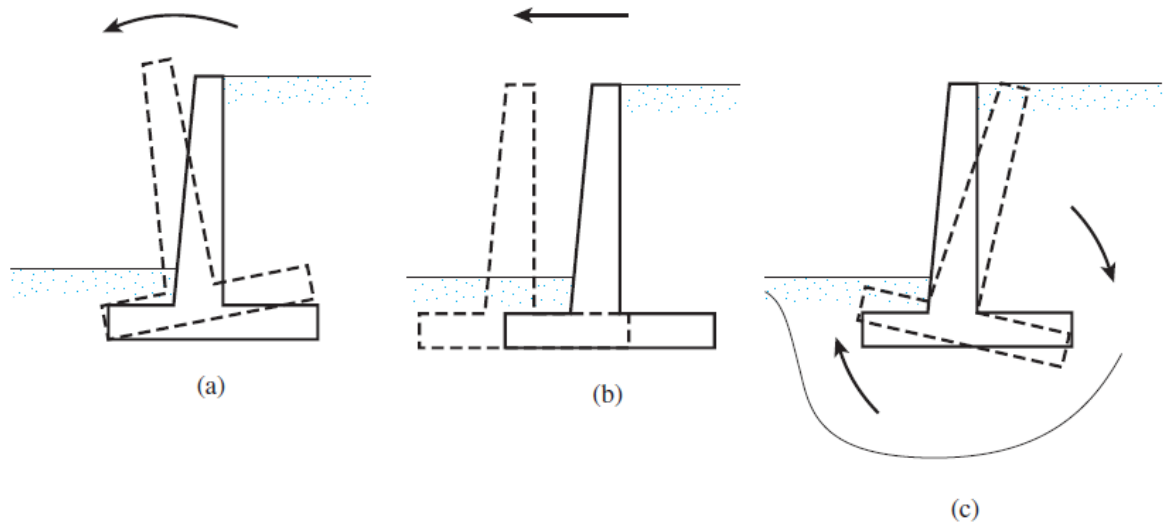
Con el fin de diseñar una estructura que en lo posible cumpla con los requisitos mencionados anteriormente, se deben tener en cuenta los diferentes factores de seguridad, que en términos generales está dado por:  $F.S = \frac{\text{Resistencia estructura}}{\text{Carga aplicada}} > 1.0$ . Si la estructura en cuestión es un muro de contención, se deben evaluar 3 factores de seguridad donde todos deben cumplir. El factor de seguridad por volcamiento, por deslizamiento y por capacidad portante, cada uno de ellos exige un valor mínimo de seguridad. La estimación de dichos factores se debe realizar con mucha cautela, pues si este es muy pequeño, la probabilidad de falla aumenta, pero si es muy alto, los costos de la estructura se aumentan significativamente. (BUILES, 2016)

La capacidad portante del suelo es la capacidad del mismo para soportar las cargas aplicadas sobre él. En otras palabras, es la máxima presión que se le puede aplicar al terreno antes de que se produzca una falla por cortante del suelo o un asentamiento diferencial a gran escala. (BUILES, 2016)

El volcamiento tiende a hacer girar el muro hacia el exterior en torno a su base y la falla se produce cuando el momento debido al empuje es mayor que el momento resistente de la estructura.

El deslizamiento tiende a desplazar el muro hacia el exterior sobre el plano de la base y la falla se ocasiona cuando la fuerza de deslizamiento debida al empuje es mayor que la fuerza resistente de la estructura.

En la Figura 20 se ilustran las fallas que puede presentar un muro de contención si no se cumple con los factores de seguridad exigidos. El esquema (a) corresponde a la falla por volcamiento, (b) a la falla por deslizamiento y (c) a la falla por capacidad portante del suelo.



**Figura 20: Fallas en muros de contención**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p. 656.

En la Tabla 2 y en la Tabla 3 se encuentran los factores de seguridad que se deben tomar para cada uno de los casos (deslizamiento, volcamiento y capacidad portante). Además, estos varían según el tipo de diseño que se está llevando a cabo, es decir, si se realiza el análisis en estado estático, sismo, pseudo-estático o construcción.

Nota: debido a que en este trabajo se realizan los diseños de los muros de contención en estado pseudo-estático, se toman los factores de seguridad correspondientes a dicha condición. Deslizamiento y volcamiento se toman de la Tabla 2 de la columna "Seudo-estático", que equivalen a 1,05 y 2,00 respectivamente. Y capacidad portante se toma de la Tabla 3 de la fila "Carga muerta + carga viva normal + sismo de diseño seudo-estático", que equivale a 1,50.

**Tabla 2: Factores de seguridad mínimos de la NSR-10**

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
<b>Deslizamiento</b>	1.60	1.60	Diseño	1.05
<b>Volcamiento:</b> el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	Diseño Diseño	$\geq 2.00$ $\leq 1/4$
<b>Capacidad portante</b>	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales térreos</b> (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados</b>	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
<b>Estabilidad general del sistema:</b>				
Permanente o de Larga duración ( > 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración ( < 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
<b>Laderas adyacentes (Zona de influencia &gt; 2.5H)</b>	1.20	1.50	Diseño	1.05

Fuente: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, p. H-31.

**Tabla 3: Factores de seguridad F<sub>sicp</sub> mínimos de la NSR-10**

Condición	F <sub>SICP</sub> Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, p.H-16.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## 2. ENFOQUE Y METODOLOGÍA

En la Tabla 4, se muestra el paso a paso realizado para lograr el cumplimiento de los objetivos de este trabajo.

**Tabla 4: Metodología del Trabajo de Grado**

1	2		3	4	5	6	7	
Planteamiento del problema, objetivo general y específicos	Vigilancia tecnológica	a. Contextualización	Determinación bases para el diseño de la estructura	a. Ubicación del proyecto	Diseño y modelo en Excel de los muros de contención según el material y el empuje horizontal ejercido en cada caso	Evaluación limitaciones y ventajas del empleo del material aligerante	Análisis financiero y cuadro de sensibilidad	Conclusiones y recomendaciones
		b. Antecedentes		b. Propiedades del material del lleno tradicional				
		c. Marco de Referencia		c. Propiedades de la arcilla expandida				
		d. Función del muro de contención						
		e. Predimensionamiento muro						

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



## **2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS**

La fase uno consistió en plantear el problema y definir el objetivo general y los específicos, con el fin de determinar el alcance del proyecto y los resultados buscados.

## **2.2 VIGILANCIA TECNOLÓGICA**

Una vez definida y establecida la fase anterior, se procedió a realizar una vigilancia tecnológica en bases de datos, artículos académicos, libros de geotecnia, estudios previos relacionados con muros de contención, trabajos de grado y entre otros. Esto con el fin de lograr un mejor entendimiento del tema, conocer un poco más sobre la empresa (Constructora Conconcreto S.A.) y estudiar los antecedentes del tema para tener conocimiento sobre resultados, casos de éxito, problemas, entre otros. Por último, a partir de la vigilancia tecnológica y de lo aprendido en el transcurso de la carrera de ingeniería civil, realizar el Marco de referencia (numeral 1.3), el cual proporciona los conceptos claves que intervienen a lo largo del trabajo y la sustentación de los modelos utilizados en el mismo.

## **2.3 BASES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

### **2.3.1 Ubicación del proyecto**

Como localización se definió la correspondiente a la del lote del proyecto Country de la Constructora Conconcreto, el cual se encuentra ubicado en la ciudad de Medellín sobre la vía Las Palmas a la altura del Country Club. En la Figura 21 se tiene una vista superior tomada con un dron que abarca el sitio en estudio. Cabe mencionar que los estudios de suelos se realizaron en la ubicación de la sala de ventas del proyecto, encerrada en rojo en la Figura 22.



**Figura 21: Imagen con dron de la ubicación del proyecto Country**

Fuente: Concreto. Fotografía con dron.



**Figura 22: Sala de ventas proyecto Country**

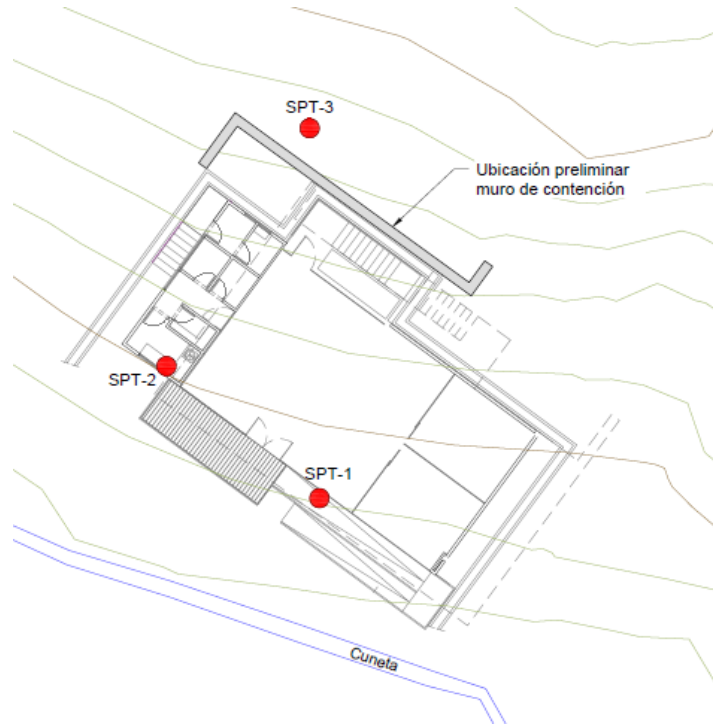
Fuente: Concreto. Localización general proyecto Country

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### 2.3.2 Propiedades materiales de lleno

- **Material del lleno tradicional**

En la Figura 23, se muestra la ubicación de los 3 ensayos realizados para obtener la información geotécnica del lugar.



**Figura 23: Ubicación SPT en sala de ventas proyecto Country**

Fuente: Concreto. Localización exploraciones sala de ventas

La Tabla 5 muestra la profundidad hasta la que se realizó el SPT.

**Tabla 5: Profundidad de sondeos**

<b>Sondeo</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Nivel Freático (m)</b>
SPT-1	8,10	NA
SPT-2	8,10	NA
SPT-3	9,00	NA

Fuente: Concreto. Informe sala de ventas proyecto Country

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A partir de los estudios de suelos realizados del día 1 al 5 de abril del año 2016, en la sala de ventas del lote Country, se encuentra lo siguiente: ANEXO 5: SUELO EN PROYECTO COUNTRY A PARTIR DEL SPT

Nota: a pesar de que en ninguno de los ensayos realizados se presentó nivel freático, se instala un sistema de drenaje que garantice la estabilidad de la estructura de contención.

La empresa encargada del estudio de suelos en dicho proyecto estimó los parámetros geomecánicos de los materiales encontrados a partir de los perfiles stratigráficos y de los ensayos de laboratorio y de campo. A partir de lo anterior, el resultado obtenido se puede ver en la Tabla 6.

**Tabla 6: Resumen de parámetros del suelo**

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$ (°)	E (kPa)
Lleno antrópico (QII)	17	8	20	8000
Saprolito de gneis (IC)	8	11	24	17000

Fuente: Concreto. Informe sala de ventas proyecto Country

○ **Arcilla expandida**

Como se mencionó anteriormente, la arcilla expandida tiene diferentes funciones gracias a sus características. En la Tabla 7, se muestran las referencias del Livitek con tamaños de grano y densidades según el caso. La densidad aparente corresponde a cuando se tienen varios granos de material y la densidad específica a cuando se tiene un solo grano.

**Tabla 7: Referencias y tamaños “Livitek”**

Referencias y tamaños	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	
	Aparente	Específica
Livitek® Mortero (< 6 mm)	600 ± 50	900 ± 50
Livitek® Concreto liviano (6 – 12 mm)	450 ± 50	750 ± 50
Livitek® Nivelación (12 – 16 mm)	350 ± 50	650 ± 50
Livitek® Geotecnia (> 16 mm)	250 ± 50	550 ± 50

Fuente: Concreto. Ficha técnica Livitek.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Cada una de las referencias tiene diferentes fines y aplicaciones. El Livitek Mortero sirve para la elaboración de morteros y concretos, Livitek Concreto liviano para la producción y fabricación de concretos, bloques, paneles y elementos prefabricados livianos. Por otra parte, el Livitek Nivelación se implementa en la nivelación de pisos, formación de pendientes, y también cuando se quiere un aislamiento térmico y acústico. Por último, el Livitek Geotecnia abarca aplicaciones como llenos geotécnicos, filtros, paisajismo techos verdes y sustrato vegetal. (CONSTRUCTORA CONCONCRETO S.A., 2018)

Debido a que este trabajo se trata de llenos geotécnicos, la referencia es “Livitek Geotecnia”, donde el tamaño correspondiente es  $>16$  mm ( $>5/8$ ”), la densidad aparente  $250 \pm 50 \text{ kg/m}^3$  y la densidad específica  $550 \pm 50 \text{ kg/m}^3$ .

La Tabla 8 expone las propiedades del Livitek en el área de geotecnia, que en este caso es el área de interés.

**Tabla 8: Propiedades en geotecnia “Livitek”**

Propiedad	Ensayo	Norma	Valor Medio
Tamaño de partícula	Granulometría	INV-E-123	Mayor a 16 [mm]
Densidad de arrume	Densidad Bulk	INV-E-217	0,44 [g/cm <sup>3</sup> ]
Densidad suelta	Densidad Bulk	INV-E-217	0,76 [g/cm <sup>3</sup> ]
Compactación	Proctor modificado	INV-E-142	Humedad Ópt. = 20% (*)
			Densidad máx. = 0,74 [g/cm <sup>3</sup> ]
Capacidad de soporte	CBR	INV-E-148	Seco = 21 - 37 [%]
			Inmersión = 6 - 18 [%]
Sales solubles - Sanidad	Sulfato de sodio	INV-E-158	13,0 [%]
Abrasión geo-mecánica	Máquina de los ángeles	INV-E-218	44,5 [%]
Humedad de absorción	Saturación	INV-E-128	31,0 [%]
Peso específico de sólidos	Densidad Bulk	INV-E-222	1,35
Parámetros de resistencia	Compresión triaxial	INV-E-153	$c = 0$ [kPa]; $\phi = 44,6^\circ$
			$c' = 0$ [kPa]; $\phi' = 45,3^\circ$
Módulo elástico	Compresión triaxial	INV-E-153	15.800 [kPa]

(\*) La diferencia de densidad no es significativa a diferentes % de humedad del material

Fuente: Conconcreto. Ficha técnica Livitek

Estos ensayos fueron realizados por Constructora Conconcreto, gracias a que cumplen con cada una de las normas y exponen los valores medios necesarios para calcular el empuje de tierras y diseñar el muro, el trabajo se desarrolla con base en estos resultados. Cabe mencionar que la arcilla expandida es un material no cohesivo, es por esto que en los parámetros de resistencia  $c' = 0 \text{ KPa}$ .

#### Presentación y almacenamiento:

El Livitek se puede almacenar en ambiente exterior mientras su superficie impida la contaminación con otros materiales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La presentación del material es Big Bag de 1 m<sup>3</sup>, sacos de 50 litros y a granel.



**Figura 24: Presentación Livitek**

Fuente: Concreto. Ficha técnica Livitek

**Composición química:**

La composición química promedio del material es la siguiente:

**Tabla 9: Composición química “Livitek”**

Compuesto	%	Compuesto	%
SiO <sub>2</sub>	65,6	Na <sub>2</sub> O	0,6
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18,1	K <sub>2</sub> O	1,6
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	10,0	BaO	0,0
TiO <sub>2</sub>	0,9	MnO	0,1
CaO	0,4	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,1
MgO	2,5	SO <sub>3</sub>	0,0

\*Valores promedio

Fuente: Concreto. Ficha técnica Livitek

**2.3.3 Función del muro de contención**

Los muros de contención que serán diseñados en el siguiente capítulo, se realizarán en dos situaciones diferentes. Una situación será teniendo en cuenta una sobrecarga aplicada debida al paso de una vía vehicular, y otra situación será sin tenerla en cuenta. Lo anterior tiene como propósito estudiar el comportamiento de la estructura en cada una de las circunstancias sin variar la altura efectiva del muro.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### 2.3.4 Predimensionamiento muros de contención

Como se mencionó al inicio del trabajo, se diseñan los muros más usados, los de gravedad y los de voladizo. En Braja (2014), unas posibles dimensiones de muros según los aspectos a tener en cuenta. En la Figura 25, el muro (a) corresponde a un muro de gravedad y el (b) a un muro en voladizo.

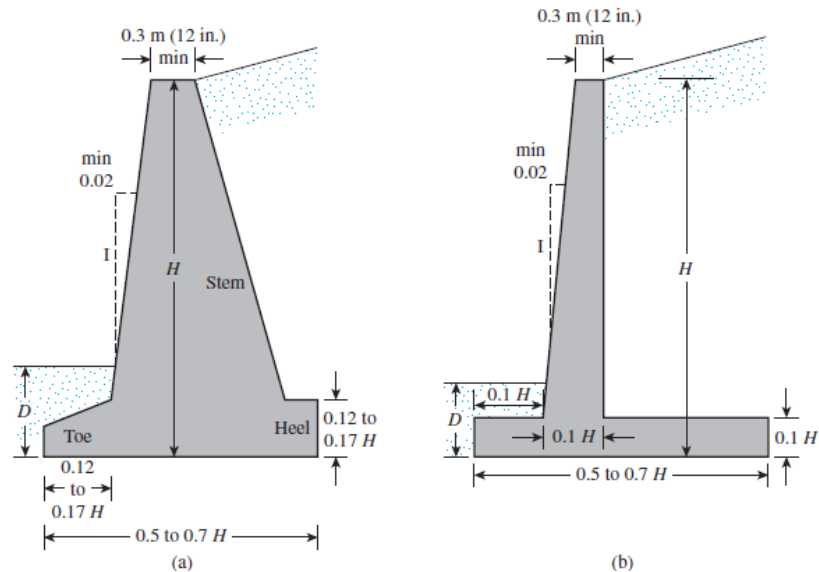


Figura 25: Predimensionamiento Braja muro de gravedad y muro en voladizo

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.653.

Por otro lado, Bowles (1997) propone para un muro en voladizo el predimensionamiento de la Figura 26.

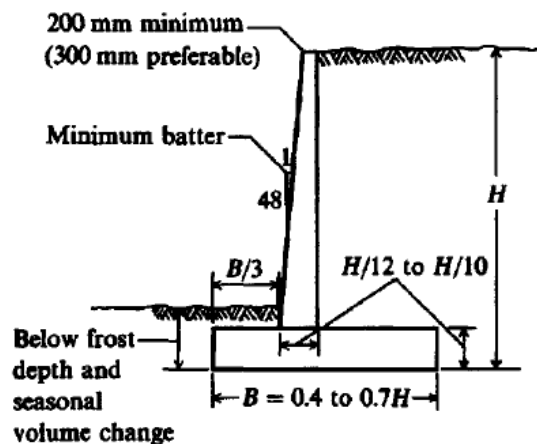


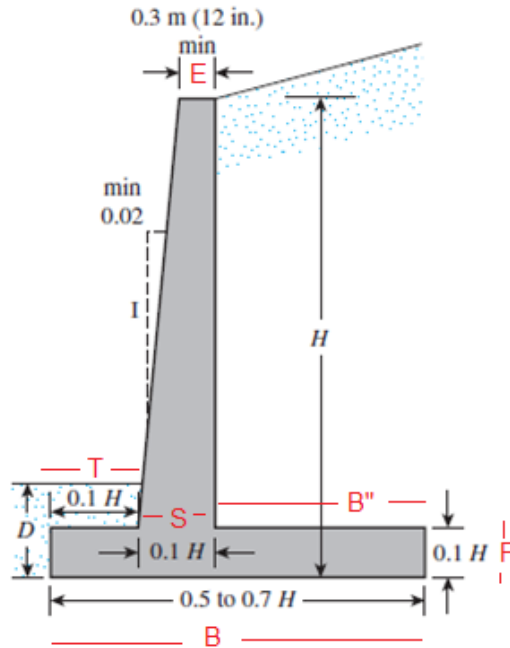
Figura 26: Predimensionamiento Bowles muro en voladizo

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Fuente: BOWLES, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design (5 ed.), p.684.

A partir de una combinación entre lo propuesto por Braja (2014) y por Bowles (1997), se realizó el predimensionamiento de los muros de contención.

Con base en la Figura 25, se establecieron las siguientes notaciones (Figura 27) para facilitar la descripción y el paso a paso del diseño del muro.



**Figura 27: Notación establecida para los muros en voladizo**

Para los muros de contención en voladizo, se estableció desde un principio que el espesor mínimo del vástago ( $E$ ) sería de 20 cm (como recomienda Bowles (1997) Figura 26), sin importar el tipo de lleno que iría detrás, pues se fijó con el fin de garantizar que se mantenga el espacio necesario para el refuerzo.

Las dimensiones correspondientes a las notaciones " $T$ ", " $S$ " y " $P$ ", se tomaron inicialmente con lo sugerido por Braja (2014), es decir,  $0,1H$ . Y la magnitud de la base del muro ( $B$ ) se comenzó en  $0,5H$ . Realizando el diseño se ajustaron las dimensiones según lo necesario para garantizar la estabilidad y el funcionamiento de la estructura incluyendo los factores de seguridad.

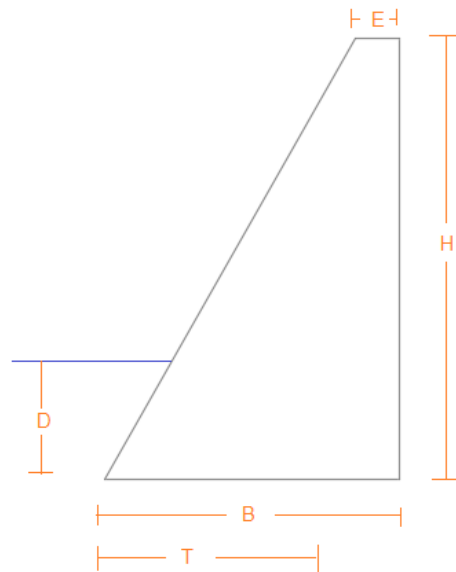
Por último, en cuanto a la profundidad de desplante ( $D$ ) se partió de 1 m en todos los casos, es decir, tanto para las diferentes alturas como para los diferentes llenos, ya que de acuerdo con la NSR-10, "La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro" (p.H-31).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Nota: en los casos que era necesario, se aumentó la profundidad para cumplir con la estabilidad del muro y evitar fallas como la generada por deslizamiento. Pues al aumentar el desplante también aumenta la fuerza pasiva resistente y se logra superar la fuerza activa actuante sobre la estructura que tiende a deslizarla.

Por otro lado, el predimensionamiento de los muros de contención de gravedad, se simplificó al modelo presentado por Braja (2014). Sin embargo, se tuvieron en cuenta algunas de las relaciones expuestas por el Profesor Das. Se estableció un mínimo en el espesor de muro ( $E$ ) de 30 cm y una relación en la base ( $B$ ) de  $0,5H - 0,7H$ .



**Figura 28: Notación establecida para los muros de gravedad**

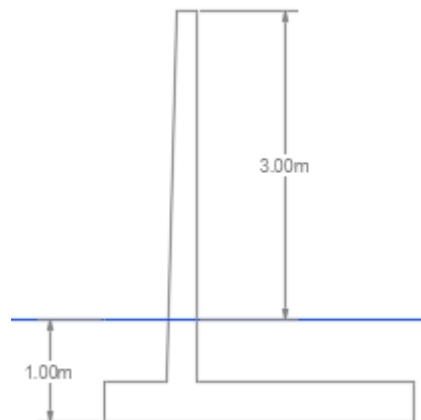
Nota: tanto para los muros en voladizo como para los muros de gravedad diseñados con Livitek como material de lleno, se permitió dentro de lo posible disminuir las dimensiones del muro, así el valor se encontrara por fuera del rango de los predimensionamientos propuestos por Braja (2014) en la Figura 25 y Bowles (1997) en la Figura 26. Pues además de que estos fueron realizados para llenos con material tradicional, el presente trabajo busca determinar hasta qué punto es posible disminuir las secciones. Esto con el fin de lograr una reducción de materiales y costos sin comprometer la estabilidad y funcionalidad de la estructura. Sin embargo, el espesor mínimo del vástago del muro en voladizo no se redujo más que 20 cm ya que también se debe garantizar su refuerzo.

## 2.4 DISEÑO MUROS DE CONTENCIÓN

Para lograr un diseño que cumpla con todos los requisitos expuestos en la norma NSR-10, es de vital importancia conocer los empujes que actúan sobre la estructura de contención, así como: empujes de tierras, empujes debidos al agua, empujes por cargas externas y empujes por fuerzas sísmicas. Además, es necesario determinar la capacidad ante falla y aplicar los factores de seguridad requeridos. Lo mencionado anteriormente, lo expone el título H de la NSR-10, correspondiente a los estudios geotécnicos, más precisamente el capítulo H.6 que se refiere a las estructuras de contención y a sus requisitos de diseño.

Como se ha mencionado a lo largo del trabajo, se realiza el diseño de un muro de contención de gravedad y el de un muro en voladizo. A continuación, se muestra primero el diseño completo del muro en voladizo en cada uno de los casos, es decir, el diseño cuando el lleno es con material tradicional (lleno antrópico) y cuando el lleno es con arcilla expandida (Livitek). Una vez se termina este diseño, se continúa con el diseño del muro de gravedad, también en cada uno de los casos. Lo que corresponde a los capítulos: 2.4.1, 2.4.2, 2.4.3 y 2.4.4 respectivamente.

Cada muro se diseñó para alturas efectivas de 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6,5 m y 8 m (ver ejemplo en la Figura 29), un caso considerando la carga uniformemente distribuida de una vía vehicular ( $15 \text{ kN/m}^2$ ) y en otro caso sin considerarla, como se indicó en el capítulo 2.3.3.



**Figura 29: Ejemplo altura efectiva de 3 m con 4 m de altura total**

Nota: en este trabajo únicamente se diseñan estructuras de gravedad y en voladizo en las cuales se modifican las dimensiones del muro y se aumenta la profundidad de desplante hasta el punto en que se cumpla con los diferentes factores de seguridad. O en el caso del muro en voladizo también se considera la opción de implementar una llave en la base de ser necesario. No se estudian otro tipo de soluciones que estén fuera del alcance de este trabajo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## 2.4.1 En voladizo con material de lleno tradicional

Consideraciones iniciales:

Los cálculos de empujes de tierras en condiciones estáticas se realizaron por la teoría de Rankine, y en condiciones dinámicas por Mononobe-Okabe para determinar los efectos sísmicos sobre las estructuras de contención.

El ángulo de inclinación ( $\alpha$ ) entre la horizontal del lleno y el terreno es igual a cero.

El ángulo de fricción ( $\delta$ ) entre el suelo y la estructura es igual a cero.

El ángulo ( $\beta$ ) formado entre el lado del muro junto al lleno con respecto a la horizontal en la base es de  $90^\circ$ .

Los anteriores ángulos se ilustran en la Figura 15.

### ○ Empujes de tierras

El diseño del muro, en los casos del lleno de material tradicional, se optó por realizarlo con el material "Lleno antrópico (QII)", por ser el material de mayor densidad. A partir de la Tabla 6, se tienen los parámetros de la Tabla 10 para el cálculo de los empujes.

**Tabla 10: Propiedades del material de lleno tradicional**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ (kPa)	$\varphi$ ( $^\circ$ )
Lleno antrópico (QII)	17	8	20

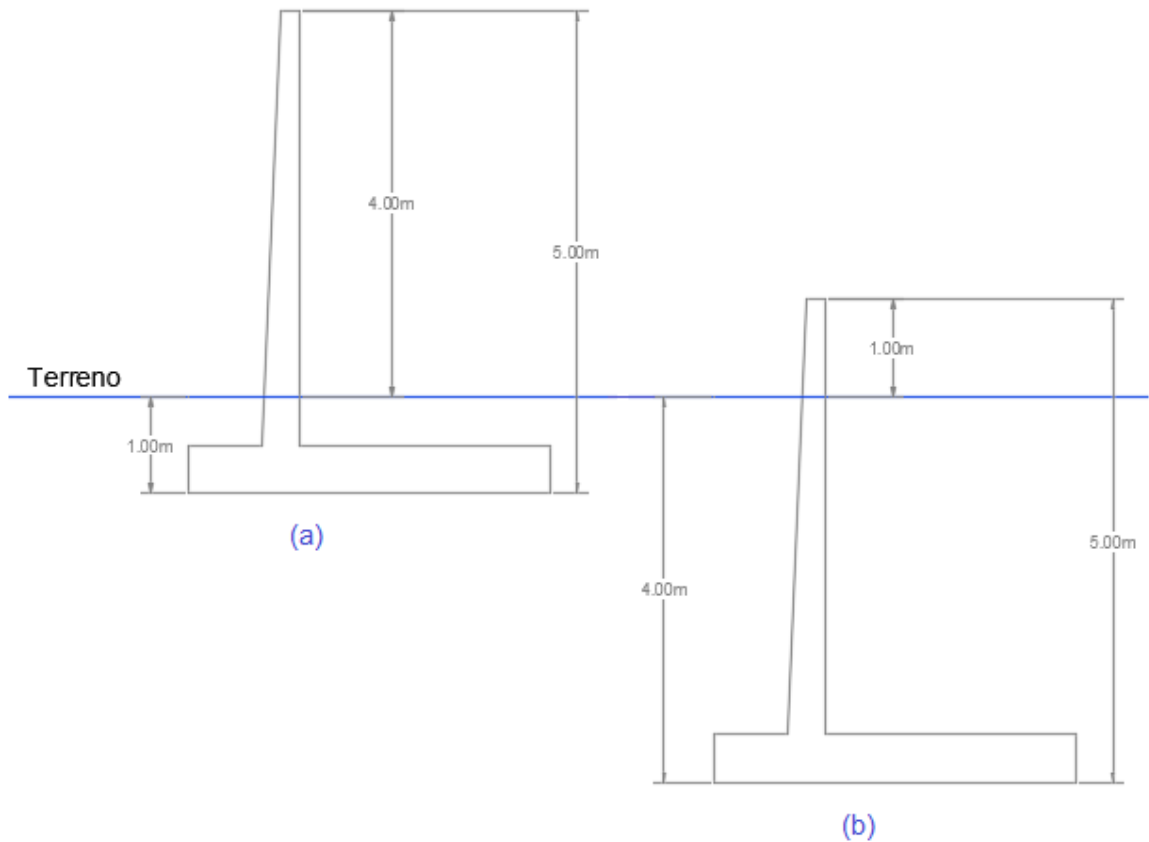
Para cada una de las alturas y a partir de los parámetros expuestos anteriormente, se calculó el empuje actuante sobre el muro de contención, en este caso, a pesar de que se conoce el estudio de suelos de la ubicación del proyecto, se tiene un nivel de incertidumbre sobre su comportamiento. Por lo tanto, se asume que el material retenido detrás de la estructura es el que realiza la presión sobre esta y que el empuje crítico es el activo, como se muestra en el ítem (b) de la Figura 14: Empujes de tierras en una estructura de contención, y se diseña a partir de la fuerza que este genera sobre la estructura según la altura total de muro que se está evaluando.

A continuación, los cálculos del muro con sobrecarga de 5 metros de altura (4 m efectivos + 1 m de desplante). El diseño de cada muro se inició partiendo de una profundidad de desplante de 1 m (mínimo exigido en la NSR-10), como se había dicho en el capítulo 2.3.4. Dicha profundidad se suma a la altura de muro efectiva que se desea para obtener la altura total de muro, siendo esta última la que determina el empuje generado sobre la estructura.

Cuando este predimensionamiento no permitía el cumplimiento del factor de seguridad por capacidad portante, se aumentaba la profundidad de desplante, que por ende aumentaba

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

la altura total de muro para garantizar la altura efectiva, ya que es a partir de esta que se busca comparar el comportamiento de los diferentes tipos de lleno. Esto se debe a que, en una obra de construcción, el encargado del proyecto le determina al calculista la altura de muro que requiere por fuera del terreno. Es claro que no será lo mismo tener un muro de 5 m de altura donde 4 m son profundidad de desplante y 1 m es efectivo (muro (b) de la Figura 30), que tenerlo con una profundidad de desplante de 1 m y 4 m efectivos (muro (a) de la misma figura).



**Figura 30: Comparación muros con misma altura total pero diferente altura efectiva**

El diseño del muro es un proceso iterativo, se busca cumplir con cada uno de los factores de seguridad de la forma más eficiente posible, esto es, sin desperdiciar materiales que aumenten el costo de la obra civil. Entonces, cada vez que se modifica alguna de las variables en el diseño, se debe asegurar que el muro continúe siendo estable y eficiente.

El empuje activo en condiciones estáticas se calculó siguiendo la teoría de Rankine (1857) a partir de la fórmula para suelos cohesivos, ya que el material de lleno antrópico cuenta con una cohesión de 8 kPa. Para calcular el empuje primero se debe conocer el coeficiente activo, el cual se determinó a partir de la fórmula:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

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

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0,49$$

Una vez conocido el coeficiente activo, se procedió al cálculo del empuje de la siguiente manera:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 5^2 \cdot 0,49 - 2 \cdot 8 \cdot 5 \cdot \sqrt{0,49} = 48,17 \text{ kN/m}$$

○ **Empujes por cargas externas**

La carga uniformemente distribuida aplicada sobre el lleno del muro de contención corresponde a las cargas de diseño de una vía comercial.

Como se mencionó al principio del capítulo, se realiza el diseño de cada muro en dos situaciones, con y sin carga externa uniformemente distribuida. Los casos que tienen dicha carga se diseñaron con un valor de  $q = 15 \text{ kN/m}^2$ , correspondiente a la carga de una vía comercial. Los casos que no tienen dicha carga con un valor de  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ .

$$Q = q \cdot H \cdot K_a$$

$$Q = 15 \cdot 5 \cdot 0,49 = 36,77 \text{ kN/m}$$

$q =$  carga uniformemente distribuida

○ **Fuerzas sísmicas**

El diseño de cada uno de los muros de contención se realiza en condiciones pseudo-estáticas. Entonces, para determinar las fuerzas sísmicas que se deben incluir en el diseño, deben tenerse en cuenta las consideraciones de acuerdo con la zona de amenaza sísmica expuestas en el numeral A.2.3 del título A (*Requisitos Generales de Diseño*) de la NSR-10. Estos corresponden a los valores expuestos en la Tabla 11.

Además, se deben emplear los coeficientes sísmicos indicados en el numeral H.5.2.5 del título H (*Estudios Geotécnicos*) de la misma norma, mencionados en un principio en el capítulo 1.3.5 (factores de seguridad en condiciones pseudo-estáticas).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 11: Coeficientes sísmicos Medellín**

Municipio	Amenaza sísmica	Aa	Av
Medellín	Intermedia	0,15	0,20

$A_a =$  coeficiente de aceleración horizontal.

$A_v =$  coeficiente de velocidad horizontal.

Conociendo el coeficiente de aceleración horizontal ( $A_a = k_h$ ) de la ciudad de Medellín, se calcularon los empujes de tierras en las condiciones pseudo-estáticas a partir de la metodología de Mononobe-Okabe.

Nota: debido a que en la NSR-10 no se tiene información acerca del coeficiente de aceleración vertical ( $k_v$ ), se toma igual a 0. En el ejemplo 5.11 de Braja (2014), se tiene un  $k_h = 0,176$  y el  $k_v$  también se asume igual a cero ( $k_v = 0$ ) porque no se dice lo contrario. Además, Braja (2014) presenta una tabla (12.8) para diferentes valores de  $k_h$  cuando  $k_v = 0$ .

Como se explicó anteriormente, las fórmulas requeridas para el cálculo del empuje activo en condiciones pseudo-estáticas son:

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = \frac{1}{2}(1 - k_v) \cdot K_{aey} - c^* \cdot K_{aec}$$

$$c^* = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right]$$

$$m = \frac{c' \cdot \cos \theta'}{\gamma \cdot H \cdot (1 - k_v)}$$

$$\tan n_c = \frac{\sin \theta' \cdot \sin(\theta' - \theta') + m \cdot \sin(2\theta') + [\sin \theta' \cdot \sin(\theta' - \theta') \cdot \cos \theta' + 4 \cdot m^2 \cdot \cos^2 \theta' + 2 \cdot m \cdot \cos \theta' \cdot \{\sin \theta' \cdot \cos \theta' + \sin(\theta' - \theta')\}]^{0.5}}{\sin \theta' \cdot \cos(\theta' - \theta') + 2 \cdot m \cdot \cos^2(\theta')}$$

$$K_{aey} = \frac{\cos(\theta' - \theta') - \frac{\sin(\theta' - \theta')}{\tan n_c}}{\cos \theta' \cdot (\cos \theta' + \tan n_c \cdot \sin \theta')}$$

$$K_{aec} = \frac{\cos(\theta') \cdot (1 + \tan^2 n_c)}{\tan n_c \cdot (\cos \theta' + \tan n_c \cdot \sin \theta')}$$

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Entonces, para el muro de 5 m lo anterior equivale a:

$$c^* = \frac{8}{17 \cdot 5} = 0,09$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{0,15}{(1 - 0)}\right] = 8,53^\circ$$

$$m = \frac{8 \cdot \cos 8,53}{17 \cdot 5 \cdot (1 - 0)} = 0,09$$

$$\tan n_c = \frac{\sin 20 \cdot \sin(20 - 8,53) + 0,09 \cdot \sin(2 \cdot 20) + [\sin 20 \cdot \sin(20 - 8,53) \cdot \cos 20 + 4 \cdot 0,09^2 \cdot \cos^2(20) + 2 \cdot 0,09 \cdot \cos 20 \cdot \{\sin 20 \cdot \cos 8,53 + \sin(20 - 8,53)\}]}{\sin 20 \cdot \cos(20 - 8,53) + 2 \cdot 0,09 \cdot \cos^2(20)}$$

$$\tan n_c = 1,13$$

$$K_{aey} = \frac{\cos(20 - 8,53) - \frac{\sin(20 - 8,53)}{1,13}}{\cos 20 \cdot (\cos 20 + 1,13 \cdot \sin 20)} = 0,61$$

$$K_{aec} = \frac{\cos 20 \cdot (1 + 1,13^2)}{1,13 \cdot (\cos 20 + 1,13 \cdot \sin 20)} = 1,43$$

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = \frac{1}{2}(1 - 0) \cdot 0,61 - 0,09 \cdot 1,43 = 0,17$$

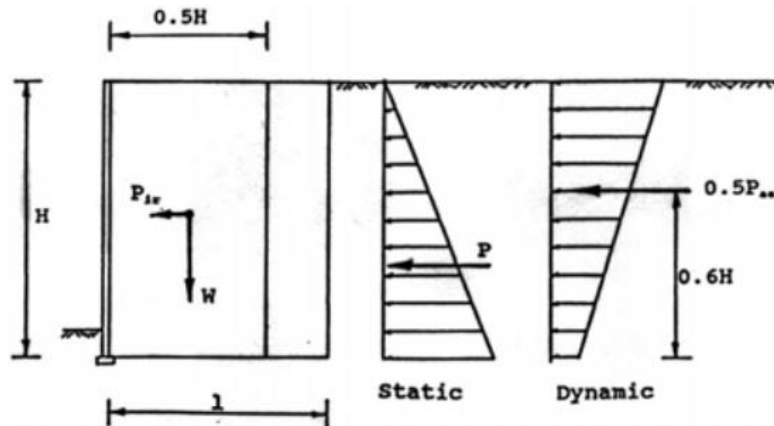
$$P_{ae} = P^*_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,17 \cdot 17 \cdot 5^2 = 73,17 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 73,17 - 48,17 = 25 \text{ kN/m}$$

Ahora, puesto que la fuerza activa generada por las condiciones dinámicas  $\Delta P_{ae}$  actúa a  $0,6H$  y la fuerza activa en condiciones estáticas actúa a  $0,33H$ , como se ilustra en la Figura 31, se encuentra una altura resultante que determine el punto de actuación de ambas fuerzas.

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 31: Distribución de esfuerzos por empuje estático y empuje dinámico**

Fuente: AASHTO. (1995). Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls and Bridge Abutments.

Y como en el diseño de los muros de contención con sobrecarga se cuenta con una carga uniformemente distribuida actuando a  $0,5H$ , se encuentra una nueva resultante para tenerla en consideración en esta otra circunstancia:

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a) + \left(\frac{H}{2}\right) \cdot Q}{P_{ae} + Q}$$

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot 5)(25) + \left(\frac{5}{3}\right)(48,17) + \left(\frac{5}{2}\right) \cdot 36,77}{73,17 + 36,77} = 2,25 \text{ m}$$

Por otro lado, el empuje pasivo generado sobre la pata del muro a la profundidad de desplante en condiciones pseudo-estáticas, se determinó a partir de:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot D^2 \cdot K_{pe} \cdot \frac{1}{\cos \delta'}$$

Donde:

$K_{pe}$  = coeficiente pasivo en condiciones pseudo – estáticas

$\delta'$  = fricción suelo – estructura

$\gamma_2$  = peso específico del suelo de apoyo

Debido a que la teoría de Mononobe-Okabe no considera los efectos de los suelos cohesivos en el empuje pasivo pseudo-estático, el coeficiente pasivo sísmico se encontró

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



a partir de gráficas basadas en el procedimiento de la espiral logarítmica (“Como una alternativa a las ecuaciones de la presión pasiva M-O, el empuje pasivo sísmico de tierras puede ser estimado a partir de las figuras 7-23 hasta 25” (NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE, 2008, p. 89) ANEXO 7: COEFICIENTES PASIVOS SÍSMICOS POR LA ESPIRAL LOGARÍTMICA).

En las gráficas de la espiral logarítmica,  $K_{pe}$  es función de  $k_h$  (coeficiente de aceleración horizontal), del ángulo de fricción y de la relación  $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ . En este caso, H corresponde a la profundidad de desplante D, debido a que es a la profundidad a la que se calcula el empuje por ser el que realiza la fuerza resistente a la fuerza activa actuante en la dirección contraria. Como se muestra en la Figura 33.

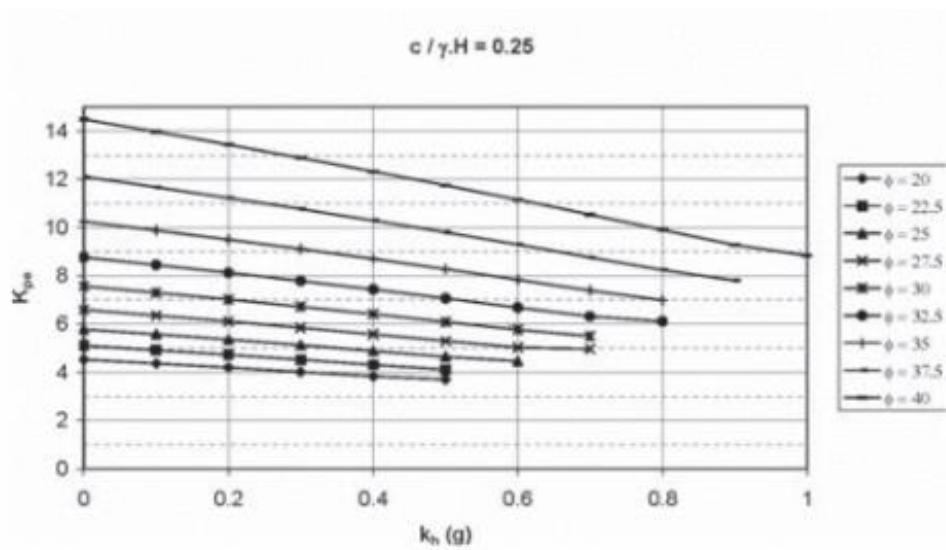
Para el diseño del muro se consideró como suelo de apoyo el otro material encontrado en la ubicación del proyecto, es decir el Saprolito de Gneis, ver Tabla 6: Resumen de parámetros del suelo.

**Tabla 12: Propiedades del suelo de apoyo**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
Saprolito de Gneis	8	11	24

El suelo de apoyo es el mismo en ambos casos, cuando el material de lleno es el suelo tradicional y cuando es arcilla expandida. Teniendo una profundidad de desplante de 1 m, la relación  $\frac{c}{\gamma \cdot H}$  equivale a  $\frac{11}{8 \cdot 1} = 1,4$ . Para la relación  $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ , únicamente se tienen gráficas para 0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.20 y 0.25. Se observó que a medida que la relación aumenta, el coeficiente pasivo sísmico también aumenta. Por lo tanto, el diseño de los muros se realizó con la gráfica de la mayor relación (0.25), pues se asume que si  $\frac{c}{\gamma \cdot H} \geq 0.25$ , se trabaja con la gráfica para  $\frac{c}{\gamma \cdot H} = 0.25$ . Así que, con un ángulo de fricción de 24° y un coeficiente de aceleración horizontal de 0.15, se obtuvo un  $K_{pe} = 5$ .

Nota: en los diferentes diseños de muro en voladizo, la mayor profundidad de desplante obtenida fue de 5,5 m en el que requiere 8 m efectivos, es decir que tiene una altura total de 13,5 m. Para este asunto, la relación equivale a  $\frac{11}{8 \cdot 5,5} = 0,25$ , esto quiere decir que si la profundidad de desplante se encontraba contenida entre 1 m – 5,5 m, la gráfica implementada era la Gráfica 2. Por lo tanto, el valor del coeficiente pasivo equivale a 5 en todos los diseños de los muros en voladizo.



**Gráfica 2: Coeficiente pasivo sísmico basado en la espiral logarítmica**

Fuente: (NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE, 2008)

Una vez determinados los parámetros necesarios, se obtiene que la fuerza pasiva equivale a:

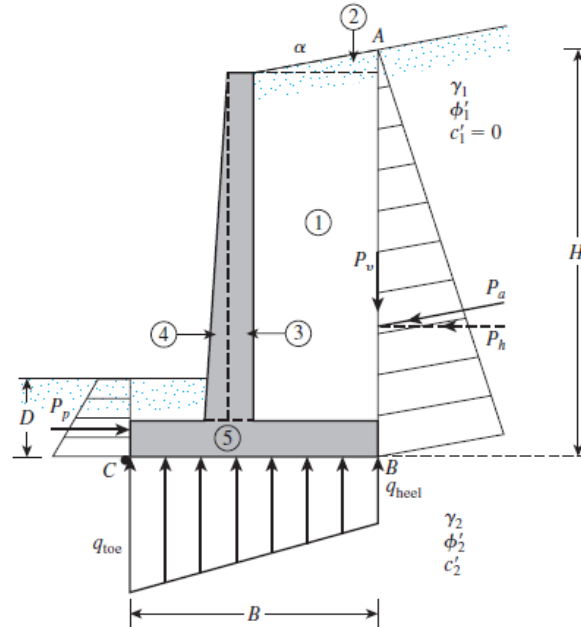
$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 1^2 \cdot 5 \cdot \frac{1}{\cos 0} = 20 \text{ kN/m}$$

○ **Factores de seguridad**

Se chequean cada uno de los factores de seguridad y se asegura que cumplan cuando la condición de la estructura es pseudo-estática.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**F.S volcamiento:**



**Figura 32: Chequeo por volcamiento**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.656.

La ecuación que determina el cumplimiento del factor de seguridad por volcamiento es:

$$F.S_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_V}{P_{a\ total} \cdot \bar{z}} > 2.0$$

Se dividió el muro y el lleno en áreas (con la misma denominación de la Figura 32 para determinar el brazo y calcular el momento resultante de cada una de las secciones generado sobre el punto C de la misma figura. La sumatorio de los momentos resultantes se dividió sobre el momento actuante ocasionado por la fuerza horizontal, en este caso, el empuje activo total, donde su brazo corresponde al valor  $\bar{z}$  encontrado en el ítem de fuerzas sísmicas.

**Tabla 13: Momento resultante muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN)	Brazo a C (m)	Momento en C (kNm)
1	11,70	17	198,90	2,45	487,31
2	0,00	17	0,00	2,88	0,00
3	0,90	24	21,60	1,05	22,68
4	0,45	24	10,80	0,88	9,54
5	1,88	24	45,00	1,875	84,38

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El área de la sección 2 equivale a 0 ya que como se había dicho antes, el terreno no tiene pendiente y el ángulo de inclinación es igual a 0.

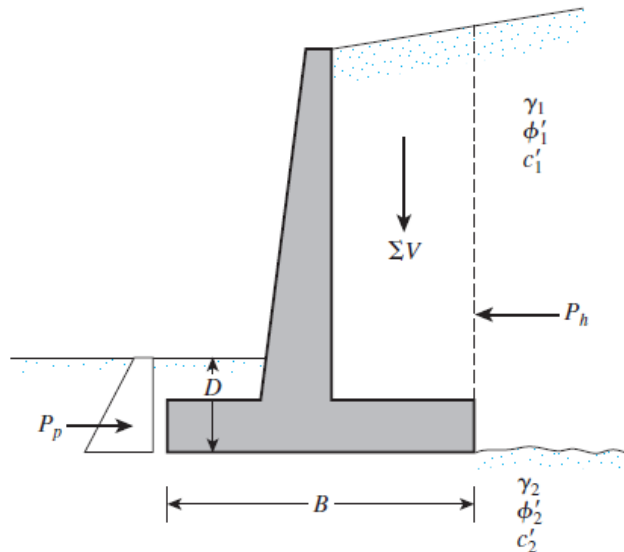
$$\sum M_R = 487,31 + 22,68 + 9,54 + 84,38 = 603,90 \text{ kNm}$$

$$\sum M_O = P_{a \text{ total}} \cdot \bar{z} = 109,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,25 \text{ m} = 247,22 \text{ kNm}$$

$$F.S_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{603,90}{247,22}$$

$$F.S_{\text{volcamiento}} = 2,44 > 2,00 \text{ "Cumple"}$$

### F.S deslizamiento:



**Figura 33: Chequeo por deslizamiento**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.658.

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{\sum V \cdot \tan \delta' + B \cdot c'_2 + P_p}{P_a \cdot \cos \alpha} > 1,05$$

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{B \cdot c'_2 + P_{pe}}{P_{a \text{ total}}}$$

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{3,75 \cdot 11 + 20}{109,94}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{61,25}{109,94} = 0,56 < 1,05 \text{ "No cumple"}$$

En los casos que no cumplía el factor de seguridad por deslizamiento, en primera instancia se aumentó la base del muro hasta  $0,7H$ , con base en el predimensionamiento propuesto por Braja. Y, en los casos que seguía sin cumplir, se procedió a diseñar una llave debajo de la base del muro con el fin de aumentar el empuje pasivo sísmico que por ende aumenta la fuerza resultante.

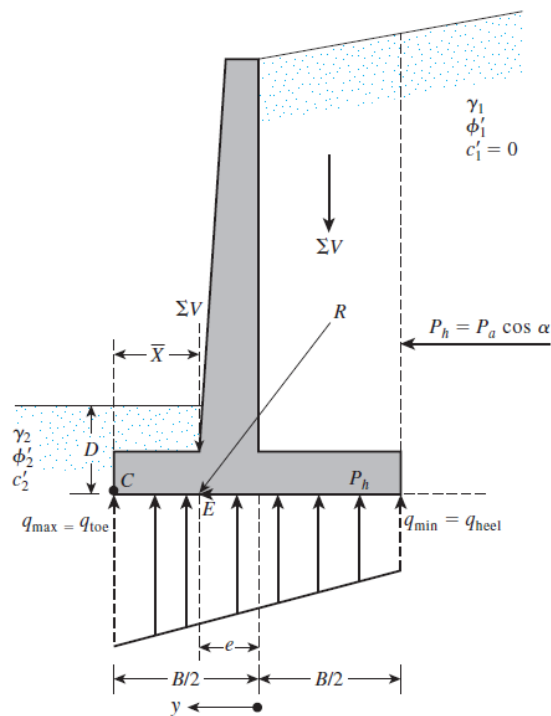
$$\text{Longitud llave} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Nueva } P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot (1 + 0,95)^2 \cdot 5 \cdot \frac{1}{\cos 0} = 76,05 \text{ kN/m}$$

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{3,75 \cdot 11 + 76,05}{109,94}$$

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{117,30}{109,94} = 1,07 > 1,05 \text{ "Cumple"}$$

### F.S capacidad portante:



**Figura 34: Chequeo por capacidad portante**

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.659.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$F \cdot S_{\text{capacidad portante}} = \frac{q_{\text{último}}}{q_{\text{max.}}} > 1,50$$

El esfuerzo máximo y mínimo generado en la base del muro, como se observa en la Figura 34, se determinaron de la siguiente manera:

Esfuerzo mínimo:

$$q_{\text{min.}} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Esfuerzo máximo:

Para  $e < B/6$ :

$$q_{\text{max.}} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

Para  $e > B/6$ :

$$q_{\text{max.}} = \frac{4 \cdot \sum V}{3 \cdot L \cdot (B - 2e)}$$

**Tabla 14: Valores para determinar esfuerzo máximo y mínimo en la base del muro de 5 m y lleno antrópico**

Pa total (kN/m)	109,94
R (kN/m)	386,24
z (m)	2,25
Mo (kN/m)	247,22
Mr (kN/m)	603,90
Mnet (kNm)	356,68
V (kN)	276,30
CE (m)	1,29
e (m)	0,58
B/6 (m)	0,63

$$q_{\text{min.}} = \frac{276,30}{3,75 \cdot 1} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,58}{3,75}\right) = 4,82 \text{ kN/m}^2$$

$e < B/6$ :

$$q_{\text{max.}} = \frac{276,30}{3,75 \cdot 1} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,58}{3,75}\right) = 142,54 \text{ kN/m}^2$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Luego, para determinar la capacidad última del suelo de apoyo, se utilizó la siguiente fórmula:

$$q_{\text{último}} = c'_{/2} \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:

$$q = \gamma_2 \cdot D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan \phi'_{/2}}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi'_{/2} (1 - \sin \phi'_{/2})^2 \frac{D}{B'}$$

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

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\phi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\phi^\circ}{\phi'_{/2} \circ}\right)^2$$

$$\phi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cdot \cos \alpha}{\sum V}\right)$$

De lo anterior:

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d} = \text{factores de profundidad}$

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} = \text{factores de inclinación de carga}$

$N_c, N_q, N_\gamma = \text{factores de capacidad portante}$

$N_c, N_q, N_\gamma$  se determinaron a partir de los factores definidos por Terzaghi (1943) para los diferentes ángulos de fricción del suelo. Se utilizó Terzaghi debido a que es conocido como el padre de la mecánica de suelos, además es el método más utilizado en los ejemplos de Braja (2014). ANEXO 6: FACTORES CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI

Para  $\phi' = 24^\circ$ :

$$N_c = 23,36 \quad N_q = 11,40 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 7,08$$

$$q = 8 \cdot 1 = 8 \text{ kN/m}^2$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$B' = 3,75 - 2 \cdot 0,58 = 2,58$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan 24 (1 - \sin 24)^2 \frac{1}{2,58} = 1,12$$

$$F_{cd} = 1,12 - \frac{1 - 1,12}{23,36 \cdot \tan 24} = 1,13$$

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

$$\varphi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{109,94 \cdot \cos 0}{276,30}\right) = 21,70^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{21,70^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0,58$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{21,70^\circ}{24^\circ}\right)^2 = 0,01$$

**Tabla 15: Valores para determinar la capacidad portante del suelo en el muro de 5 m y lleno antrópico**

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	8
c (kPa)	11
$\phi$ (°)	24
q (kN/m <sup>2</sup> )	8
B' (m)	2,58
F <sub>qd</sub>	1,12
F <sub>cd</sub>	1,13
F <sub><math>\gamma</math>d</sub>	1
$\gamma$ (°)	21,70
F <sub>qi</sub>	0,58
F <sub>ci</sub>	0,58
F <sub><math>\gamma</math>i</sub>	0,01
N <sub>c</sub>	23,36
N <sub>q</sub>	11,4
N <sub><math>\gamma</math></sub>	7,08

Por último, reemplazando en la ecuación inicial se obtiene la capacidad portante del suelo de apoyo.

$$q_{\text{último}} = 11 \cdot 23,36 \cdot 1,13 \cdot 0,58 + 8 \cdot 11,40 \cdot 1,12 \cdot 0,58 + \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 2,58 \cdot 7,08 \cdot 1 \cdot 0,01$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



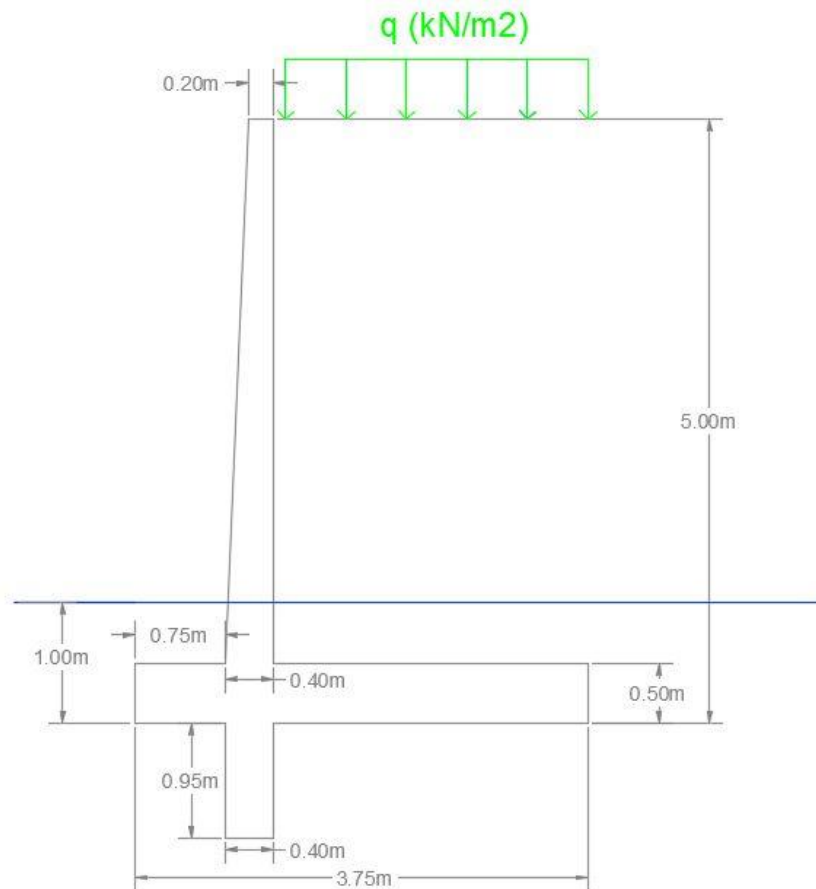
$$q_{\text{último}} = 227,26 \text{ kN/m}^2$$

$$F.S_{\text{capacidad portante}} = \frac{q_{\text{último}}}{q_{\text{max.}}} = \frac{227,26}{142,54}$$

$$F.S_{\text{capacidad portante}} = 1,59 > 1,50 \text{ "Cumple"}$$

Se realizó el mismo procedimiento para todas las alturas, tanto en los muros con sobrecarga aplicada por una vía comercial como en los muros sin sobrecarga, con el fin de observar el comportamiento del muro en ambas situaciones. ANEXO 9: RESULTADOS FACTORES DE SEGURIDAD MUROS EN VOLADIZO

Luego de realizar el proceso iterativo y de verificar que cada uno de los factores de seguridad cumpliera, el resultado obtenido fue:



**Figura 35: Dimensiones muro en voladizo con sobrecarga de 5 m (4 m efectivos) y lleno antrópico**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Nota: la dimensión del ancho de la llave, en este caso 0,40 m, se estableció de igual dimensión que el espesor del vástago en su parte inferior. Se tomó esta decisión por facilidad constructiva y para garantizar el refuerzo requerido.

**Tabla 16: Dimensiones muros en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	S (m)	B" (m)	P (m)	D (m)
2,00	3,00	2,25	0,20	0,45	0,20	1,60	0,30	1
3,00	4,00	3,00	0,20	0,60	0,30	2,10	0,40	1
4,00	5,00	3,75	0,20	0,75	0,40	2,60	0,50	1
5,00	7,50	5,50	0,30	1,50	0,75	3,25	0,75	2,5
6,50	10,00	7,70	0,30	2,00	1,50	4,20	1,00	3,5
8,00	13,50	10,40	0,30	3,10	1,35	5,94	1,35	5,5

**Tabla 17: Dimensiones muros en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	S (m)	B" (m)	P (m)	D (m)
2,00	3,00	1,35	0,20	0,45	0,20	0,70	0,30	1
3,00	4,00	2,20	0,20	0,40	0,30	1,50	0,40	1
4,00	5,00	3,00	0,20	0,50	0,40	2,10	0,50	1
5,00	7,50	4,88	0,30	0,75	0,75	3,38	0,75	2,5
6,50	10,00	7,00	0,30	1,50	1,00	4,50	1,00	3,5
8,00	13,50	9,45	0,30	2,85	1,35	5,25	1,35	5,5

## 2.4.2 En voladizo con lleno Livitek

Los siguientes muros fueron diseñados teniendo en cuenta las mismas consideraciones iniciales mencionadas al principio del capítulo 2.4.1. Las alturas efectivas de muro son las mismas, varía la profundidad de desplante y la altura total del muro.

### ○ Empuje arcilla expandida

En la Tabla 7: Referencias y tamaños "Livitek", se tienen dos densidades del material para la referencia "Livitek Geotecnia", una corresponde a la densidad aparente (varios granos) y otra a la densidad específica (un solo grano). Para realizar el cálculo del empuje horizontal se trabaja con la densidad aparente, ya que en el lleno se encuentra más de un grano de arcilla expandida.

**Tabla 18: Propiedades del lleno con material aligerante**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)
Arcilla expandida "Livitek"	2,5	0	45

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Una vez conocidos los parámetros del material de lleno, tomados de la ficha técnica del Livitek, se procedió a calcular el empuje activo estático en cada una de las alturas de muro. En seguida, se muestra el paso a paso llevado a cabo en el muro con sobrecarga de 5 m (4 m efectivos).

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

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{45^\circ}{2}\right) = 0,17$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 2,5 \cdot (5 \text{ m})^2 \cdot 0,17 = 5,36 \text{ kN/m}$$

○ **Empujes por cargas externas**

$$Q = q \cdot H \cdot K_a$$

$$Q = 15 \cdot 5 \cdot 0,17 = 12,87 \text{ kN/m}$$

○ **Fuerzas sísmicas**

La fuerza activa sísmica se calculó a partir de los parámetros del material de lleno, Livitek, y de la altura total de muro.

$$K_{aey} = 0,24$$

$$K_{aec} = 0,84$$

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = 0,12$$

$$P_{ae} = P^*_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,12 \cdot 2,5 \cdot 5^2 = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 2,21 \text{ kN/m}$$

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a) + \left(\frac{H}{2}\right) \cdot Q}{P_{ae} + Q}$$

$$\bar{z} = 2,34 \text{ m}$$

La fuerza pasiva sísmica se calculó a partir de los parámetros del suelo de apoyo, Saprolito de Gneis, y de la profundidad de desplante.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 1^2 \cdot 5 \cdot \frac{1}{\cos 0} = 20 \text{ kN/m}$$

- **Factores de seguridad**

### F.S volcamiento:

**Tabla 19: Momento resultante muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y Livitek**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN)	Brazo a C (m)	Momento en C (kNm)
1	4,28	2,5	10,69	2,28	24,31
2	0,00	2,5	0,00	2,43	0,00
3	0,90	24	21,60	1,7	36,72
4	0,23	24	5,40	1,57	8,46
5	1,38	24	33,00	1,375	45,38

$$\sum M_R = 114,87 \text{ kNm}$$

$$\sum M_O = P_{a \text{ total}} \cdot \bar{z} = 20,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,34 \text{ m} = 47,74 \text{ kNm}$$

$$F.S_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{114,87}{47,74}$$

$$F.S_{\text{volcamiento}} = 2,41 > 2,00 \text{ "Cumple"}$$

### F.S deslizamiento:

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{2,75 \cdot 11 + 20}{20,44}$$

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = \frac{50,25}{20,44} = 2,46 > 1,05 \text{ "Cumple"}$$

### F.S capacidad portante:

En el chequeo por capacidad portante, se debía tener sumo cuidado cuando el lleno era con "Livitek" ya que se observó que cuando la variable "T" tenía una dimensión de 0,1H, el esfuerzo mínimo sobre la base del muro era negativo. Esto significa que en este costado

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

del muro se generaba un esfuerzo a tracción y la base del muro se estaba “levantando”, por el poco peso que ejerce el material de lleno sobre esta. Para obtener esfuerzos positivos y garantizar que el suelo trabajara en ambos costados de la base a compresión, se tomó la decisión de aumentar la relación hasta  $0,3H$ . En este punto, el vástago alcanza una posición más cercana al material de lleno.

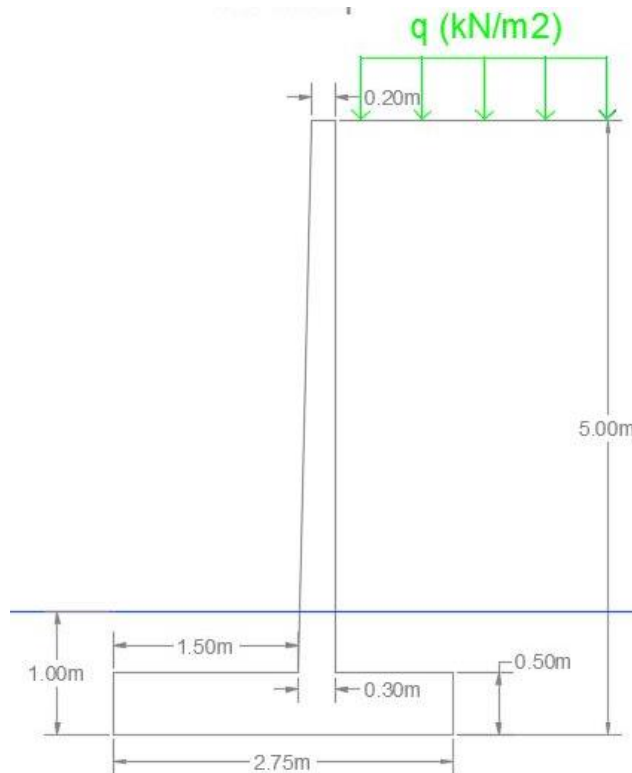
$$q_{min.} = \frac{70,69}{2,75 \cdot 1} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,43}{2,75} \right) = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max.} = \frac{70,69}{2,75 \cdot 1} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,43}{2,75} \right) = 49,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{último}} = 281,80 \text{ kN/m}^2$$

$$F.S_{\text{capacidad portante}} = \frac{q_{\text{último}}}{q_{max.}} = \frac{281,80}{49,56}$$

$$F.S_{\text{capacidad portante}} = 5,69 > 1,50 \text{ "Cumple"}$$



**Figura 36: Dimensiones muro en voladizo con sobrecarga de 5 m (4 m efectivos) y Livitek**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 20: Dimensiones muros en voladizo con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	S (m)	B'' (m)	P (m)	D (m)
2,00	3,00	2,10	0,20	0,90	0,20	1,01	0,30	1
3,00	4,00	2,20	0,20	1,20	0,20	0,70	0,40	1
4,00	5,00	2,75	0,20	1,50	0,30	0,95	0,50	1
5,00	6,00	2,45	0,30	1,80	0,45	0,20	0,60	1
6,50	7,50	3,00	0,30	2,25	0,50	0,26	0,75	1
8,00	9,00	3,60	0,30	2,60	0,50	0,50	0,90	1

**Tabla 21: Dimensiones muros en voladizo sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	S (m)	B'' (m)	P (m)	D (m)
2,00	3,00	0,90	0,20	0,36	0,20	0,34	0,20	1
3,00	4,00	1,20	0,20	0,60	0,20	0,40	0,20	1
4,00	5,00	1,75	0,20	0,75	0,20	0,80	0,35	1
5,00	6,00	2,40	0,20	0,60	0,20	1,60	0,60	1
6,50	7,50	3,00	0,30	0,75	0,30	1,95	0,75	1
8,00	9,00	3,60	0,30	0,90	0,40	2,30	0,90	1

### 2.4.3 De gravedad con material de lleno tradicional

Los pasos por seguir en el diseño de los muros de contención de gravedad y los chequeos que se deben realizar son los mismos que en los de voladizo.

Se muestra el procedimiento realizado en el muro con sobrecarga de 5 m de altura total donde 3 m corresponden a su altura efectiva y 2 m a la profundidad de desplante.

#### ○ Empujes de tierras

**Tabla 22: Propiedades del material de lleno tradicional**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)
Lleno antrópico (QII)	17	8	20

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0,49$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 5^2 \cdot 0,49 - 2 \cdot 8 \cdot 5 \cdot \sqrt{0,49} = 48,17 \text{ kN/m}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

○ **Empujes por cargas externas**

$$Q = q \cdot H \cdot K_a$$

$$Q = 15 \cdot 5 \cdot 0,49 = 36,77 \text{ kN/m}$$

○ **Fuerzas sísmicas**

La fuerza pasiva sísmica se calculó a partir de los parámetros del suelo de apoyo (Saprolito de Gneis) y de la profundidad de desplante (2 m).

$$K_{aey} = 0,61$$

$$K_{aec} = 1,43$$

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = 0,17$$

$$P_{ae} = P^*_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 = 73,17 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 25 \text{ kN/m}$$

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a) + \left(\frac{H}{2}\right) \cdot Q}{P_{ae} + Q}$$

$$\bar{z} = 2,25 \text{ m}$$

Volviendo a lo mencionado en el cálculo de las fuerzas sísmicas en los muros en voladizo, en los diferentes diseños de muro de gravedad se alcanza una profundidad de desplante de hasta 7,5 m en el muro que requiere 8 m de altura efectiva. Aquí, la relación solicitada en las gráficas de la espiral logarítmica equivale a  $\frac{11}{8 \cdot 7,5} = 0,20$ . Entonces, para conocer el valor del coeficiente pasivo sísmico, se dirigió a la gráfica correspondiente en ANEXO 7. A partir de esta se obtuvo un valor de 5 para un ángulo de fricción de 24 y un coeficiente de aceleración de 0,15. Por lo tanto, en los muros de gravedad diseñados el valor del coeficiente pasivo equivale también a 5 en todos los diseños de los muros de gravedad.

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 2^2 \cdot 5 \cdot \frac{1}{\cos 0} = 80 \text{ kN/m}$$

En algunos muros se obtuvieron profundidades de desplante hasta 7,5 m. Este valor es muy alto comparando con los órdenes de magnitud de los muros que realmente se construyen. Por lo tanto, en un escenario real, una profundidad de desplante tan grande indica que hay que pensar en otra solución para contener los empujes laterales del suelo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Entonces es importante recordar la nota al principio de este capítulo (2.4), la cual resaltaba que se variaron las dimensiones del muro para encontrar una geometría que satisficieran todos los factores de seguridad. Entonces, en este ejercicio de investigación se procederá a realizar el análisis financiero con las, eventualmente exageradas, cantidades de materiales.

○ **Factores de seguridad**

**F.S volcamiento:**

El muro de gravedad cuenta con 2 secciones que realizan el momento resistente y ayudan a la estabilidad de la estructura. Se determinó el área de estas secciones y con el peso específico del concreto trabajado ( $24 \text{ kN/m}^3$  en concreto de 3500 psi), se calculó el peso de la estructura por metro lineal. Luego, se encontró el brazo al punto C para determinar el momento en dicho punto.

**Tabla 23: Cálculo momento muro de gravedad con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN)	Brazo a C (m)	Momento en C (kNm)
1	0,00	17	0,00	3,40	0,00
2	0,00	17	0,00	3,40	0,00
3	1,50	24	36,00	3,245	116,82
4	7,74	24	185,70	2,06	383,16
5	0,00	24	0,00	1,6975	0,00

$$\sum M_R = 499,98 \text{ kNm}$$

Con la fuerza total activa y el z resultante, se encontró el momento actuante sobre la estructura.

$$\sum M_O = 247,22 \text{ kNm}$$

$$F.S_{volcamiento} = 2,02 > 2,00 \text{ "Cumple"}$$

**F.S deslizamiento:**

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{3,40 \cdot 11 + 80}{109,94}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



$$F.S_{deslizamiento} = \frac{117,35}{109,94} = 1,07 > 1,05 \text{ "Cumple"}$$

Cuando en los muros de gravedad no cumplía el factor de seguridad por deslizamiento luego de haber incrementado la dimensión de la base, se aumentaba la profundidad de desplante. Esto con el fin de mayorar la magnitud de la fuerza pasiva sísmica que actúa como fuerza resistente a la estructura. Se debía realizar de esta manera ya que al ser un muro de gravedad que se caracteriza por trabajar con su peso propio, no se tuvo en cuenta el diseño de una llave como en los muros en voladizo, pues esta debe llevar refuerzo.

### **F.S capacidad portante:**

Al igual que en los muros en voladizo, se encontraron los esfuerzos máximos y mínimos en la base del muro para chequear la capacidad portante del suelo de apoyo, el cual también corresponde al Sapolito de Gneis.

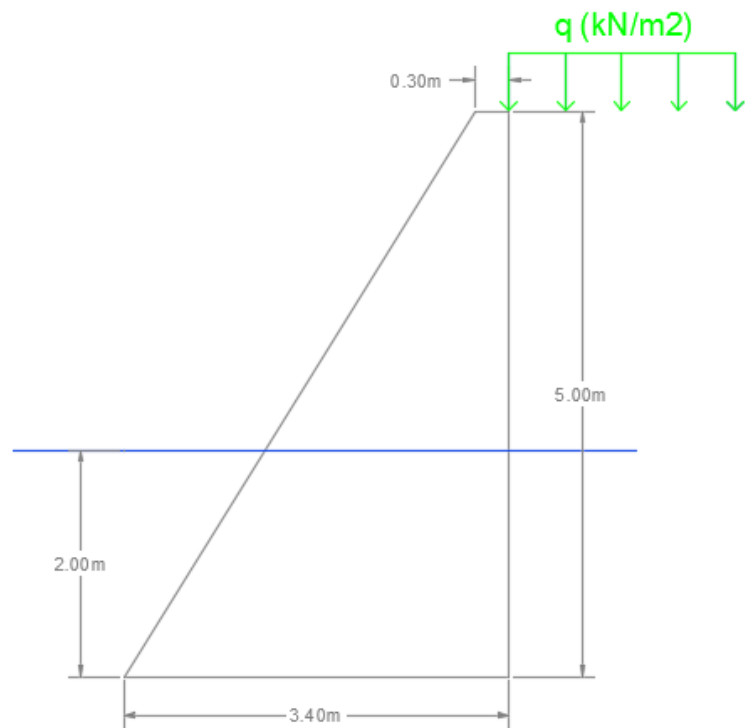
$$q_{min.} = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max.} = 129,63 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{último}} = 283,95 \text{ kN/m}^2$$

$$F.S_{capacidad\ portante} = \frac{q_{\text{último}}}{q_{max.}} = \frac{283,95}{129,63}$$

$$F.S_{capacidad\ portante} = 2,19 \geq 1,50 \text{ "Cumple"}$$



**Figura 37: Dimensiones muro de gravedad con sobrecarga de 5 m (3 m efectivos) y lleno antrópico**

**Tabla 24: Dimensiones muros de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	D (m)
2,00	3,00	2,00	0,30	1,70	1
3,00	5,00	3,40	0,30	3,10	2
4,00	7,10	4,90	0,30	4,60	3,1
5,00	9,30	6,40	0,40	6,00	4,3
6,50	12,40	8,93	0,40	8,53	5,9
8,00	15,50	11,55	0,40	11,15	7,5

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 25: Dimensiones muros de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	D (m)
2,00	3,00	1,20	0,30	0,90	1
3,00	4,00	1,95	0,30	1,65	1
4,00	6,20	3,60	0,30	3,30	2,2
5,00	8,40	5,11	0,30	4,81	3,4
6,50	11,80	7,55	0,40	7,15	5,3
8,00	14,80	9,65	0,40	9,25	6,8

#### 2.4.4 De gravedad con lleno Livitek

A continuación, se muestra el paso a paso del muro de gravedad con sobrecarga de 4 m con lleno Livitek, donde 3 m hacen parte de su altura efectiva y 1 m de su profundidad de desplante.

- **Empuje arcilla expandida**

**Tabla 26: Propiedades del lleno con material aligerante**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)
Arcilla expandida "Livitek"	2,5	0	45

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 0,17$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 4^2 \cdot 0,49 = 3,43 \text{ kN/m}$$

- **Empujes por cargas externas**

$$Q = q \cdot H \cdot K_a$$

$$Q = 15 \cdot 4 \cdot 0,17 = 10,29 \text{ kN/m}$$

- **Fuerzas sísmicas**

$$K_{aey} = 0,24$$

$$K_{aec} = 0,84$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$\frac{P_{ae}}{\gamma \cdot H^2} = P^*_{ae} = 0,12$$

$$P_{ae} = P^*_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,12 \cdot 2,5 \cdot 4^2 = 4,85 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 1,41 \text{ kN/m}$$

$$\bar{z} = \frac{(0,6 \cdot 4)(1,41) + \left(\frac{4}{3}\right)(3,43) + \left(\frac{4}{2}\right) \cdot 10,29}{15,14}$$

$$\bar{z} = 1,89 \text{ m}$$

La fuerza pasiva sísmica se calculó a partir de los parámetros del suelo de apoyo, Saprolito de Gneis, y de la profundidad de desplante. En los muros de gravedad con lleno en Livitek, la profundidad de desplante corresponde siempre a 1, esto quiere decir que la fuerza pasiva sísmica equivale a lo mismo en todos los diseños realizados.

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 1^2 \cdot 5 \cdot \frac{1}{\cos 0} = 20 \text{ kN/m}$$

○ **Factores de seguridad**

**F.S volcamiento:**

**Tabla 27: Cálculo momento muro de gravedad con sobrecarga de 4 m y Livitek**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso (kN)	Brazo a C (m)	Momento en C (kNm)
1	0,00	2,5	0,00	1,30	0,00
2	0,00	2,5	0,00	1,30	0,00
3	0,80	24	19,20	1,2	23,04
4	2,20	24	52,80	0,73	38,72
5	0,00	24	0,00	0,65	0,00

$$\sum M_R = 61,76 \text{ kNm}$$

$$\sum M_O = 28,56 \text{ kNm}$$

$$F.S_{volcamiento} = 2,16 > 2,00 \text{ "Cumple"}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**F.S deslizamiento:**

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{1,30 \cdot 11 + 20}{15,14}$$

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{34,30}{15,14} = 2,27 > 1,05 \text{ "Cumple"}$$

**F.S capacidad portante:**

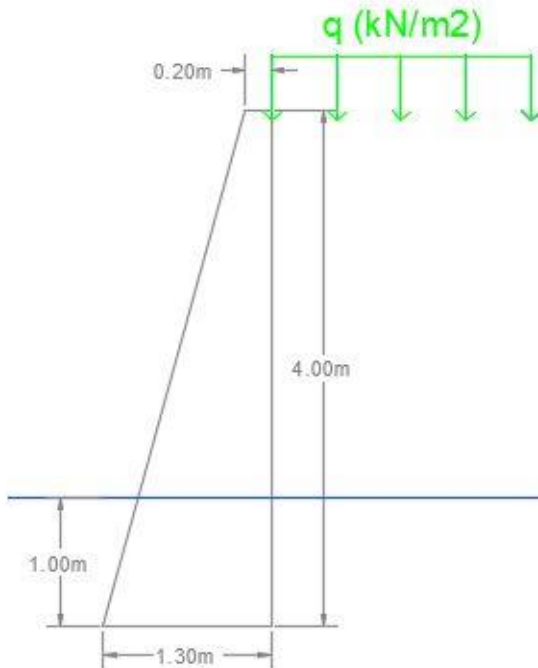
$$q_{min.} = 7,10 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max.} = 103,67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{último}} = 364,49 \text{ kN/m}^2$$

$$F.S_{capacidad\ portante} = \frac{q_{\text{último}}}{q_{max.}} = \frac{364,49}{103,67}$$

$$F.S_{capacidad\ portante} = 3,52 > 1,50 \text{ "Cumple"}$$



**Figura 38: Dimensiones muro de gravedad con sobrecarga de 4 m (3 m efectivos) y Livitek**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 28: Dimensiones muros de gravedad con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	D (m)
2,00	3,00	1,05	0,20	0,85	1
3,00	4,00	1,30	0,20	1,10	1
4,00	5,00	1,50	0,20	1,30	1
5,00	6,00	1,80	0,30	1,50	1
6,50	7,50	2,25	0,30	1,95	1
8,00	9,00	2,80	0,30	2,50	1

**Tabla 29: Dimensiones muros de gravedad sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	B (m)	E(m)	T (m)	D (m)
2,00	3,00	0,50	0,20	0,30	1
3,00	4,00	0,65	0,20	0,45	1
4,00	5,00	0,85	0,20	0,65	1
5,00	6,00	1,20	0,20	1,00	1
6,50	7,50	1,50	0,20	1,30	1
8,00	9,00	1,80	0,20	1,60	1

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## 2.5 REFUERZO MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

El refuerzo requerido en cada uno de los muros de contención en voladizo se determinó a partir de los momentos actuantes en el vástago y en la base de la estructura. Además, se tuvo en cuenta el refuerzo exigido por norma para la temperatura.

El cálculo se realizó para cada uno de los dos elementos como independiente, es decir, primero se encontró el acero solicitado por el vástago y luego el solicitado por la base. El procedimiento realizado se basa en Bowles (1997).

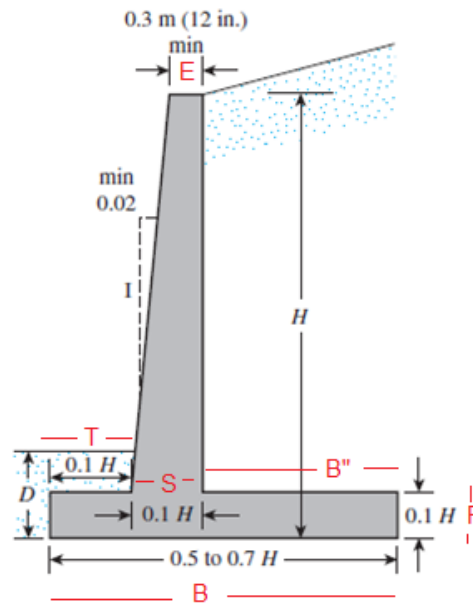
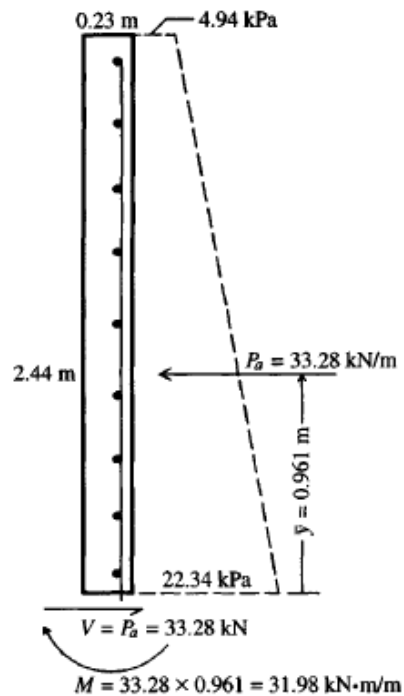


Figura 39: Notación para cálculo del refuerzo

### 2.5.1 Refuerzo vástago

El vástago se diseñó a partir del momento actuante generado por el empuje total activo a una altura “z resultante” (como se muestra en la Figura 40), determinado en el ítem Factores de seguridad para conocer el factor de seguridad por volcamiento.



**Figura 40: Ejemplo refuerzo vástago de un muro de contención**

Fuente: BOWLES, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design (5 ed.), p. 717

Una vez conocido el momento requerido, se debe conocer el momento último que alcanza el elemento con un área de acero determinada, la cual debe ser la necesaria para igualar el momento último al momento requerido.

$$a = \frac{f_y \cdot A_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left[ (h - r) - \frac{a}{2} \right]$$

Donde:

$A_s$  = área de acero requerida

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto (24,5 MPa)

$f_y$  = resistencia a la fluencia del acero (420 MPa)

$E$  = módulo de elasticidad del concreto (200 GPa)

$\epsilon_c$  = deformación unitaria del concreto

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



$b = longitud\ del\ muro$ . En este caso equivale a 1 m ya que todos los cálculos se han realizado para 1 metro lineal de muro.

$h = espesor\ del\ vástago\ en\ su\ parte\ inferior$ , denominado como "S" en la Figura 39.

$r = recubrimiento$ . Se tomó de 7,5 cm por estar en contacto con el suelo.

Cuantía mínima de acuerdo con Bowles (1997):

$$\rho_{min} = 0,18\%$$

Cuantía:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot (h - r)}$$

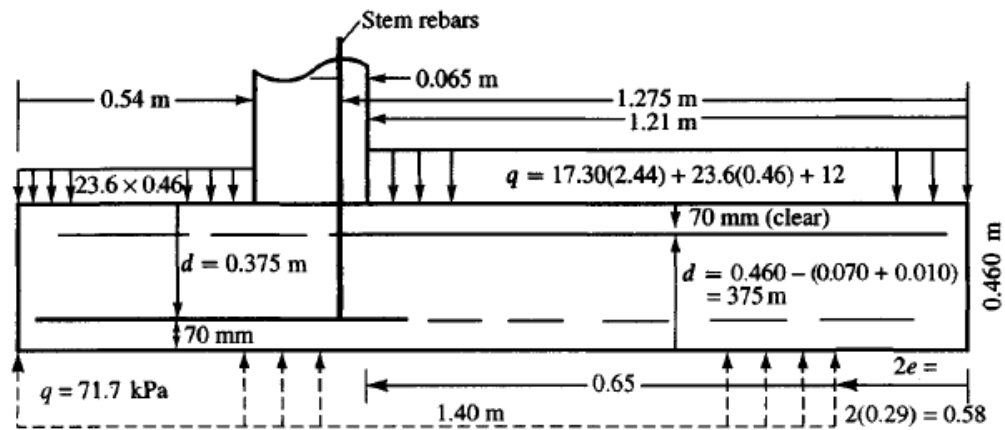
Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_c \cdot E}{\varepsilon_c \cdot E + f_y}$$
$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 24,5 \cdot 0,85}{420} \cdot \frac{0,003 \cdot 200000}{0,003 \cdot 200000 + 420} = 2,48\%$$

Como se busca la falla a tracción del concreto, se debe cumplir cuantía < cuantía balanceada. Además, se debe cumplir cuantía > cuantía mínima.

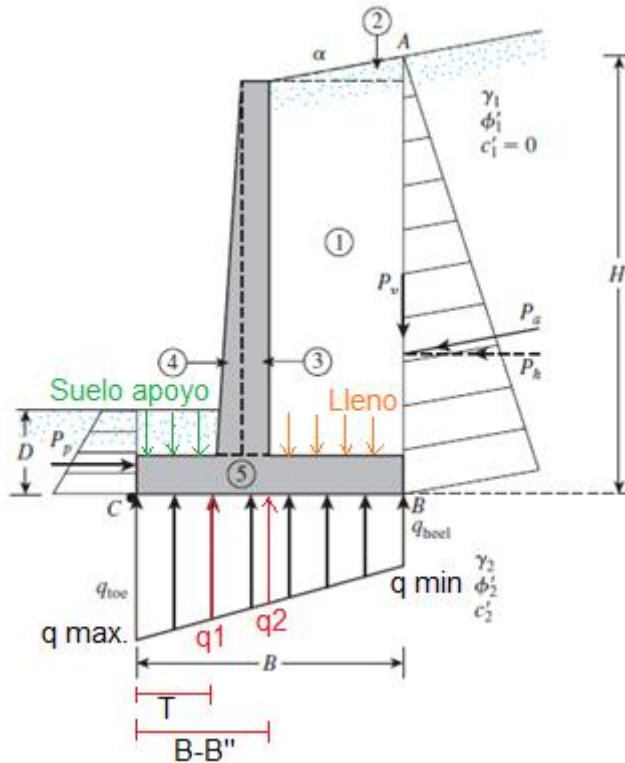
## 2.5.2 Refuerzo base

Con base en la Figura 41, este refuerzo se calculó a partir de los esfuerzos máximos y mínimos generados sobre la base del muro, encontrados anteriormente cuando se determinó la capacidad portante del suelo. También se tuvo en consideración el esfuerzo generado por el material de lleno sobre un lado de la base del muro ( $B''$ ) y el esfuerzo generado por el suelo de apoyo sobre el otro lado de la base del muro ( $T$ ), como se muestra en la Figura 42.



**Figura 41: Ejemplo refuerzo base muro de contención**

Fuente: BOWLES, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design (5 ed.), p. 720



**Figura 42: Momentos para el refuerzo en la base del muro en voladizo**

A partir de los esfuerzos ya conocidos y de las dimensiones del muro, se calcularon los esfuerzos  $q_1$  y  $q_2$  que se muestran en la Figura 42.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$q_1 = q_{max.} - \left( \frac{q_{max.} - q_{min.}}{B} \right) \cdot T$$

$$q_2 = q_{max.} - \left( \frac{q_{max.} - q_{min.}}{B} \right) \cdot (B - B'')$$

Luego, para conocer el momento resultante al lado izquierdo de la base del muro, se calculó el momento comprendido entre  $q_{max.}$  y  $q_1$  y se le restó el momento generado por el suelo de apoyo sobre la estructura. Si el resultado es positivo, el refuerzo requerido se ubica en la parte inferior izquierda de la base y el refuerzo mínimo en su parte superior.

$$M_{suelo\ apoyo} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo\ apoyo} \cdot (D - P) \cdot T^2$$

$$M_{q\ max.} = \frac{1}{2} \cdot T \cdot (q_{max.} + q_1) \cdot \left[ T - T \cdot \left( \frac{q_{max.} + 2 \cdot q_1}{3 \cdot (q_{max.} + q_1)} \right) \right]$$

$$M_{resultante\ izq.} = M_{q\ max.} - M_{suelo\ de\ apoyo}$$

Y para conocer el momento resultante al lado derecho de la base del muro, se calculó el momento generado por el material de lleno y se le restó el momento comprendido entre  $q_2$  y  $q_{min.}$ . Si el resultado es positivo, el refuerzo requerido se ubica en la parte superior derecha de la base y el refuerzo mínimo en su parte inferior.

$$M_{q\ min.} = \frac{1}{2} \cdot B'' \cdot (q_2 + q_{min.}) \cdot \left[ B'' \cdot \left( \frac{q_2 + 2 \cdot q_{min.}}{3 \cdot (q_2 + q_{min.})} \right) \right]$$

$$M_{lleno} = \frac{1}{2} \gamma_{lleno} \cdot (H - P) \cdot B''^2$$

$$M_{resultante\ der.} = M_{lleno} - M_{q\ min.}$$

Seguidamente, a partir de los momentos encontrados ( $M_{resultante\ izq.}$  y  $M_{resultante\ der.}$ ) se realizó el mismo procedimiento que en el vástago, para determinar el área de acero requerida a cada lado de la base de muro.

Una vez conocido el acero requerido, se determina el acero real a partir de las barras comerciales de acero, donde a cada número de barra le corresponde un área según su diámetro. Luego, a partir del número de barras que se requieren, se determina el espaciamiento que estas deben llevar, en este caso la longitud para repartir las barras equivale a un 1 m, ya que el diseño del muro es por 1 m de profundidad.

### **Ejemplo muro en voladizo con sobrecarga de 5 m de altura con material de lleno antrópico:**

Se diseña con un acero con resistencia a la fluencia de  $f_y = 420 \text{ MPa}$  y con concreto de 3500 psi que tiene una resistencia a la compresión de  $f'_c = 24,50 \text{ MPa}$ .

Además, de lo mencionado anteriormente se tiene ya establecido:

$$r = 7,50 \text{ cm}, \rho_{\min} = 0,18\% \text{ y } \rho_b = 2,48\%$$

Del muro se conoce el momento actuante en el vástago, los esfuerzos en la base y las dimensiones que se encuentran en la Figura 35:

$$M_o = 247,22 \text{ kNm}, q_{\max.} = 142,54 \text{ kN/m}^2 \text{ y } q_{\min.} = 4,82 \text{ kN/m}^2.$$

$$T = 0,75 \text{ m}, P = 0,50 \text{ m}, D = 1,00 \text{ m}, \text{ Llave} = 0,95 \text{ m}, B = 3,75 \text{ m}, B'' = 2,60 \text{ m}$$

$$B - B'' = 3,75 \text{ m} - 2,60 \text{ m} = 1,15 \text{ m}$$

### **Refuerzo vástago por solicitaciones:**

$$b = \text{profundidad muro} = 1,00 \text{ m}$$

$$h = S = 0,40 \text{ m}$$

A partir de lo anterior y para cumplir con el momento actuante se tiene que:

$$a = \frac{f_y \cdot A_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{420 \text{ MPa} \cdot 1949 \text{ mm}^2}{0,85 \cdot 24,5 \text{ MPa} \cdot 1 \text{ m}}$$

$$a = 0,039 \text{ m}$$

$$A_s = 1949 \text{ mm}^2$$

$$M = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left[ (h - r) - \frac{a}{2} \right] = 0,85 \cdot 24,5 \cdot 0,039 \cdot 1 \text{ m} \cdot \left[ (0,40 \text{ m} - 7,5 \text{ cm}) - \frac{0,039}{2} \right]$$

$$M = 250 \text{ kNm} > 247,22 \text{ kNm} \text{ "Cumple"}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot (h - r)} = \frac{1949 \text{ mm}^2}{1 \text{ m} \cdot (0,40 \text{ m} - 7,5 \text{ cm})}$$

$$\rho = 0,60\%$$

$$0,18\% < 0,60\% < 2,48\% \text{ "Cumple"}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### Refuerzo base por solicitaciones:

Cálculo  $q_1$  y  $q_2$ :

$$q_1 = q_{max.} - \left( \frac{q_{max.} - q_{min.}}{B} \right) \cdot T = 142,54 \frac{kN}{m^2} - \left( \frac{142,54 \frac{kN}{m^2} - 4,82 \frac{kN}{m^2}}{3,75 m} \right) \cdot 0,75 m$$

$$q_1 = 115,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_2 = q_{max.} - \left( \frac{q_{max.} - q_{min.}}{B} \right) \cdot (B - B'') = 142,54 \frac{kN}{m^2} - \left( \frac{142,54 \frac{kN}{m^2} - 4,82 \frac{kN}{m^2}}{3,75 m} \right) \cdot 1,15 m$$

$$q_2 = 100,31 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo momento resultante izquierda:

$$M_{suelo apoyo} = \frac{1}{2} \gamma_{suelo apoyo} \cdot (D - P) \cdot T^2 = \frac{1}{2} \cdot 8 \frac{kN}{m^3} \cdot (1 m - 0,50 m) \cdot 0,75^2 m$$

$$M_{suelo apoyo} = 1,13 kNm$$

$$\begin{aligned} M_{q max.} &= \frac{1}{2} \cdot T \cdot (q_{max.} + q_1) \cdot \left[ T - T \cdot \left( \frac{q_{max.} + 2 \cdot q_1}{3 \cdot (q_{max.} + q_1)} \right) \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot (142,54 + 115,00) \cdot \left[ 0,75 - 0,75 \cdot \left( \frac{142,54 + 2 \cdot 115,00}{3 \cdot (142,54 + 115,00)} \right) \right] \end{aligned}$$

$$M_{q max.} = 37,51 kNm$$

$$M_{resultante izq.} = M_{q max.} - M_{suelo de apoyo} = 37,51 \frac{kN}{m^2} - 1,13 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{resultante izq.} = 36,38 kNm$$

Cálculo momento resultante derecha:

$$\begin{aligned} M_{q min.} &= \frac{1}{2} \cdot B'' \cdot (q_2 + q_{min.}) \cdot \left[ B'' \cdot \left( \frac{q_2 + 2 \cdot q_{min.}}{3 \cdot (q_2 + q_{min.})} \right) \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,15 \cdot (100,31 + 4,82) \cdot \left[ 1,15 \cdot \left( \frac{100,31 + 2 \cdot 4,82}{3 \cdot (100,31 + 4,82)} \right) \right] \end{aligned}$$

$$M_{q min.} = 123,87 kNm$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$M_{lleno} = \frac{1}{2} \gamma_{lleno} \cdot (H - P) \cdot B''^2 = \frac{1}{2} 17 \frac{kN}{m^3} \cdot (5 m - 0,50 m) \cdot 1,15^2 m$$

$$M_{lleno} = 258,57 kNm$$

$$M_{resultante\ der.} = M_{lleno} - M_{q\ min.} = 258,57 \frac{kN}{m^2} - 123,87 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{resultante\ der.} = 134,70 kNm$$

A partir de los momentos encontrados a cada lado de la base del muro, se procede a calcular el refuerzo requerido.

$$b = \text{profundidad muro} = 1,00 m$$

$$h = P = 0,50 m$$

$$a = \frac{420 MPa \cdot 770 mm^2}{0,85 \cdot 24,5 MPa \cdot 1 m} = 0,02 m$$

$$A_s = 770 mm^2$$

$$M = 0,85 \cdot 24,5 \cdot 0,02 \cdot 1 m \cdot [(0,50 m - 7,5 cm) - \frac{0,02}{2}]$$

$$M = 134,93 kNm > 36,38 kNm \text{ "Cumple"}$$

$$M = 134,93 kNm > 134,70 kNm \text{ "Cumple"}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot (h - r)} = \frac{770 mm^2}{1 m \cdot (0,50 m - 7,5 cm)}$$

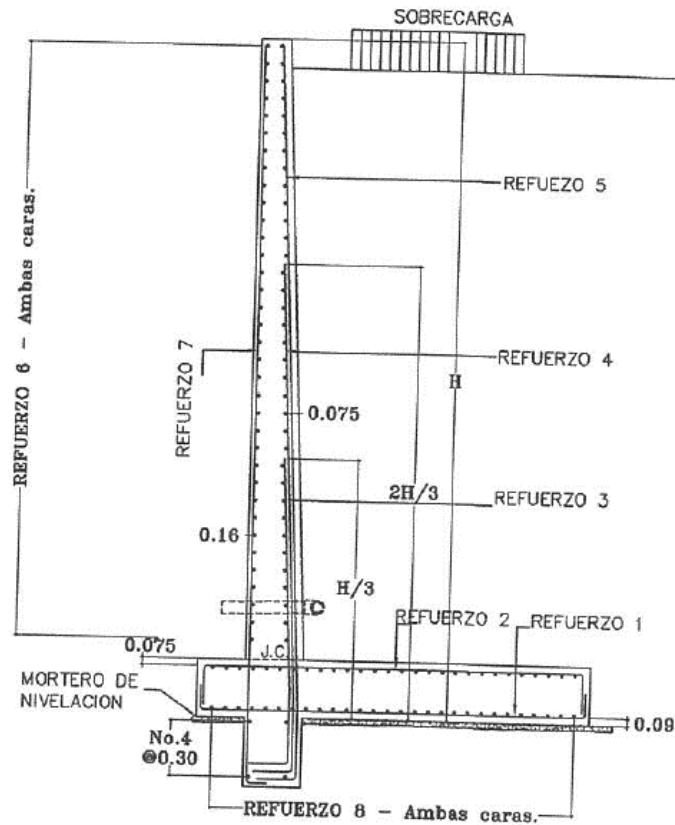
$$\rho = 0,18\%$$

$$0,18\% \leq 0,18\% < 2,48\% \text{ "Cumple"}$$

A ambos lados del muro se refuerza con la cuantía mínima (0,18%).

Además del refuerzo requerido por solicitaciones en el vástago y en la base del muro, se debe considerar el acero mínimo requerido por temperatura. Este refuerzo se realizó con base en la "Cartilla muros de contención con o sin fundaciones profundas para las carreteras de Antioquia" (GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA, 2013), el cual corresponde al refuerzo 6, refuerzo 7 y refuerzo 8 de la Figura 43.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 43: Refuerzo del muro según cartilla**

Fuente: GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA. (2013). Cartilla muros de contención con o sin fundaciones profundas para las carreteras de Antioquia, p. 6.

De lo anterior, el refuerzo 6 y el refuerzo 8 corresponden a barras transversales ubicadas en ambas caras a lo largo del vástago y de la base del muro respectivamente, y el refuerzo 7 a barras longitudinales ubicadas en la cara del vástago que no está en contacto con el lleno.

Como se muestra en la Tabla 30, el número de barra a implementar y el espaciamiento en cada uno de los refuerzos (6, 7 y 8), depende de la altura total del muro. La longitud del refuerzo 6 y 8 equivale a 1 m por ser la profundidad del muro y la longitud del refuerzo 7 equivale a la dimensión del vástago, a la altura total de muro se le resta la altura de la base ( $P$ ).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 30: Refuerzo de temperatura muros en voladizo**

ALTURA TOTAL DEL MURO H	REFUERZO SECUNDARIO					
	REFUERZO DE TEMPERATURA					
	REFUERZO 6	LONG. m	REFUERZO 7	LONG. m	REFUERZO 8	LONG. m
2.00	No.4 Ø0.30	1.0	No.4 Ø0.30	2.05	No.4 Ø0.30	1.00
2.50	No.4 Ø0.30	1.0	No.4 Ø0.30	2.67	No.4 Ø0.30	1.00
3.00	No.4 Ø0.20	1.0	No.4 Ø0.30	3.47	No.4 Ø0.30	1.00
3.50	No.4 Ø0.26	1.0	No.4 Ø0.26	4.07	No.4 Ø0.26	1.00
4.00	No.4 Ø0.26	1.0	No.4 Ø0.26	4.83	No.4 Ø0.26	1.00
4.50	No.4 Ø0.17	1.0	No.4 Ø0.21	5.42	No.4 Ø0.21	1.00
5.00	No.5 Ø0.20	1.0	No.4 Ø0.20	6.10	No.4 Ø0.21	1.00
5.50	No.5 Ø0.20	1.0	No.5 Ø0.25	6.68	No.5 Ø0.17	1.00
6.00	No.5 Ø0.17	1.0	No.5 Ø0.25	7.38	No. 6 Ø0.14	1.00
6.50	No.6 Ø0.20	1.0	No.5 Ø0.20	5.70	No.7 Ø0.12	1.00
7.00	No.6 Ø0.17	1.0	No.6 Ø0.25	8.60	No.8 Ø0.17	1.00

Fuente: GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA. (2013). Cartilla muros de contención con o sin fundaciones profundas para las carreteras de Antioquia, p. 9.

En la Tabla 31 se exponen las barras comerciales con su respectiva área.

**Tabla 31: Áreas barras comerciales de acero**

Barra	Área (mm <sup>2</sup> )
No.2	32
No.3	71
No.4	129
No.5	199
No.6	284
No.7	387
No.8	510
No.9	645
No.10	819
No.11	1006
No.14	1452
No.18	2581

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Continuando con el ejemplo anterior, el refuerzo requerido por temperatura para dicho muro equivale a:

**Refuerzo 6:**

$$H = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud espaciamento} = H - P = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Longitud barra} = \text{profundidad muro} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Barra} = \text{No. 5}$$

$$A_{\text{barra}} = 199 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamento} = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{s,temp6} = 2 \cdot \left( \frac{\text{longitud espaciamento}}{\text{espaciamento}} + 1 \right) \cdot A_{\text{barra}}$$

$$A_{s,temp6} = 2 \cdot \left( \frac{4,50 \text{ m}}{0,20 \text{ m}} + 1 \right) \cdot 199 \text{ mm}^2 = 9353 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso} = A_{s,temp} \cdot \text{longitud barra} \cdot \text{densidad acero}$$

$$\text{Peso} = 0,009353 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 73,42 \text{ kg}$$

**Refuerzo 7:**

$$H = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Llave} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Longitud espaciamento} = \text{profundidad muro} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud barra} = H + \text{llave} = 5,95 \text{ m}$$

$$\text{Barra} = \text{No. 4}$$

$$A_{\text{barra}} = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamento} = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{s,temp7} = \left( \frac{\text{longitud espaciamento}}{\text{espaciamento}} + 1 \right) \cdot A_{\text{barra}}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$A_{s,temp7} = \left( \frac{4,50 \text{ m}}{0,20 \text{ m}} + 1 \right) \cdot 129 \text{ mm}^2 = 774 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso} = A_{s,temp} \cdot \text{longitud barra} \cdot \text{densidad acero}$$

$$\text{Peso} = 0,000774 \text{ m}^2 \cdot 5,95 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 35,15 \text{ kg}$$

### **Refuerzo 8:**

$$H = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud espaciamento} = B = 3,75 \text{ m}$$

$$\text{Longitud barra} = \text{profundidad muro} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Barra} = \text{No. 4}$$

$$A_{barra} = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamento} = 0,21 \text{ m}$$

$$A_{s,temp8} = 2 \cdot \left( \frac{\text{longitud espaciamento}}{\text{espaciamento}} + 1 \right) \cdot A_{barra}$$

$$A_{s,temp8} = 2 \cdot \left( \frac{3,75 \text{ m}}{0,21 \text{ m}} + 1 \right) \cdot 129 \text{ mm}^2 = 4865,14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso} = A_{s,temp} \cdot \text{longitud barra} \cdot \text{densidad acero}$$

$$\text{Peso} = 0,004865 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 38,19 \text{ kg}$$

### **Acero total requerido:**

$$A_{s,solicitaciones} = 3664 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,temperatura} = 14992 \text{ mm}^2$$

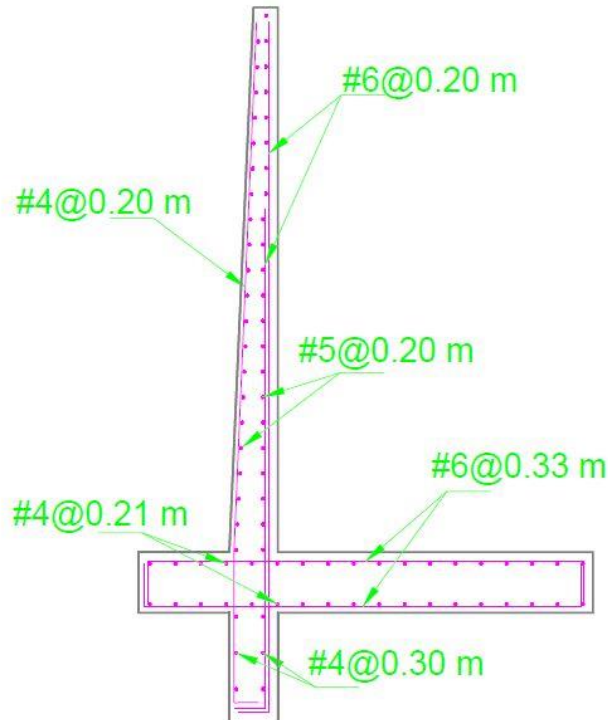
$$A_{s,total} = 18656 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso total} = 290,97 \text{ kg}$$

En la Figura 44 se muestra el detallado del muro en voladizo con sobrecarga de 5 m con material de lleno antrópico.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Sin embargo, en este trabajo no se hizo el detallado completo de todos los muros. Después de detallar 3 muros, se encontró que el refuerzo real requerido por solicitaciones (que incluye el refuerzo en el vástago y en la base) es un 5% mayor que el refuerzo calculado por momentos por las solicitaciones. Por lo tanto, para el resto de los muros en voladizo, el cálculo de las cantidades de acero se realizó multiplicando el acero requerido por solicitaciones por 1,05 y luego se sumó el acero requerido por temperatura.



**Figura 44: Detallado muro en voladizo con sobrecarga de 5 m y lleno antrópico**

En las siguientes tablas: Tabla 32, Tabla 33, Tabla 34, Tabla 35 y en la Gráfica 3, se muestran los resultados obtenidos en cuanto al acero de refuerzo requerido luego de haber realizado el procedimiento expuesto anteriormente para cada uno de los muros en voladizo.

**Tabla 32: Acero requerido muros con sobrecarga y lleno antrópico**

H (m)	H efectiva (m)	As solicitaciones (mm <sup>2</sup> )	As temperatura (mm <sup>2</sup> )	As total (mm <sup>2</sup> )	Peso total (kg)
3	2	2074	6493	8567,06	103,52
4	3	2807	7690	10496,92	160,15
5	4	3664	14992	18656,03	290,97
7,5	5	6020	51640,94	57661,01	818,83
10	6,5	7502	92570,33	100072,49	1452,91
13,5	8	17189	220675,06	237863,88	3884,30

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 33: Acero requerido muros sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H (m)	H efectiva (m)	As solicitaciones (mm2)	As temperatura (mm2)	As total (mm2)	Peso total (kg)
3	2	1274	5719	6993,11	72,52
4	3	2065	6897	8962,01	115,91
5	4	2896	14071	16966,84	231,10
7,5	5	5038	47920,94	52959,37	712,94
10	6,5	8591	88270,33	96861,73	1469,66
13,5	8	14961	209560,06	224521,41	3480,68

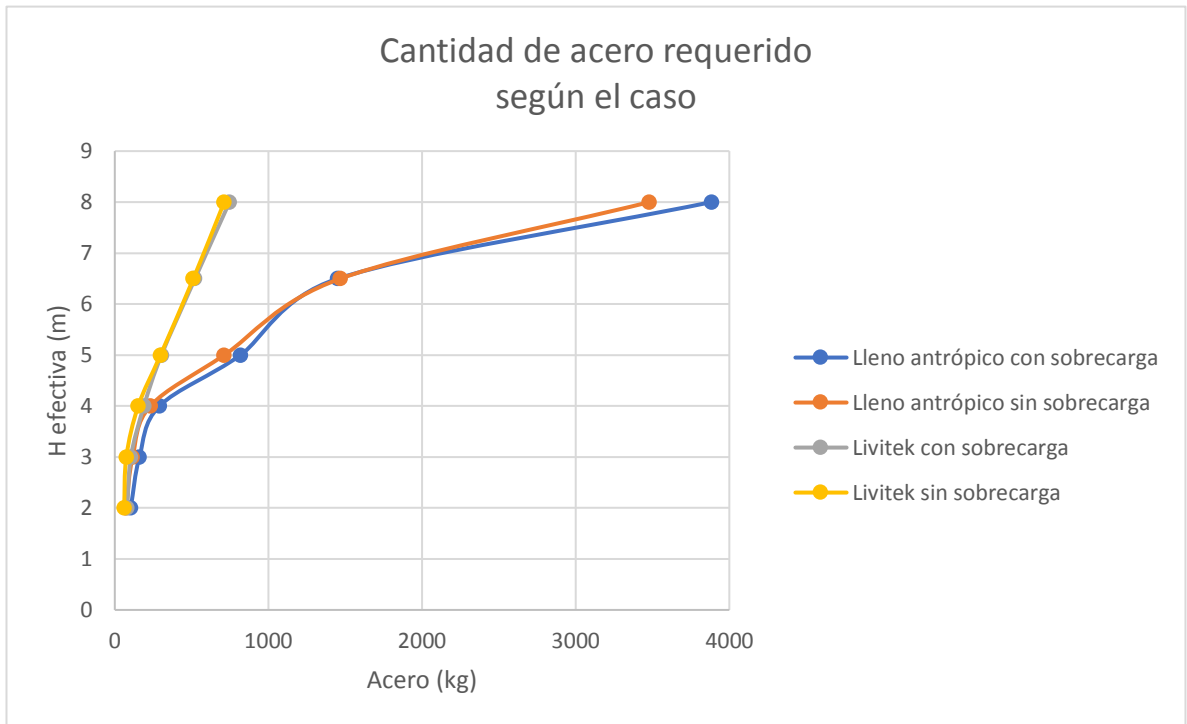
**Tabla 34: Acero requerido muros con sobrecarga y Livitek**

H (m)	H efectiva (m)	As solicitaciones (mm2)	As temperatura (mm2)	As total (mm2)	Peso total (kg)
3	2	1189	6364	7553,28	80,66
4	3	1691	6897	8587,04	104,14
5	4	2186	13764	15949,97	189,60
6	5	2709	24543,35	27252,35	303,72
7,5	6,5	3371	43560,94	46931,44	522,34
9	8	4349	57460,29	61809,31	746,76

**Tabla 35: Acero requerido muros sin sobrecarga y con Livitek**

H (m)	H efectiva (m)	As solicitaciones (mm2)	As temperatura (mm2)	As total (mm2)	Peso total (kg)
3	2	724,5	5461	6185,50	60,74
4	3	724,5	6103	6827,19	74,76
5	4	1376	12834	14209,00	152,25
6	5	2626	24340,50	26966,04	297,41
7,5	6,5	3190	43560,94	46750,88	511,71
9	8	3863	57460,29	61322,92	712,39

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Gráfica 3: Acero requerido en cada caso de estudio**

De la Gráfica 3 se observa que el acero requerido en “Livitek con sobrecarga” y “Livitek sin sobrecarga” es muy similar. Esto se debe a que en ambos casos los momentos actuantes sobre la estructura son muy bajos que basta con reforzar los muros con la cuantía mínima.

## 2.6 EVALUACIÓN LIMITACIONES Y VENTAJAS DEL MATERIAL ALIGERANTE

### 2.6.1 Diseño y construcción del muro de contención

- **Ventajas**

El empuje horizontal generado sobre la estructura de contención es menor cuando el lleno se realiza con “Livitek” (arcilla expandida) que cuando se realiza con material de lleno tradicional, en este caso el material tradicional corresponde al material de lleno antrópico, el cual fue encontrado a partir del estudio de suelos realizado en la ubicación del proyecto Country. La disminución del empuje se debe a la baja densidad del “Livitek”, siendo esta un 85% menor que la del lleno antrópico, esto es,  $2,5 \text{ kN/m}^3$  y  $17 \text{ kN/m}^3$  respectivamente.

A medida que la altura del muro de contención es mayor, la diferencia del empuje horizontal entre los diferentes llenos también aumenta, dicho de otro modo, cuando se comparan los muros tanto en voladizo como de gravedad, de 2 m de altura efectiva, la disminución del empuje es de un 70%, siendo menor el empuje con “Livitek” y, en el muro más alto diseñado, 8 m de altura efectiva, la fuerza difiere en un 95%. Además, si no se tiene la sobrecarga  $15 \text{ kN/m}^2$  actuando sobre la estructura de contención, las diferencias aumentan aún más, desde 79% hasta un 97%.

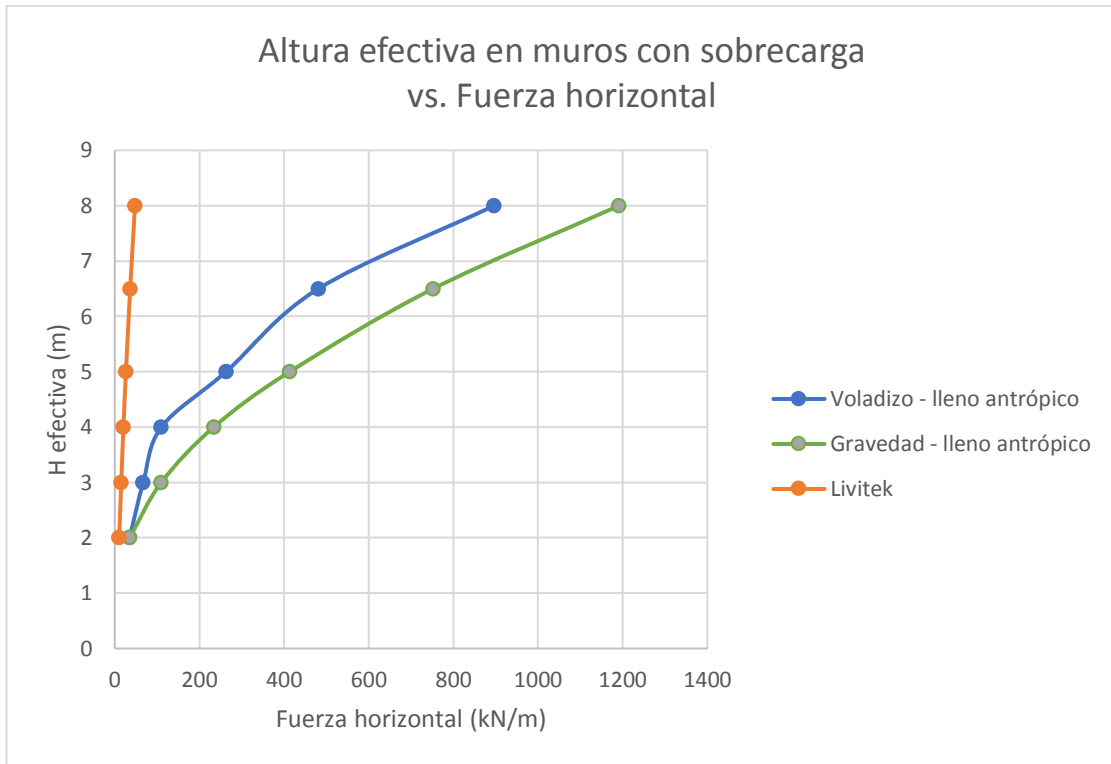
**Tabla 36: Fuerza horizontal ejercida sobre muro en voladizo con sobrecarga**

H efectiva (m)	Fuerza horizontal (kN/m)		Diferencia Fuerza (%)
	Lleno antrópico	Livitek	
2	34,76	10,45	70%
3	67,13	15,14	77%
4	109,94	20,44	81%
5	262,73	26,35	90%
6,5	480,95	36,34	92%
8	896,41	47,70	95%

**Tabla 37: Fuerza horizontal ejercida sobre muro de gravedad con sobrecarga**

H efectiva (m)	Fuerza horizontal (kN/m)		Diferencia Fuerza (%)
	Lleno antrópico	Livitek	
2	34,76	10,45	70%
3	109,94	15,14	86%
4	233,89	20,44	91%
5	413,25	26,35	94%
6,5	752,01	36,34	95%
8	1191,43	47,70	96%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Gráfica 4: Altura efectiva en muros con sobrecarga vs. Fuerza horizontal**

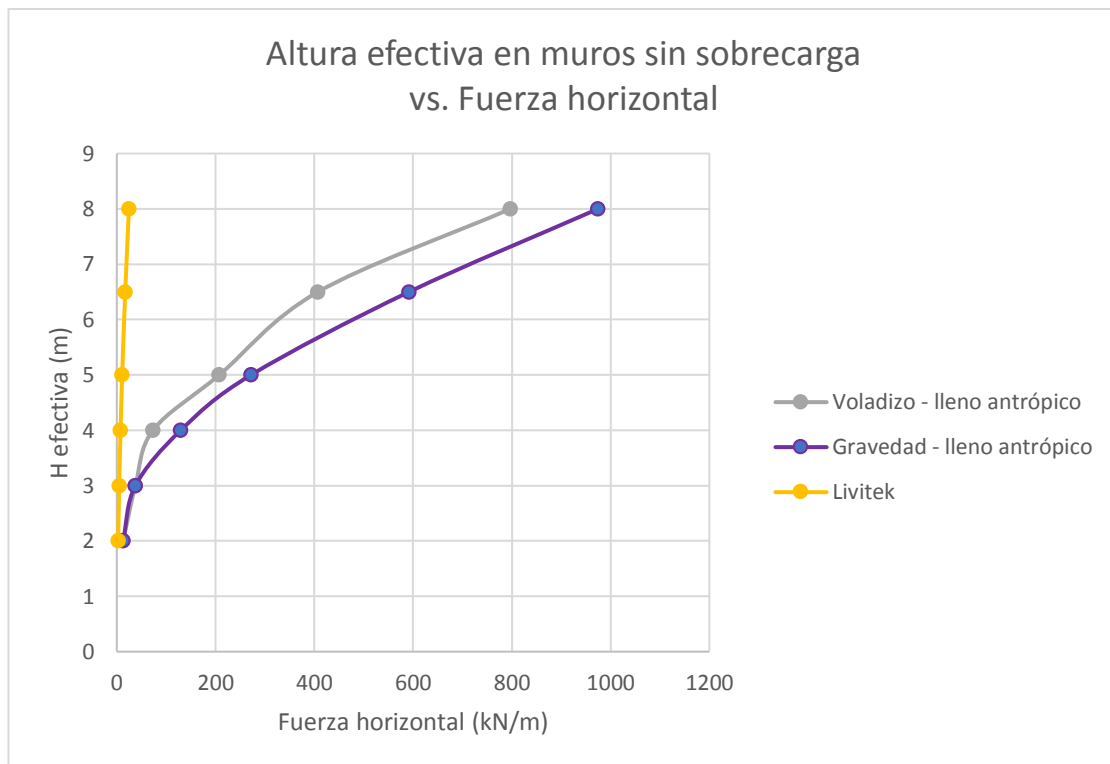
**Tabla 38: Fuerza horizontal ejercida sobre muro en voladizo sin sobrecarga**

H efectiva (m)	Fuerza horizontal (kN/m)		Diferencia Fuerza (%)
	Lleno antrópico	Livitek	
2	12,69	2,73	79%
3	37,71	4,85	87%
4	73,17	7,57	90%
5	207,58	10,90	95%
6,5	407,40	17,04	96%
8	797,12	24,53	97%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 39: Fuerza horizontal ejercida sobre muro de gravedad sin sobrecarga**

H efectiva (m)	Fuerza horizontal (kN/m)		Diferencia Fuerza (%)
	Lleno antrópico	Livitek	
2	12,69	2,73	79%
3	37,71	4,85	87%
4	129,52	7,57	94%
5	271,97	10,90	96%
6,5	591,80	17,04	97%
8	974,56	24,53	97%



**Gráfica 5: Altura efectiva en muros sin sobrecarga vs. Fuerza horizontal**

Lo mencionado anteriormente favorece, entre otros, el cumplimiento del factor de seguridad por deslizamiento, en muros tanto en voladizo como de gravedad, pues la construcción del muro con lleno antrópico implica que, cuando se tiene sobrecarga, en las alturas efectivas a partir de 3 m, se deba implementar una llave en la base del muro en voladizo para soportar las fuerzas actuantes. Dicho elemento aumenta la magnitud de las fuerzas resistentes y garantiza de este modo que el factor en cuestión cumpla. Cuando no se tiene sobrecarga, la llave se requiere a partir del muro de 4 m de altura efectiva.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



La construcción de una llave en el muro de contención se traduce en una actividad más que se debe realizar, conlleva más tiempo en la elaboración de la estructura y más cantidad de materiales. Gracias a que cuando se realiza el lleno con “Livitek” no es necesaria la llave, el rendimiento en cuanto a la construcción del muro es mayor.

Todos los muros de contención diseñados con “Livitek”, independiente de su altura, cuentan con una profundidad de desplante de 1 m (mínimo exigido por la NSR-10) (Tabla 40 y Tabla 41), favoreciendo alcanzar la altura efectiva deseada con una menor altura total de muro. Por el contrario, los muros diseñados con material de lleno antrópico, a medida que aumenta la altura efectiva deseada, la profundidad de desplante también aumenta para alcanzar el cumplimiento de los factores de seguridad y alcanzar su estabilidad.

Además, mientras mayor sea la profundidad de desplante requerida en un muro de contención, mayor será el movimiento de tierras que se debe realizar en el lugar de la obra, de lo que se deriva más tiempo y más costos en dicha actividad.

**Tabla 40: Altura muro con sobrecarga según material de lleno**

H efectiva (m)	Voladizo con lleno antrópico		Gravedad con lleno antrópico		Voladizo y Gravedad con Livitek	
	Desplante (m)	H total (m)	Desplante (m)	H total (m)	Desplante (m)	H total (m)
2,0	1,0	3,0	1,0	3,0	1,0	3,0
3,0	1,0	4,0	2,0	5,0	1,0	4,0
4,0	1,0	5,0	3,1	7,1	1,0	5,0
5,0	2,5	7,5	4,3	9,3	1,0	6,0
6,5	3,5	10,0	5,9	12,4	1,0	7,5
8,0	5,5	13,5	7,5	15,5	1,0	9,0

**Tabla 41: Altura muro sin sobrecarga según material de lleno**

H efectiva (m)	Voladizo con lleno antrópico		Gravedad con lleno antrópico		Voladizo y Gravedad con Livitek	
	Desplante (m)	H total (m)	Desplante (m)	H total (m)	Desplante (m)	H total (m)
2,0	1,0	3,0	1,0	3,0	1,0	3,0
3,0	1,0	4,0	1,0	4,0	1,0	4,0
4,0	1,0	5,0	2,2	6,2	1,0	5,0
5,0	2,5	7,5	3,4	8,4	1,0	6,0
6,5	3,5	10,0	5,3	11,8	1,0	7,5
8,0	5,5	13,5	6,8	14,8	1,0	9,0

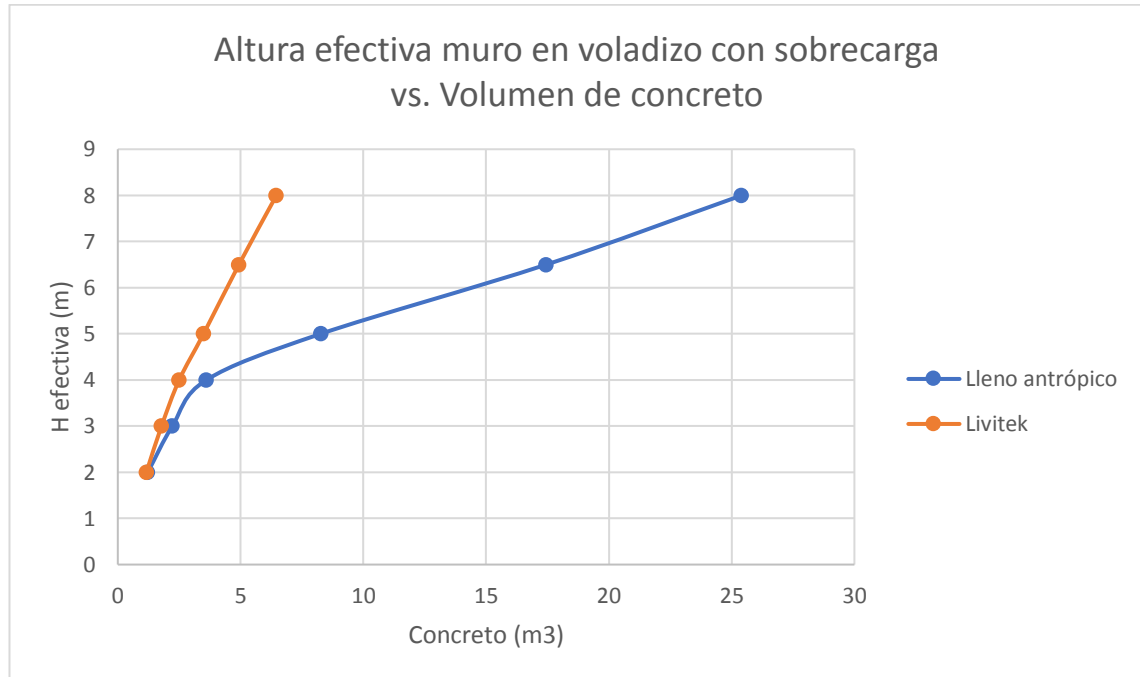
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Ahora, se podría decir que la mayor ventaja que trae la disminución del empuje horizontal actuante sobre la estructura es que permite una disminución en las secciones del muro y en la cuantía de refuerzo, una reducción en el volumen de concreto y en la cantidad de acero requerido.

En los muros con sobrecarga que cuentan con tipología en voladizo, el volumen de concreto disminuye desde un 4,7% hasta un 74,6 % y la cantidad de acero desde un 22% hasta un 81%, mientras más alto sea el muro mayor la diferencia en cantidades.

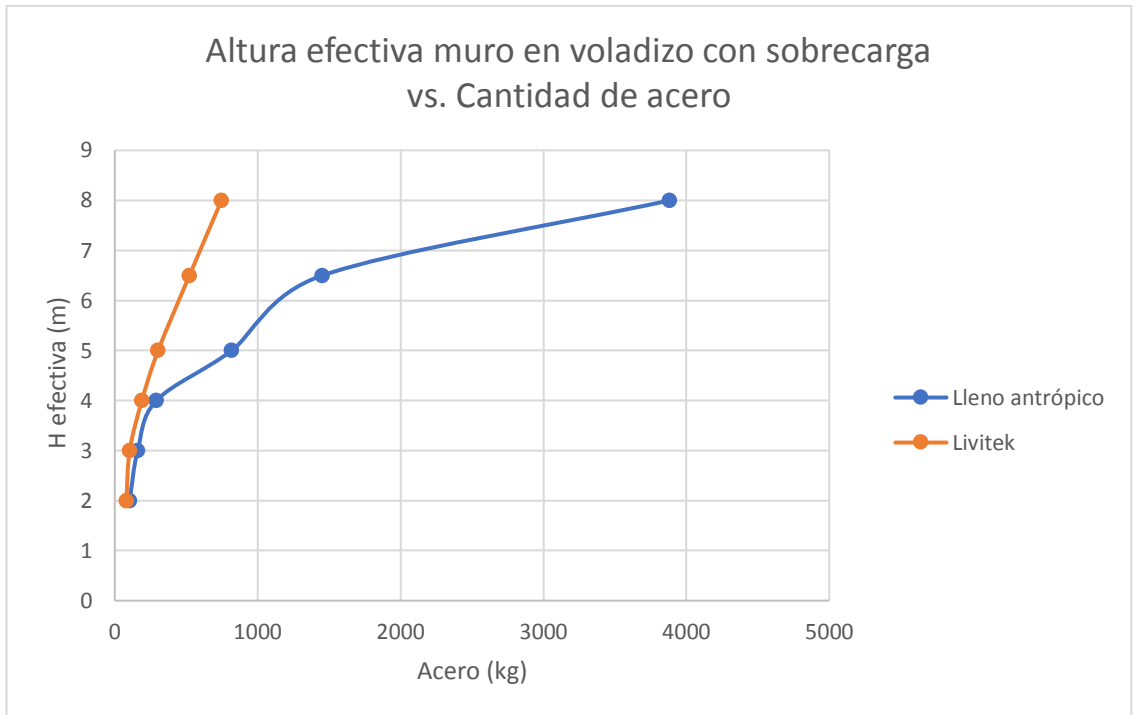
**Tabla 42: Comparación cantidades muro en voladizo con sobrecarga**

H efectiva (m)	Volumen concreto (m <sup>3</sup> )		Diferencia en concreto	Cantidad acero (kg)		Diferencia en acero
	Lleno antrópico	Livitek		Lleno antrópico	Livitek	
2	1,22	1,16	4,7%	103,52	80,66	22%
3	2,22	1,78	19,8%	160,15	104,14	35%
4	3,61	2,50	30,7%	291,28	189,60	35%
5	8,27	3,49	57,7%	818,83	303,72	63%
6,5	17,45	4,93	71,7%	1452,91	522,34	64%
8	25,41	6,46	74,6%	3884,30	746,76	81%



**Gráfica 6: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga vs. Volumen de concreto**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



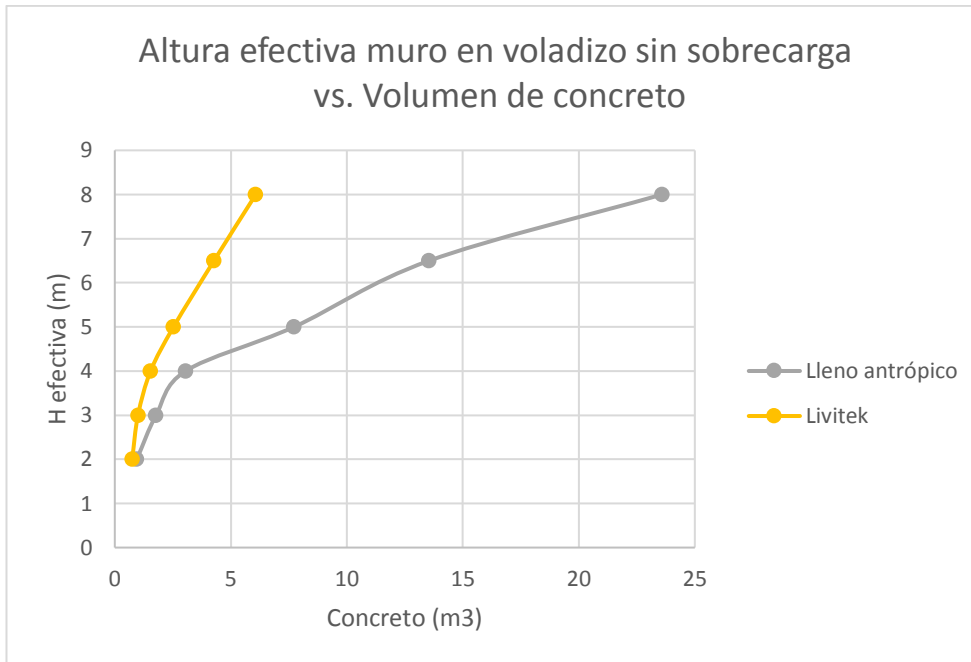
**Gráfica 7: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga vs. Cantidad de acero**

Asimismo, los muros en voladizo sin sobrecarga presentan una disminución en el volumen de concreto desde 21% hasta 74%, y en la cantidad de acero desde 16% hasta 80%.

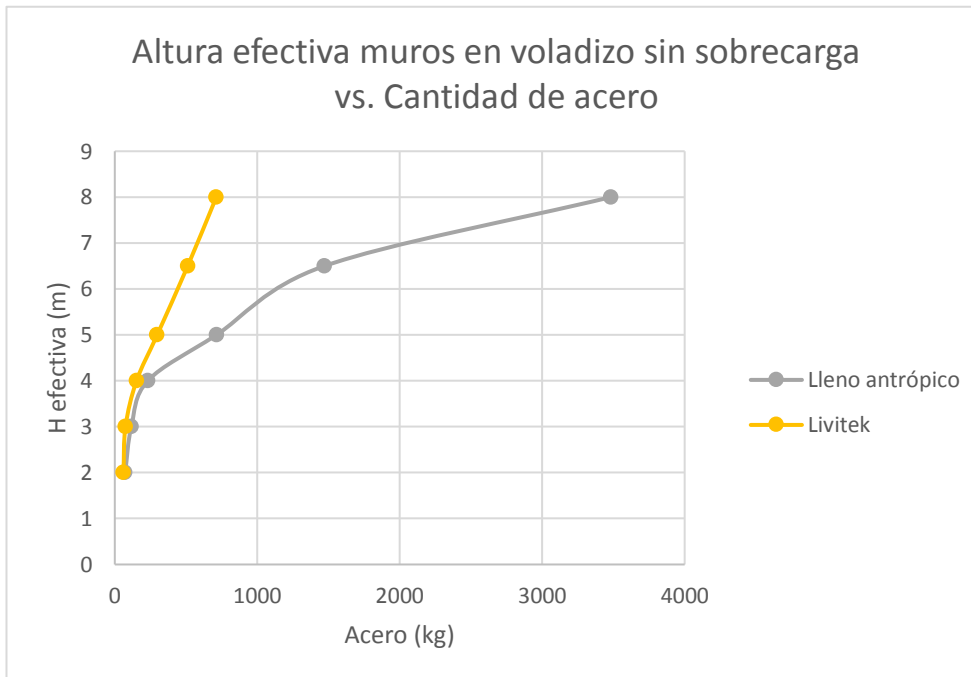
**Tabla 43: Comparación cantidades muro en voladizo sin sobrecarga**

H efectiva (m)	Volumen concreto (m3)		Diferencia en concreto	Cantidad acero (kg)		Diferencia en acero
	Lleno antrópico	Livitek		Lleno antrópico	Livitek	
2	0,95	0,75	21%	72,52	60,74	16%
3	1,78	1,00	44%	115,91	74,76	36%
4	3,05	1,54	49%	231,10	152,25	34%
5	7,73	2,53	67%	712,94	297,41	58%
6,5	13,55	4,28	68%	1469,66	511,71	65%
8	23,59	6,08	74%	3480,68	712,39	80%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Gráfica 8: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga vs. Volumen de concreto**



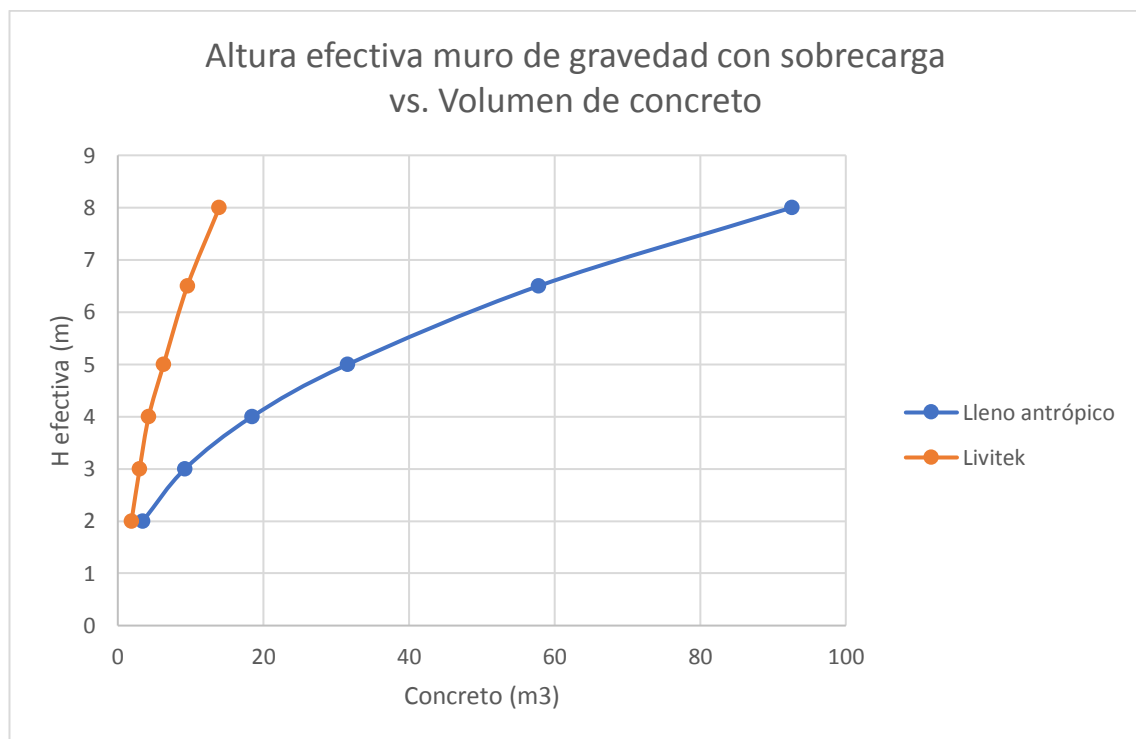
**Gráfica 9: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga vs. Cantidad de acero**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Por otro lado, los muros de gravedad con sobrecarga alcanzan una mayor diferencia en el volumen de concreto, 46% - 80%. Y, debido a que son muros diseñados únicamente con su peso propio, no se cuenta con acero de refuerzo.

**Tabla 44: Comparación cantidades muro de gravedad con sobrecarga**

H efectiva (m)	Volumen concreto (m <sup>3</sup> )		Diferencia en concreto
	Lleno antrópico	Livitek	
2	3,44	1,88	46%
3	6,14	3,00	51%
4	9,80	4,25	57%
5	21,53	6,30	71%
6,5	38,96	9,56	75%
8	70,62	13,95	80%



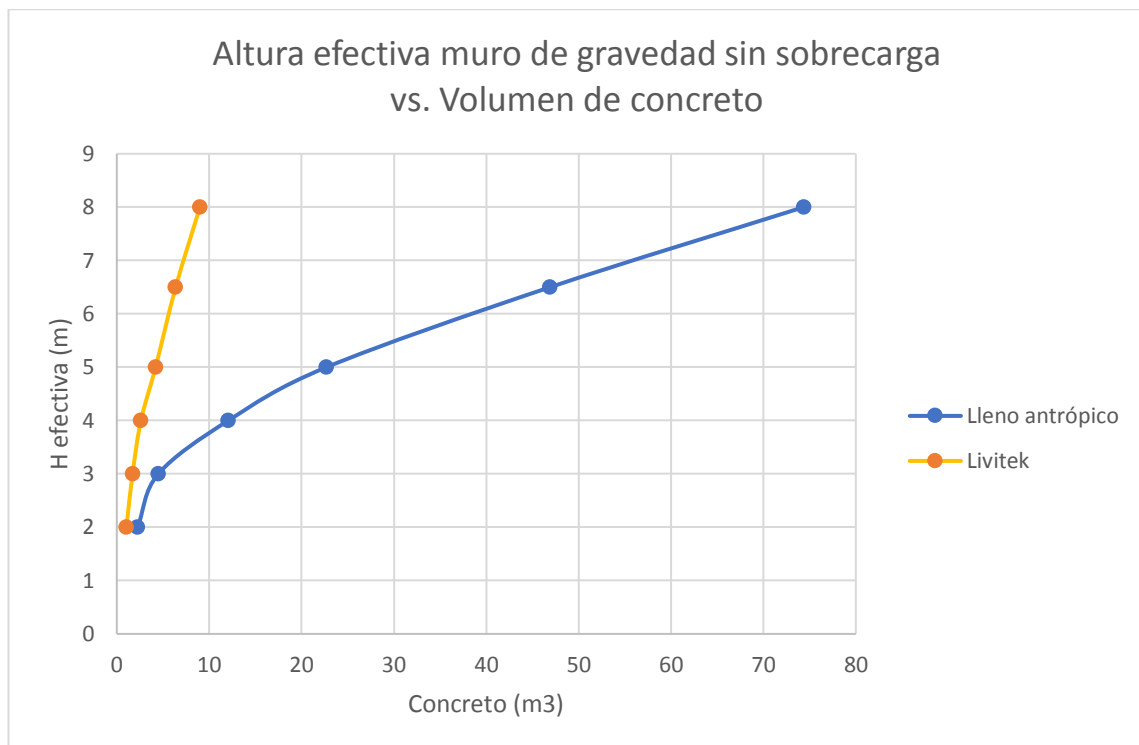
**Gráfica 10: Altura efectiva muro de gravedad con sobrecarga vs. Volumen de concreto**

Por último, los muros de gravedad sin sobrecarga manifiestan la mayor reducción, 54% - 86%.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 45: Comparación cantidades muro de gravedad sin sobrecarga**

H efectiva (m)	Volumen concreto (m <sup>3</sup> )		Diferencia en concreto
	Lleno antrópico	Livitek	
2	2,25	1,04	54%
3	4,50	1,70	62%
4	8,15	2,61	68%
5	18,14	4,20	77%
6,5	34,30	6,38	81%
8	64,36	9,00	86%



**Gráfica 11: Altura efectiva muro de gravedad sin sobrecarga vs. Volumen de concreto**

Además, gracias a la baja densidad del “Livitek” y a la disminución del peso total de la estructura a causa de la reducción en el volumen de concreto requerido, la carga transmitida al suelo de apoyo es menor, disminuyendo así la capacidad portante requerida del suelo de apoyo. El F.S por capacidad portante es mayor cuando se usa “Livitek” como material de lleno en vez de suelo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Debido a la disminución del material requerido para la construcción del muro, los costos de mano de obra también se reducen. En la construcción del muro estos están en función de las cantidades requeridas, es decir, se cobra por volumen de concreto vaciado, cantidad de acero figurado y cantidad de acero instalado (como se explica más adelante en el capítulo 2.7 en Mano de obra). Asimismo, al requerirse menores cantidades de material en obra, las actividades mencionadas anteriormente se terminarán en menor tiempo, por consiguiente, el tiempo de ejecución será menor.

Por último, se podría agregar que la disminución de los materiales requeridos genera un impacto positivo en el medio ambiente, entorno que no se debería pasar por alto en ninguna situación. Al reducir las secciones transversales del elemento y la cuantía de refuerzo, el volumen de concreto y la cantidad de acero que se necesita para la construcción de una estructura es menor. Esto quiere decir que las emisiones de gases, los gases de combustión, los contaminantes hídricos y entre otros, generados por la producción de estos materiales, se verán también disminuidos.

- **Limitaciones**

Al tener “Livitek” una menor densidad que el material de lleno tradicional, el peso propio actuante sobre la base del muro para evitar su volcamiento es menor, mientras que la densidad del lleno antrópico favorece el momento resultante de la estructura y ayuda al cumplimiento del factor de seguridad por volcamiento. Por lo tanto, para asegurarse que con “Livitek” también se alcance el valor exigido para el factor de seguridad, se deben aumentar algunas secciones del muro que son las que en este caso generan un aumento en el momento resultante.

## **2.6.2 Elaboración del lleno**

- **Ventajas**

El lleno con “Livitek” no necesita ser compactado y por esta razón, no tiene riesgo de sufrir una falla debido a las cargas generadas por la compactación. Por otro lado, el material de lleno antrópico sí debe ser compactado. “Es más probable que ocurran fallas en los muros de contención durante la elaboración del lleno donde su compactación con rodillos pesados puede inducir una presión lateral demasiado grande que el muro no resista.” (BOWLES, 1997, pág. 592)

Asimismo, debido a que el proceso de compactación se realiza por capas de a 20-30 cm, el rendimiento en la elaboración del lleno es menor con el lleno antrópico y mayor con “Livitek”. Con lleno antrópico se estima un rendimiento de aproximadamente  $1,4 \text{ h/m}^3$ , mientras que con Livitek  $0,0833 \text{ h/m}^3$ , que equivale a  $1 \text{ m}^3$  en 5 minutos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

“Livitek” no requiere una humedad específica para la construcción del lleno, independiente de las condiciones climáticas, su ejecución es posible. Mientras que el material de lleno antrópico debe cumplir con una humedad determinada para lograr su correcta compactación.

○ **Limitaciones**

La materia prima y el transporte del material aligerante tienen un costo significativo, 173.500,00 \$/m<sup>3</sup> + IVA en la presentación a granel y 30.000,00 \$/m<sup>3</sup> + IVA para el flete en la ciudad de Medellín. En cambio, el material de lleno antrópico se encuentra en el lugar del proyecto, sin necesidad de comprarlo o transportarlo. Se asume que el sitio cuenta con el material suficiente para realizar el lleno y que no es necesario recurrir a prestaciones.

Se deben tener más precauciones en cuanto al almacenamiento del material aligerante, pues “Livitek” se puede almacenar en ambiente exterior mientras su superficie impida la contaminación con otros materiales (CONSTRUCTORA CONCRETO S.A., 2018). Por el contrario, el lleno antrópico únicamente debe cubrirse para evitar su excesiva humedad en épocas de lluvias.



## 2.7 ANÁLISIS FINANCIERO

La evaluación financiera se realizó a partir de un APU (Análisis de Precios Unitarios), donde únicamente se basó en los costos directos involucrados en la construcción del muro y elaboración del lleno. Para esto se tomaron en cuenta factores como materiales, mano de obra, maquinaria y transporte.

Nota: se trabajó con precios del mercado a fecha del 18 de octubre de 2018.

### 2.7.1 Costos directos

- **Materiales**

En este capítulo se incluyen los materiales requeridos para la elaboración de cada ítem, muro de contención y lleno, así como: concreto, acero, formaleta, material de lleno, entre otros, con sus respectivas cantidades necesarias y precio unitario.

**Tabla 46: Precio Livitek y flete**

	<b>Descripción</b>	<b>Precio sin IVA</b>	<b>IVA %</b>	<b>Precio con IVA</b>
Material	Suelto, a granel	\$ 173.500 / m <sup>3</sup>	19	\$ 206.465 / m <sup>3</sup>
Flete	Medellín y Oriente cercano	\$ 30.000 / m <sup>3</sup>	19	\$ 35.700 / m <sup>3</sup>

Fuente: Concreto. Cotización oferta Livitek

Nota: dichos precios son los correspondientes a la fecha 18 de octubre de 2018, por lo tanto, pueden variar según las tarifas del mercado al momento de realizar el despacho. Sin embargo, el trabajo se realiza con base en estos.

**Tabla 47: Insumos materiales para muro y lleno**

Descripción	Unidad	Precio unitario
Concreto (3500 psi)	m <sup>3</sup>	\$ 368.000,00
Acero en barras	kg	\$ 2.300,00
Alambre	kg	\$ 3.900,00
Formaleta	m <sup>2</sup>	\$ 15.300,00
Tubería 4"	m	\$ 10.115,00
Geodren planar	m <sup>2</sup>	\$ 7.854,00
Cañuela	m	\$ 7.650,00
Livitek	m <sup>3</sup>	\$ 206.465,00
Lleno antrópico	m <sup>3</sup>	\$ -

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

○ **Maquinaria y equipo**

El segundo capítulo del APU contiene la maquinaria necesaria para la construcción de la estructura y del lleno, donde su valor unitario está en función del rendimiento de la misma y de la cantidad de materiales para la construcción.

Además, se tiene en cuenta el valor de las herramientas menores, el cual se tomó como un 5% del valor total de la mano de obra.

**Tabla 48: Insumos maquinaria para muro y lleno**

Descripción	Unidad	Rendimiento	Tarifa/un
Concretadora	h/m3	1,5	\$ 5.500,00
Vibrador de concreto	h/m3	1	\$ 4.400,00
Bomba de concreto	m3	1	\$ 36.000,00
Compactador canguro	h/m3	1,4	\$ 9.100,00

○ **Mano de obra**

Este apartado corresponde a la mano de obra requerida para llevar a cabo las actividades. En la construcción del muro se cobra por volumen de concreto vaciado, cantidad de acero figurada y cantidad de acero instalada. Y la elaboración del lleno se cobra por jornal/hora de cada uno de los hombres requeridos en la actividad.

**Tabla 49: Insumos mano de obra construcción muro**

Descripción	Unidad	Tarifa
Vaciado concreto	m3	\$ 11.100,00
Figurado acero	kg	\$ 800,00
Instalado acero	kg	\$ 800,00

**Tabla 50: Insumos mano de obra elaboración lleno antrópico**

Descripción	Cantidad	Rendimiento (hh/m3)	Tarifa/hora
Oficial	1	1,4	\$ 8.785,00
Ayudante	3	1,4	\$ 6.503,00

**Tabla 51: Insumos mano de obra elaboración lleno Livitek**

Descripción	Cantidad	Rendimiento (hh/m3)	Tarifa/hora
Oficial	1	0,0833	\$ 8.785,00
Ayudante	3	0,0833	\$ 6.503,00

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

○ **Transporte**

En el ítem de transporte únicamente se tuvo en cuenta el flete del Livitek desde la fábrica de producción (La Unión, Antioquia) hasta la ubicación del proyecto (Medellín, Antioquia). Entonces, el volumen de material de lleno (Livitek) requerido en cada uno de los muros de contención, se multiplicó por el costo del flete (\$/m<sup>3</sup>) y se obtuvo el costo total.

Nota: en este trabajo no se consideraron los movimientos de tierra, se partió desde la construcción del muro de contención.

**Tabla 52: Costo flete Livitek**

Descripción	Unidad	Precio unitario
Transporte	m3	\$ 35.700,00

A continuación, se muestra un ejemplo de un muro en voladizo con material de lleno antrópico y de un muro de gravedad con "Livitek".

**Ejemplo muro en voladizo con sobrecarga con lleno antrópico:**

**APU Construcción muro**

$$H = 4 \text{ m}, B = 3 \text{ m}, B'' = 2,1 \text{ m}, T = 0,6 \text{ m}$$

Unidad de medida: metro lineal

En el ítem de materiales se tomó el volumen de concreto y la cantidad de acero requerida, determinados anteriormente, y el alambre se tomó como un 3,5% de los kg de acero. El área de formaleta y de geodren planar se calculó a partir de las dimensiones del muro. La tubería equivale a 1 m de profundidad de muro.

$$A_{\text{formaleta}} = (H + B'') \cdot 1 + (H + T) \cdot 1 = (4 + 2,1) \cdot 1 + (4 + 0,6) \cdot 1 = 10,70 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{geodren planar}} = (H + B'') \cdot 1 = (4 + 2,1) \cdot 1 = 6,1 \text{ m}^2$$

**Tabla 53: Materiales construcción muro con lleno antrópico**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Valor unitario
Concreto (3500 psi)	m3	2,22	\$ 368.000,00	\$ 816.960,00
Acero en barras	kg	160,15	\$ 2.300,00	\$ 368.334,10
Alambre	kg	5,61	\$ 3.900,00	\$ 21.859,83
Formaleta	m2	10,7	\$ 15.300,00	\$ 163.710,00
Tubería 4"	m	1	\$ 10.115,00	\$ 10.115,00
Geodren planar	m2	6,1	\$ 7.854,00	\$ 47.909,40
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 1.428.888,32</b>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La cantidad de la concretadora, vibrador de concreto y bomba de concreto corresponde al volumen de concreto del muro.

**Tabla 54: Maquinaria y equipos construcción muro con lleno**

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/un	Rendimiento	Valor unitario
Concretadora	h/m3	2,22	\$ 5.500,00	1,50	\$ 18.315,00
Vibrador de concreto	h/m3	2,22	\$ 4.400,00	1,00	\$ 9.768,00
Bomba de concreto	m3	2,22	\$ 36.000,00	1,00	\$ 79.920,00
Herramienta menor	gl				\$ 14.043,72
<b>Sub-Total</b>					<b>\$ 122.046,72</b>

La cantidad del vaciado de concreto corresponde al volumen de concreto y el figurado e instalado del acero a la cantidad de acero.

**Tabla 55: Mano de obra construcción muro**

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Valor unitario
Vaciado concreto	m3	2,22	\$ 11.100,00	\$ 24.642,00
Figurado acero	kg	160,15	\$ 800,00	\$ 128.116,21
Instalado acero	kg	160,15	\$ 800,00	\$ 128.116,21
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 280.874,41</b>

Se suman los sub-totales de cada uno de los ítems y se obtienen los costos directos de la construcción del muro.

$$TOTAL\ COSTOS\ DIRECTOS\ MURO = \$ 1.831.809,46$$

### **APU Elaboración lleno**

La cantidad del compactador corresponde al volumen de lleno que demanda el lleno y el rendimiento el mismo que el de la mano de obra.

**Tabla 56: Maquinaria y equipos elaboración lleno**

Descripción	Cantidad	Tarifa/hora	Rendimiento (h/m3)	Valor unitario
Compactador canguro	15,56	\$ 9.100,00	1,40	\$ 198.234,40
Herramienta menor				\$ 30.817,82
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 229.052,22</b>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La cantidad en mano de obra para la elaboración del lleno se determinó teniendo en cuenta que se necesita 1 oficial y 3 ayudantes para cada volumen de lleno, entonces en oficial se multiplicó el volumen de lleno por 1 oficial y en ayudante el volumen de lleno por 3 ayudantes.

**Tabla 57: Mano de obra elaboración lleno**

Descripción	Cantidad	Tarifa/hora	Rendimiento (hh/m3)	Valor unitario
Oficial	15,56	\$ 8.785,00	1,40	\$ 191.372,44
Ayudante	46,68	\$ 6.503,00	1,40	\$ 424.984,06
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 616.356,50</b>

Se suman los sub-totales de cada uno de los ítems y se obtienen los costos directos de la elaboración del lleno con material antrópico.

$$TOTAL\ COSTOS\ DIRECTOS\ LLENO = \$ 845.408,72$$

Por último, se suman los costos directos del muro y los del lleno y se obtiene el gran total para dicho muro.

$$GRAN\ TOTAL\ COSTOS\ DIRECTOS = \$ 2.677.218,18$$

**Ejemplo muro de gravedad con sobrecarga y Livitek:**

**APU Construcción muro**

$$H = 6\ m, B = 1,8\ m, E = 0,3\ m$$

Unidad de medida = metro lineal

A diferencia de los materiales requeridos en los muros en voladizo, los de gravedad no requieren acero en barras ni alambre. Y a diferencia de los muros realizados con lleno antrópico, los de Livitek cuentan únicamente con una cañuela realizada en concreto pobre en vez de llevar geodren planar y tubería 4”.

**Tabla 58: Materiales construcción muro**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Valor unitario
Concreto (3500 psi)	m3	6,30	\$ 368.000,00	\$ 2.318.400,00
Formaleta	m2	12,18	\$ 15.300,00	\$ 186.425,27
Cañuela	m	1	\$ 7.650,00	\$ 7.650,00
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 2.512.475,27</b>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La maquinaria para la construcción del muro es la misma tanto en los muros en voladizo como de gravedad, y tanto en los llenos con material antrópico como con Livitek.

**Tabla 59: Maquinaria y equipos construcción muro**

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/un	Rendimiento	Valor unitario
Concretadora	h/m3	6,30	\$ 5.500,00	1,50	\$ 51.975,00
Vibrador de concreto	h/m3	6,30	\$ 4.400,00	1,00	\$ 27.720,00
Bomba de concreto	m3	6,30	\$ 6.000,00	1,00	\$ 226.800,00
Herramienta menor	gl				\$ 3.496,50
<b>Sub-Total</b>					<b>\$ 309.991,50</b>

La mano de obra en los muros de gravedad corresponde solamente al vaciado de concreto, figurado e instalado del acero no porque no lleva refuerza.

**Tabla 60: Mano de obra construcción muro**

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Valor unitario
Vaciado concreto	m3	6,30	\$ 11.100,00	\$ 69.930,00
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 69.930,00</b>

*TOTAL COSTOS DIRECTOS MURO = \$ 2.892.396,77*

### **APU elaboración lleno**

A diferencia de los muros realizados con material de lleno antrópico, en los muros con "Livitek" sí se debe tener en cuenta el costo del material para la elaboración del lleno.

**Tabla 61: Materiales elaboración lleno**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Valor unitario
Livitek	m3	18,00	\$ 206.465,00	\$ 3.716.370,00
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 3.716.370,00</b>

Los muros realizados con "Livitek" no cuentan con compactador ya que este no necesita ser compactado.

**Tabla 62: Maquinaria y equipos elaboración lleno**

Descripción	Cantidad	Tarifa/hora	Rendimiento (h/m3)	Valor unitario
Herramienta menor				\$ 2.121,20
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 2.121,20</b>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La mano de obra es la misma en ambos casos, 1 oficial y 3 ayudantes, únicamente varía el rendimiento, que como se mencionó anteriormente se realiza aproximadamente 1 m<sup>3</sup> en 5 minutos.

**Tabla 63: Mano de obra elaboración lleno**

Descripción	Cantidad	Tarifa/hora	Rendimiento (hh/m3)	Valor unitario
Oficial	18,00	\$ 8.785,00	0,0833	\$ 13.172,23
Ayudante	54,00	\$ 6.503,00	0,0833	\$ 29.251,79
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 42.424,02</b>

Por último, se debe considerar el costo del flete del material para ser transportado desde la fábrica de producción hasta el lugar de la obra.

**Tabla 64: Transporte elaboración lleno**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Valor unitario
Transporte	m3	18,00	\$ 35.700,00	\$ 642.600,00
			<b>Sub-Total</b>	<b>\$ 642.600,00</b>

$$TOTAL\ COSTOS\ DIRECTOS\ LLENO = \$ 4.403.515,22$$

Para finalizar, se suman los costos directos del muro y los del lleno y se obtiene el gran total para dicho muro.

$$GRAN\ TOTAL\ COSTOS\ DIRECTOS = \$ 7.295.912,00$$

Ahora, se muestran los resultados obtenidos luego de haber realizado el APU para cada uno de los muros, en términos de los costos directos del muro, los del lleno y los totales.

**Tabla 65: Costos directos muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 1.021.893,62	\$ 478.623,04	\$ 1.500.516,66
3	\$ 1.831.809,46	\$ 845.408,72	\$ 2.677.218,18
4	\$ 3.015.875,21	\$ 1.314.838,76	\$ 4.330.713,96
5	\$ 7.308.181,45	\$ 2.719.087,91	\$ 10.027.269,36
6,5	\$ 13.977.346,38	\$ 4.770.365,40	\$ 18.747.711,79
8	\$ 27.585.874,90	\$ 4.665.084,03	\$ 32.250.958,93

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 66: Costos directos muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 853.307,35	\$ 346.815,89	\$ 1.200.123,24
3	\$ 1.444.317,69	\$ 728.051,21	\$ 2.172.368,90
4	\$ 2.516.324,67	\$ 1.192.591,35	\$ 3.708.916,02
5	\$ 6.631.749,58	\$ 2.765.847,54	\$ 9.397.597,12
6,5	\$ 12.375.184,55	\$ 4.917.062,29	\$ 17.292.246,84
8	\$ 25.126.876,02	\$ 8.417.724,04	\$ 33.544.600,06

**Tabla 67: Costos directos muro en voladizo con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 958.775,69	\$ 1.764.708,73	\$ 2.723.484,41
3	\$ 1.350.187,39	\$ 2.573.610,01	\$ 3.923.797,40
4	\$ 2.049.399,65	\$ 4.103.831,55	\$ 6.153.231,20
5	\$ 2.968.514,31	\$ 4.665.084,03	\$ 7.633.598,34
6,5	\$ 4.538.665,93	\$ 7.301.578,68	\$ 11.840.244,61
8	\$ 6.171.246,33	\$ 10.906.626,51	\$ 17.077.872,84

**Tabla 68: Costos directos muro en voladizo sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 680.756,29	\$ 1.330.707,07	\$ 2.011.463,37
3	\$ 881.410,58	\$ 2.328.970,27	\$ 3.210.380,86
4	\$ 1.471.749,52	\$ 3.968.056,50	\$ 5.439.806,01
5	\$ 2.533.157,37	\$ 6.511.918,31	\$ 9.045.075,68
6,5	\$ 4.215.934,75	\$ 10.100.563,05	\$ 14.316.497,80
8	\$ 5.867.396,74	\$ 14.464.556,72	\$ 20.331.953,46

**Tabla 69: Costos directos muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico**

H (efectiva)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 1.606.736,56	\$ 244.494,81	\$ 1.851.231,37
3	\$ 4.172.322,45	\$ 434.657,44	\$ 4.606.979,89
4	\$ 8.208.926,45	\$ 679.152,25	\$ 8.888.078,70
5	\$ 13.934.584,50	\$ 2.349.595,12	\$ 16.284.179,62
6,5	\$ 25.297.901,66	\$ 4.177.058,00	\$ 29.474.959,66
8	\$ 40.319.212,93	\$ 6.526.653,12	\$ 46.845.866,05

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Tabla 70: Costos directos muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H (efectiva)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 1.091.184,26	\$ 244.494,81	\$ 1.335.679,07
3	\$ 2.094.580,96	\$ 434.657,44	\$ 2.529.238,40
4	\$ 5.433.997,56	\$ 679.152,25	\$ 6.113.149,81
5	\$ 10.079.595,68	\$ 2.349.595,12	\$ 12.429.190,81
6,5	\$ 20.589.145,12	\$ 4.177.058,00	\$ 24.766.203,12
8	\$ 32.471.594,86	\$ 6.526.653,12	\$ 38.998.247,98

**Tabla 71: Costos directos muro de gravedad con sobrecarga y Livitek**

H (efectiva)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 904.328,69	\$ 1.100.878,81	\$ 2.005.207,49
3	\$ 1.417.236,95	\$ 1.957.117,88	\$ 3.374.354,83
4	\$ 1.983.489,67	\$ 3.057.996,68	\$ 5.041.486,35
5	\$ 2.892.396,77	\$ 4.403.515,22	\$ 7.295.912,00
6,5	\$ 4.336.631,69	\$ 6.880.492,54	\$ 11.217.124,23
8	\$ 6.261.191,17	\$ 9.907.909,26	\$ 16.169.100,43

**Tabla 72: Costos directos muro de gravedad sin sobrecarga y con Livitek**

H (efectiva)	C.D muro	C.D lleno	C.D Total
2	\$ 546.186,89	\$ 1.100.878,81	\$ 1.647.065,70
3	\$ 860.267,78	\$ 1.957.117,88	\$ 2.817.385,66
4	\$ 1.280.240,53	\$ 3.057.996,68	\$ 4.338.237,21
5	\$ 1.991.397,27	\$ 4.403.515,22	\$ 6.394.912,49
6,5	\$ 2.969.305,42	\$ 6.880.492,54	\$ 9.849.797,96
8	\$ 4.139.954,07	\$ 9.907.909,26	\$ 14.047.863,33

## 2.8 CUADRO DE SENSIBILIDAD

En la Tabla 73 y en la Tabla 75 se muestra el resumen de los costos totales de los muros en voladizo y de gravedad respectivamente. Luego, en la Tabla 74 y en la Tabla 76 se muestra el mismo resumen, pero ahora en términos de porcentaje, donde se compara el costo del Livitek con el del lleno antrópico, siendo este último el valor teórico.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 73: Costos directos muros en voladizo**

H efectiva (m)	Voladizo con sobrecarga		Voladizo sin sobrecarga	
	Lleno antrópico	Livitek	Lleno antrópico	Livitek
2	\$ 1.500.517	\$ 2.723.484	\$ 1.200.123	\$ 2.011.463
3	\$ 2.677.218	\$ 3.923.797	\$ 2.172.369	\$ 3.210.381
4	\$ 4.330.714	\$ 6.153.231	\$ 3.708.916	\$ 5.439.806
5	\$ 10.027.269	\$ 7.633.598	\$ 9.397.597	\$ 9.045.076
6,5	\$ 18.747.712	\$ 11.840.245	\$ 17.292.247	\$ 14.316.498
8	\$ 32.250.959	\$ 17.077.873	\$ 33.544.600	\$ 20.331.953

**Tabla 74: Diferencia en % costos directos muros en voladizo**

H efectiva (m)	Voladizo con sobrecarga	Voladizo sin sobrecarga
2	-82%	-68%
3	-47%	-48%
4	-42%	-47%
5	24%	4%
6,5	37%	17%
8	47%	39%

**Tabla 75: Costos directos muros de gravedad**

H efectiva (m)	Gravedad con sobrecarga		Gravedad sin sobrecarga	
	Lleno antrópico	Livitek	Lleno antrópico	Livitek
2	\$ 1.851.231	\$ 2.005.207	\$ 1.335.679	\$ 1.647.066
3	\$ 4.606.980	\$ 3.374.355	\$ 2.529.238	\$ 2.817.386
4	\$ 8.888.079	\$ 5.041.486	\$ 6.113.150	\$ 4.338.237
5	\$ 16.284.180	\$ 7.295.912	\$ 12.429.191	\$ 6.394.912
6,5	\$ 29.474.960	\$ 11.217.124	\$ 24.766.203	\$ 9.849.798
8	\$ 46.845.866	\$ 16.169.100	\$ 38.998.248	\$ 14.047.863

**Tabla 76: Diferencia en % costos directos muros de gravedad**

H efectiva (m)	Gravedad con sobrecarga	Gravedad sin sobrecarga
2	-8%	-23%
3	27%	-11%
4	43%	29%
5	55%	49%
6,5	62%	60%
8	65%	64%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### 3. PRODUCTOS, RESULTADOS Y ENTREGABLES OBTENIDOS

#### 3.1 PRODUCTOS Y ENTREGABLES

PRODUCTO ESPERADO	INDICADOR DE CUMPLIMIENTO	OBSERVACIONES	ENTREGABLE
Modelo de los muros de contención de gravedad y en voladizo.	Sí, capítulo 2.4.		Memoria de cálculos en Microsoft Excel.
Limitaciones y ventajas del empleo del material aligerante.	Sí, capítulo 2.6.		Capítulo limitaciones y ventajas.
Análisis costo-beneficio.	Sí, capítulo 2.7.		Memoria de cálculos en Microsoft Excel.
Cuadro de sensibilidad.	Sí, capítulo 2.8.		Tabla con resumen de la viabilidad del estudio.

#### 3.2 RESULTADOS

Se obtuvo el diseño de 48 muros de contención, que corresponden a:

6 muros de contención con sobrecarga y 6 sin sobrecarga de tipo voladizo con material de lleno antrópico. (Tabla 16 y Tabla 17 respectivamente)

6 muros de contención con sobrecarga y 6 sin sobrecarga de tipo voladizo con lleno Livitek. (Tabla 20 y Tabla 21)

6 muros de contención con sobrecarga y 6 sin sobrecarga de tipo gravedad con material de lleno antrópico. (Tabla 24 y Tabla 25)

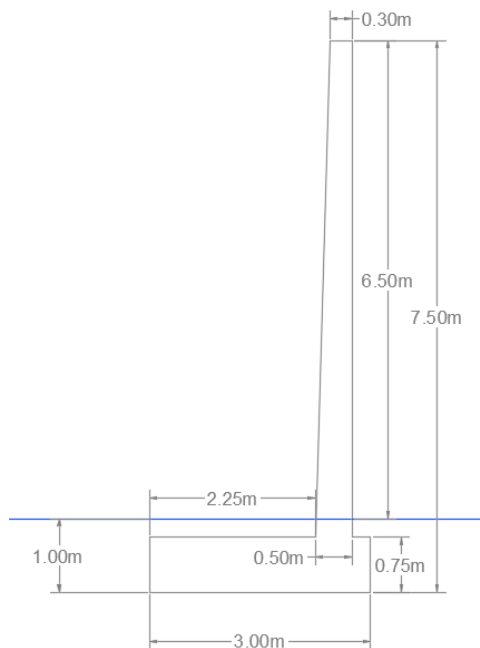
6 muros de contención con sobrecarga y 6 sin sobrecarga de tipo gravedad con lleno Livitek. (Tabla 28 y Tabla 29)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A partir del diseño de los muros se determinaron las cantidades de concreto y acero requeridas para cada uno de los muros. Presentadas anteriormente en el capítulo 2.6 en las tablas: Tabla 42, Tabla 43, Tabla 44 y Tabla 45 y en las cuales se observa una diferencia significativa en los volúmenes de concreto (hasta 86% de diferencia) y cantidades de acero (hasta 81% de diferencia) cuando se compara el diseño con material de lleno antrópico y el diseño realizado con Livitek. A medida que aumenta la altura efectiva del muro, aumenta la diferencia de concreto tanto en los muros en voladizo como de gravedad, y la diferencia de acero en los muros en voladizo.

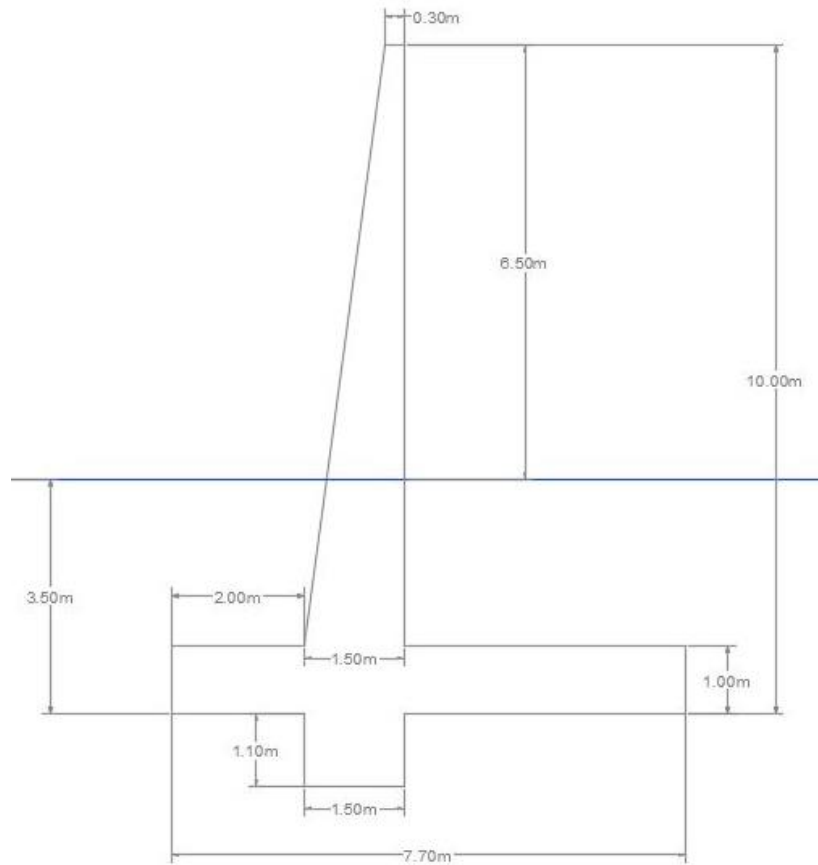
Se encontró también que, los diseños realizados con Livitek no requieren una profundidad de desplante mayor a 1 m, no fue necesario aumentarla para cumplir con la estabilidad y funcionalidad del muro (como se mencionó en el capítulo Predimensionamiento muros de contención fue la profundidad de partida para todos los diseños por norma). Mientras que los diseños realizados con material de lleno antrópico requirieron aumentar la profundidad de desplante hasta 7,5 m en el caso más crítico (muro de gravedad con 8 m de altura efectiva). Esto quiere decir que cuando el diseño se realiza con material de lleno antrópico se deben estudiar otras soluciones para lograr la contención de tierras, pues una profundidad de dicha magnitud no es favorable para la estructura.

En los muros en voladizo se obtuvieron profundidades de desplante de hasta 5,5 m en el diseño con material de lleno antrópico, mientras que con Livitek se mantuvo la misma profundidad de 1 m en todas las alturas trabajadas. En la Figura 46 y Figura 45 se puede observar la diferencia cuando se diseña una misma altura efectiva con material de lleno y con Livitek, ambos diseños con sobrecarga.



**Figura 45: Muro en voladizo con sobrecarga de 6,5 m de altura efectiva y Livitek**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



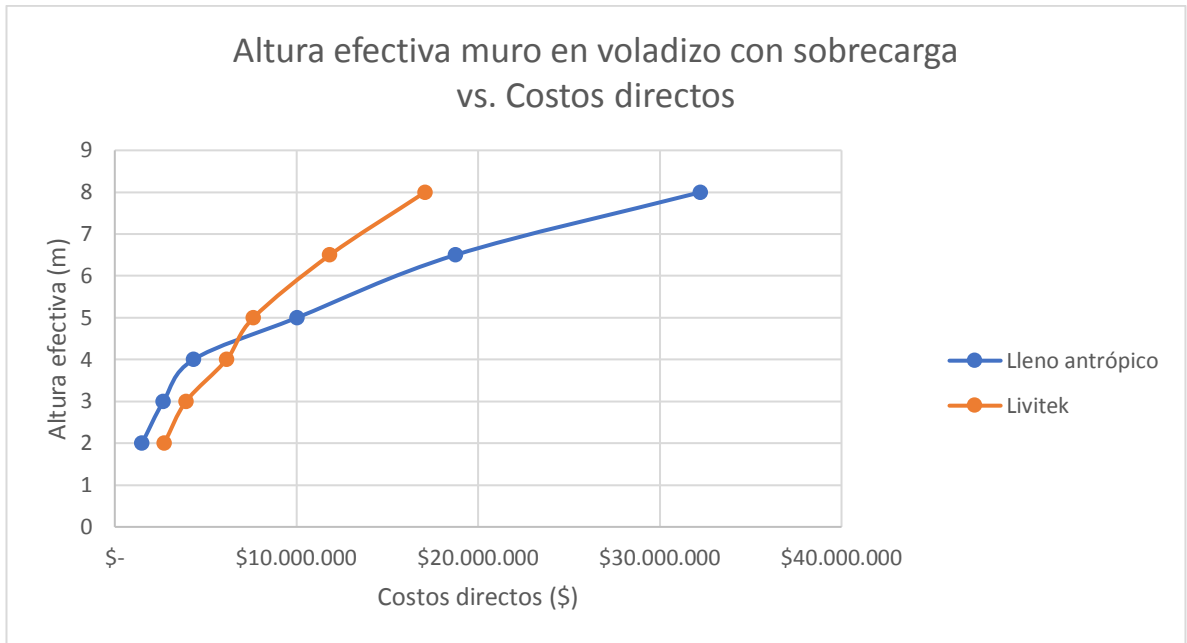
**Figura 46: Muro en voladizo con sobrecarga de 6,5 m de altura efectiva y lleno antrópico**

De la Figura 45 se puede decir que el muro en voladizo toma una imagen similar a la del muro de gravedad por tener el vástago ubicado hacia el lado del lleno para garantizar la estabilidad de la estructura. Es decir, la geometría del muro en voladizo se modifica con respecto a los muros convencionales para garantizar su estabilidad. La dimensión “T” (ver Figura 27) aumenta para evitar los esfuerzos a tracción generados en el suelo de apoyo y la dimensión B” disminuye, requiriendo así menor material de lleno.

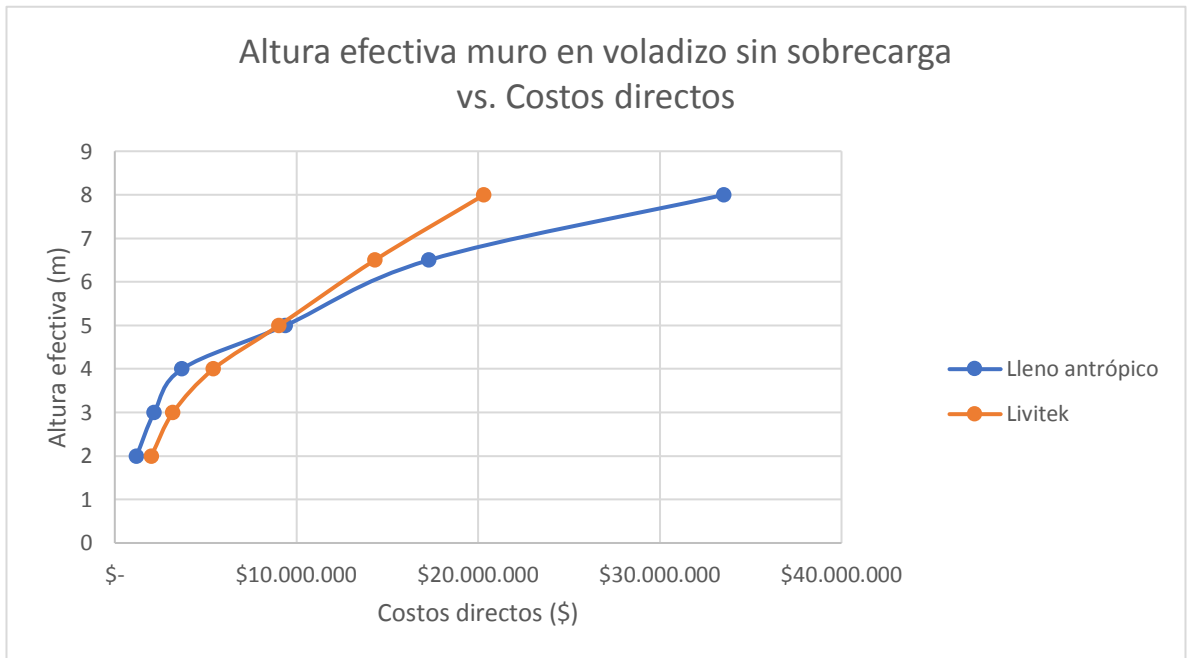
Además, se calcularon los costos directos involucrados para la construcción del muro, la elaboración del lleno y los costos totales. A partir de estos fue posible determinar la viabilidad de la propuesta, sustituir el material de lleno tradicional con arcilla expandida marca “Livitek”. Se encontró que en los muros en voladizo se comienza a ver una reducción de costos a partir de los 5 m de altura efectiva de muro y en los muros de gravedad a partir de los 3 m de altura efectiva.

En las gráficas: Gráfica 12, Gráfica 13, Gráfica 14, Gráfica 15 se muestran los costos obtenidos en cada uno de los casos estudiados.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

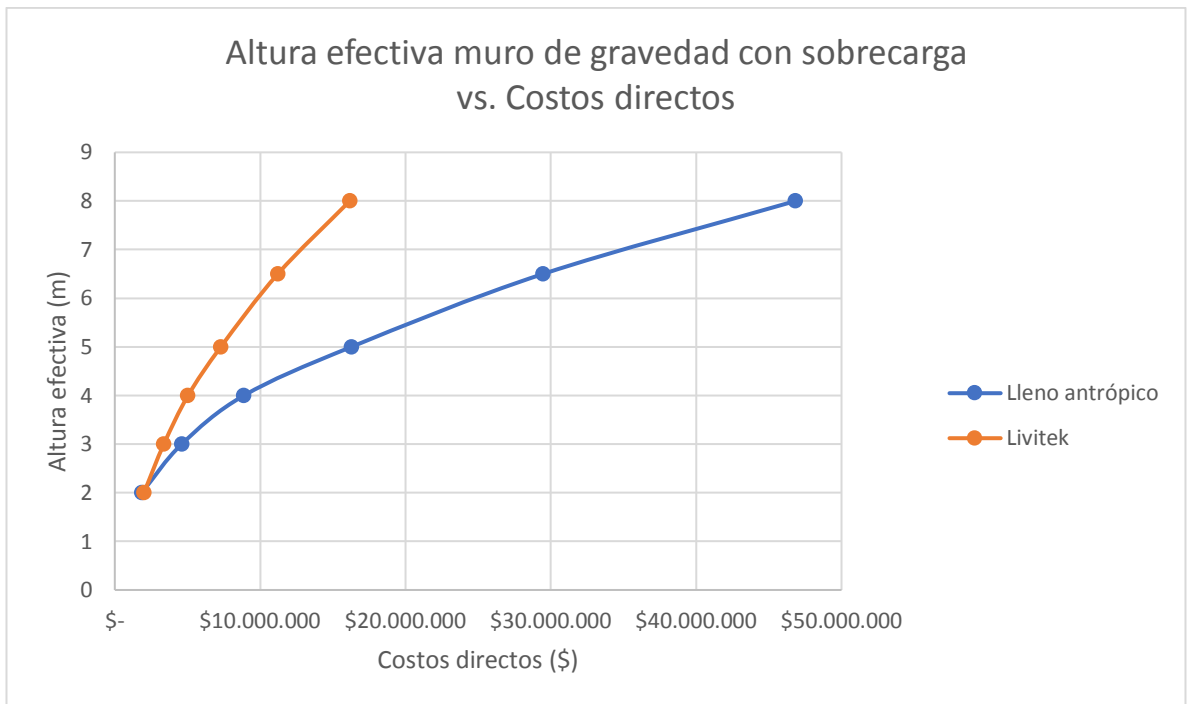


**Gráfica 12: Altura efectiva muro en voladizo con sobrecarga**

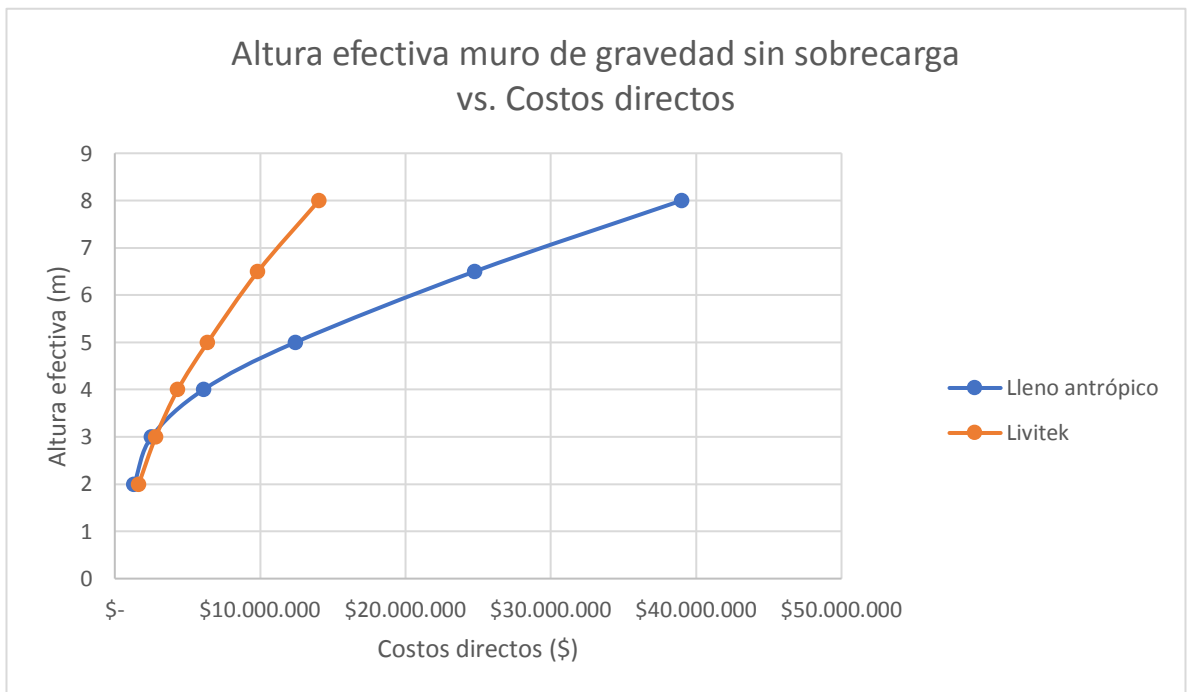


**Gráfica 13: Altura efectiva muro en voladizo sin sobrecarga**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Gráfica 14: Altura efectiva muro de gravedad con sobrecarga**



**Gráfica 15: Altura efectiva muro de gravedad sin sobrecarga**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Constructora Conconcreto S.A. queda satisfecha con los resultados obtenidos en el trabajo. A partir de lo logrado, la empresa tiene más información acerca de las limitaciones y ventajas del empleo de la arcilla expandida en el área de geotecnia y de los casos en que resulta más favorable su uso. Se pudo dar a conocer que no en todas las alturas de muro se logra una disminución de costos.

La empresa quiere continuar con la investigación y darle más usos al material que solucione problemas cuando se requiera un aligeramiento de cargas, menores de tiempos de construcción, menor cantidad de materiales, entre otros. Implementarlo en grandes obras civiles como aeropuertos, puentes, túneles, puertos, etc.

Como se mencionó al inicio del marco de referencia (capítulo 1.3), “la geotecnia es considerada una de las áreas más complejas de la ingeniería civil debido al alto nivel de incertidumbre en cuanto al suelo y su comportamiento”, realizando el trabajo se pudo ver lo cierto que era esta frase. Cada suelo se comporta de una manera diferente y genera también que la estructura se comporta de una manera diferente. Se deben evaluar y analizar muchos factores para garantizar que la estructura cumpla siempre con su función a largo plazo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a la disminución de los empujes horizontales ejercidos sobre la estructura de contención, se disminuyen las secciones transversales de los elementos y la cuantía de refuerzo, es decir se disminuye el concreto (en voladizo 5% - 75% y en gravedad 46% - 86%) y acero (en voladizo 16% - 81%) requerido para la construcción del muro de contención.

El suelo de apoyo (Saprolito de Gneis) cuenta con una muy baja densidad, 53 % menor que la del material de lleno tradicional (lleno antrópico),  $8 \frac{kN}{m^3}$  y  $17 \frac{kN}{m^3}$  respectivamente. Por lo tanto, cuando se diseña con material de lleno antrópico la capacidad portante del suelo y el deslizamiento de la estructura se ven afectados. Se necesitan hasta 7,5 m de profundidad de desplante para alcanzar los factores de seguridad exigidos. Se recomienda entonces, evaluar otra solución, ya fuera del alcance de este trabajo, para contener los empujes de tierras y evitar profundidades de desplante de grandes magnitudes que no favorezcan a la estructura. (El peso específico del Saprolito de Gneis es un valor atípico y extraño, es posible que sea un error en el estudio de suelos realizado en el proyecto Country. A pesar de que los cálculos del trabajo ya se realizaron considerando un peso específico de  $8 kN/m^3$ , el valor se encuentra en revisión para futuros cálculos y diseños que realice la empresa).

En el diseño con material de lleno antrópico, los muros de gravedad requieren una mayor profundidad de desplante que los muros en voladizo. Mientras que a los muros en voladizo se les puede diseñar una llave en la base del muro para aumentar la fuerza resistente de la estructura y superar la fuerza actuante sobre esta, los muros de gravedad no tienen esta posibilidad. Como los de gravedad trabajan por su peso propio, solo concreto, y la llave es un elemento que debe ser reforzado con acero, no se puede implementar una llave en este tipo de muro. Entonces, en los muros de gravedad diseñados en este trabajo se aumentó la profundidad de desplante como una solución para aumentar la fuerza resistente del muro.

Por el contrario, una ventaja si se diseña con "Livitek" es que al este tener una densidad menor a la del Saprolito de Gneis, 70 % menor, los muros no requieren una profundidad de desplante mayor a 1 m, ni en voladizo ni en gravedad. En este caso, los muros en voladizo tampoco requieren una llave para aumentar la fuerza resistente. Por lo tanto, lo que además de implicar una menor cantidad de materiales, implica también un menor movimiento de tierras ya que el volumen de excavación requerido es menor.

Debido a que los muros de contención de gravedad alcanzan su estabilidad y funcionalidad únicamente con su propio peso, los diseños con material de lleno antrópico requieren grandes cantidades de concreto demandan desplantes muy profundos. Entonces, la diferencia en cuanto al volumen de concreto requerido en comparación con los diseños realizados con Livitek, es mayor en los muros de gravedad que en los de voladizo.

Como también se deben tener en cuenta los costos involucrados en la elaboración del lleno, la reducción en costos de materiales en los primeros muros no es suficiente para cubrir la elaboración del lleno. Por consiguiente, con "Livitek" se logra una reducción en los costos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de un muro de contención únicamente a partir de cierta altura efectiva de muro. En los muros en voladizo se logra una disminución de costos desde los 5 m, con y sin sobrecarga aplicada. Por otro lado, en los muros de gravedad se logra desde los 3 m con sobrecarga y desde los 4 m sin sobrecarga.

En los muros de gravedad se alcanza a una menor altura la reducción de costos debido a lo mencionado anteriormente acerca de los grandes volúmenes de concreto que requiere el diseño con material de lleno antrópico. Además, debido a que la profundidad de desplante es mayor, el material de lleno que debe ser compactado también es mayor, incrementando así los costos y favoreciendo el diseño con "Livitek".

Al inicio del capítulo 1.3.3 cuando se hizo referencia a los muros de gravedad y a los muros en voladizo, se citó al profesor Das donde menciona que la construcción de los muros de gravedad no es económica para muros altos y que los muros en voladizo son económicos hasta una altura de alrededor 8 m (BRAJA, 2014, p. 650). Luego de realizar el diseño para muros con alturas totales de hasta 15,5 m, se puede re afirmar lo dicho por el profesor. En este trabajo, los muros de gravedad diseñados con material de lleno tradicional cuentan con una altura total de 8 m cuando su altura efectiva es de 4 m – 5 m. En el cuadro de sensibilidad se observa que "Livitek" ya se ve favorecido en estas alturas debido a los altos costos del diseño con material de lleno antrópico. Por otra parte, los muros en voladizo diseñados con material de lleno tradicional cuentan con una altura total de 8 m cuando su altura efectiva es aproximadamente 5 m. En el cuadro de sensibilidad, se observa que a esta misma altura los muros diseñados con "Livitek" son más favorables debido a los altos costos.

Se recomienda que cuando se chequee la capacidad portante del suelo de apoyo en los muros en voladizo, no se descuiden los esfuerzos máximos y mínimos generados por la estructura. Pues en algunas ocasiones, en el momento que se trabaja con "Livitek", se generan esfuerzos a tracción en el suelo cuando el vástago del muro se encuentra más hacia el lado contrario del lleno, lo que quiere decir que la estructura se está "levantando". Para evitar estos esfuerzos a tracción y garantizar que el suelo trabaje a compresión, se debe ubicar el vástago aproximadamente sobre la mitad de la base del muro, a  $0,3H$  aproximadamente, mientras que el predimensionamiento de Braja (2014) sugiere  $0,1H$ . Por lo anterior, la geometría de los muros en voladizo diseñados con "Livitek" varían con respecto a la geometría de los muros en voladizo convencionales.

Si la reducción en las cantidades de material no se mira solamente desde el punto de vista económico sino también desde el punto de vista ambiental, se puede decir que, en todas las alturas de muros diseñadas, los muros evaluados con "Livitek" tienen un impacto positivo en el ambiente gracias a que requieren menor volumen de concreto y menor cantidad de acero. La producción de concreto requiere básicamente cemento, agregados y agua. Entonces, si se reduce el volumen de concreto se reduce la cantidad de cemento, industria que tiene un impacto ambiental negativo importante. Algunas de las razones por las que la industria de cemento causa contaminación en el ambiente son las emisiones del horno, los gases de combustión, manejo y almacenamiento de los materiales, contaminantes hídricos por derrames de material, entre otros. También, si se reduce el concreto se reduce la cantidad de agregados, producción que provoca gran cantidad de polvos por el triturado de

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

la piedra. Por último, si se reduce el concreto se reduce la cantidad de agua, recurso fundamental e importante para el desarrollo de la vida. Por otro lado, la producción de acero también tiene un impacto ambiental negativo, por los numerosos contaminantes gaseosos y emisiones de polvo de los hornos.

Para posteriores proyectos, se sugiere estudiar otros tipos de muros de contención, estudiar los anclajes y los muros apoyados en pilas. Sobre todo, cuando el suelo de apoyo no presenta las características más adecuadas para soportar las cargas aplicadas. Esto con el fin de buscar otras soluciones que pueden resultar también viables y evitar profundidades de desplante de 7,5 m.

Por último, se concluye que “Livitek” es un producto innovador que vale la pena utilizar en proyectos de geotecnia, es un material alternativo que da solución tanto en el ámbito técnico como económico bajo ciertas condiciones. Por ejemplo, en este estudio se justifica realizar la sustitución del material de lleno a partir de los 5 m de altura efectiva en los muros en voladizo y a partir de los 3 m de altura efectiva en los muros de gravedad. De lo contrario, para alturas menores a las mencionadas, es más conveniente continuar con los muros convencionales donde el lleno se realiza con material tradicional.

## REFERENCIAS

- AASHTO. (1995). *Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls and Bridge Abutments*. Technical Bulletin: MSE 9.
- ALMEIDA AVILA, C. G. (2014). *Uso de bloques de poliestireno expandido en terraplenes*. Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemáticas, Quito.
- ARGEX. (n.d.). *Argex Arcilla Expandida*. Retrieved Agosto 20, 2018, from Argex Arcilla Expandida: <http://argex.pt/es/geotecnica.html>
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Cundinamarca. Bogotá: Ley 400 de 1997.
- ASTM INTERNATIONAL. (n.d.). *ASTM International*. Retrieved Agosto 25, 2018, from ASTM International: <https://www.astm.org/Standards/D1586.htm>
- BEDOYA, M. F. (2009). *Llenos con poliestireno expandido*. Tesis de Pregrado, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Ingeniería Civil, Medellín.
- BOWLES, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5 ed.). Illinois, Estados Unidos: McGraw-Hill Companies.
- BRAJA, M. D. (2014). *Principles of Foundation Engineering* (8 ed.). Boston, Estados Unidos: Cengage Learning.
- BUILES, M. (2016, 11 05). Presión lateral de tierras y muros de contención. Medellín, Colombia.
- CHACÓN MONTERO, J. (2017). *Mecánica de Suelos y Rocas*. Universidad de Granada, Granada.
- CONSTRUCTORA CONCONCRETO S.A. (2018). *Constructora Conconcreto*. Retrieved from Constructora Conconcreto: <http://www.conconcreto.com>
- CONSTRUCTORA CONCONCRETO S.A. (2018). *LIVITEK - Ficha Técnica*. Medellín.
- DELGADO VARGAS, M. (1996). *Ingeniería de Fundaciones* (1 ed.). Bogotá, Colombia: Departamento de Publicaciones Escuela Colombiana de Ingeniería.
- DI PRISCO, C. (n.d.). *Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca*. Milano: Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano.
- DI PRISCO, C. (n.d.). *Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica*. Milano: Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- ELTAYABAMBA. (2017, Enero 20). *Eltayabamba Periódico Digital Patacino*. Retrieved from Eltayabamba Periódico Digital Patacino: <http://eltayabamba.com/muros-de-contencion-cuestan-mas-que-la-via-de-evitamiento-en-conjunto/>
- ESCSI. (2018, Abril 13). *Expanded Shale, Clay and Slate Institute*. Retrieved Agosto 10, 2018, from Expanded Shale, Clay and Slate Institute: <https://www.escsi.org/>
- ESPINOSA, M. J. (2018, Noviembre 15). Medellín, Colombia.
- EXCA. (2018). *European Expanded Clay Association*. Retrieved Agosto 10, 2018, from European Expanded Clay Association: <http://www.exca.eu/>
- FIBO EXCLAY. (2018). *Blähton für die Geotechnik LECAGEO*. Lamstedt: Fibo ExClay Deutschland GmbH.
- GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA. (2013). *Cartilla muros de contención con o sin fundaciones profundas para las carreteras de Antioquia*. Departamento de Antioquia.
- GOBIERNO DE CHILE. (1994). *Sección 20. Diseño Estructural de Muros de Contención*. Santiago de Chile: Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- LECA. (n.d.). *Leca*. Retrieved Septiembre 04, 2018, from Leca: <https://www.leca.co.uk/using-lecar-lightweight-expanded-clay-aggregate-to-build-bridges>
- LECA UK. (n.d.). *Leca*. Retrieved Septiembre 04, 2018, from Leca: <https://www.leca.co.uk/lecar>
- LUCERO PARDO, F. H., PACHACAMA CAIZA, E. A., & RODRÍGUEZ MONTERO, W. A. (2012). *Análisis y diseño de muros de contención*. Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador, Ingeniería Civil, Quito.
- MURTHY, V. (2001). *Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. NY, Estados Unidos: Marcel Dekker, Inc.
- NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE. (2008). *Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments*. Washington, DC: The National Academies Press.
- SAUTER, D. (2011). *Landscape Construction* (3 ed.). NY, Estados Unidos: Cengage Learning.
- SÍSMICA DE SUELOS. (n.d.). *Sísmica de Suelos*. Retrieved Agosto 31, 2018, from Sísmica de Suelos: <http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>
- UCLM. (2017). *Universidad de Castilla - La Mancha*. Retrieved from Universidad de Castilla - La Mancha: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Muros2011.pdf>

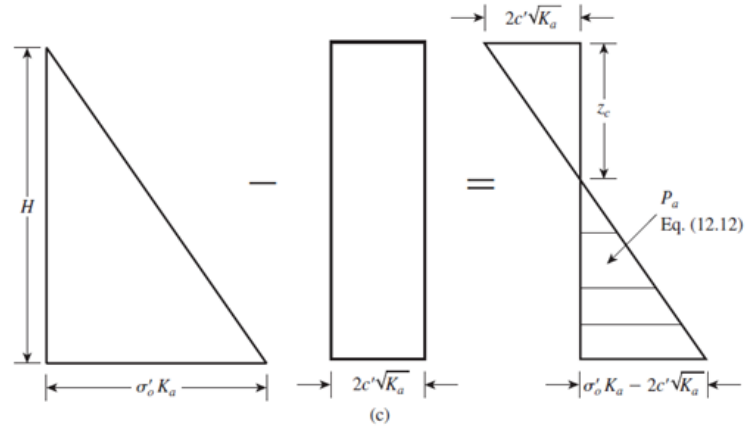
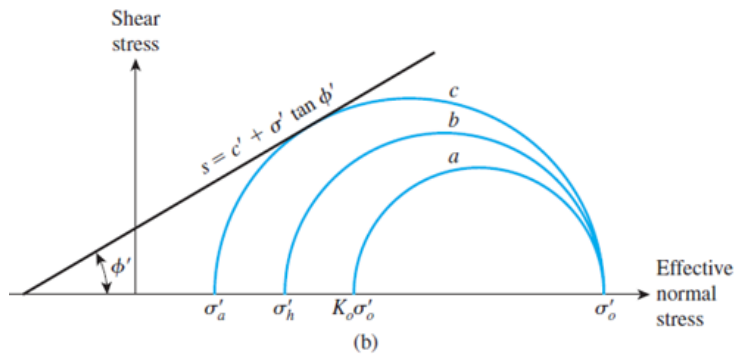
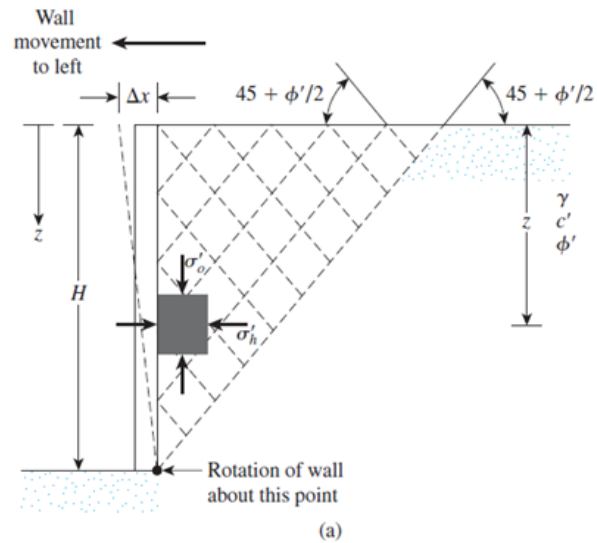
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA. (n.d.). *UpCommons*. Retrieved  
Septiembre 05, 2018, from UpCommons:  
[https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3363/36067-  
6.pdf?sequence=6&isAllowed=y](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3363/36067-6.pdf?sequence=6&isAllowed=y)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ANEXOS

### ANEXO 1: EMPUJE ACTIVO TEORÍA DE RANKINE



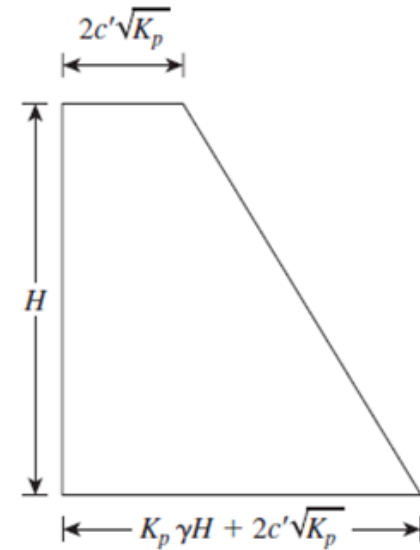
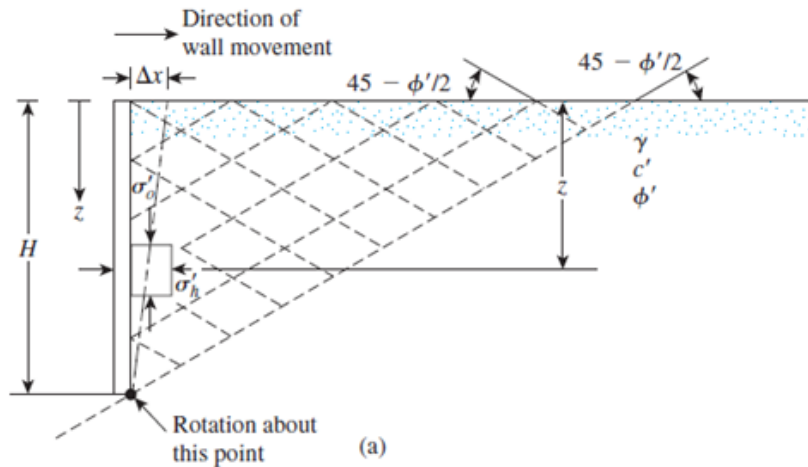
$$\begin{aligned}\sigma'_a &= \sigma'_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \\ &= \sigma'_o K_a - 2c' \sqrt{K_a}\end{aligned}$$

where  $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2) =$  Rankine active-pressure coefficient.

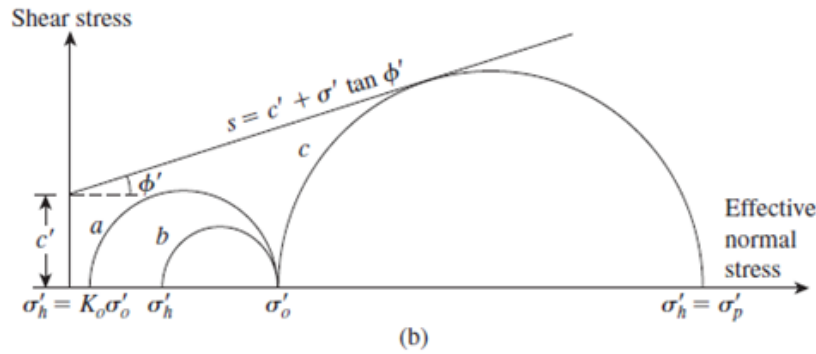
$$\begin{aligned}P_a &= \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H \gamma z K_a dz - \int_0^H 2c' \sqrt{K_a} dz \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c' H \sqrt{K_a}\end{aligned}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ANEXO 2: EMPUJE PASIVO TEORÍA DE RANKINE



(c)



(b)

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_p + 2c'\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \text{Rankine passive earth pressure coefficient} \\ = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

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

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



### ANEXO 3: DESARROLLO EJEMPLO CON LECAGEO

#### **LECAGEO** 8-16 mm, 15 % komprimiert

Raumgewicht (s.o.) (WES-1) [kg/m <sup>3</sup> ]:	5,0
Innerer Reibungswinkel $\varphi'$ [°]:	40*
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,EO}$ :	1,2
Erdruchdruckbeiwert $K^{\circ}$ :	0,36

Erdruchdruck in 3,0 m Tiefe [kN/m<sup>2</sup>]:

$$e^{\circ} = 0,36 \times 3,0 \times 5,0 = 5,4$$

#### **Sandfüllung**

Raumgewicht [kg/m <sup>3</sup> ]:	18,0
Innerer Reibungswinkel $\varphi_r$ [°]:	32,5
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,EO}$ :	1,2

$$\text{Cal } \varphi [^{\circ}] = \arctan \frac{\tan 32,5}{1,2} = 28,0$$

Erdruchdruckbeiwert:  $K^{\circ} = 1 - \sin 28,0^{\circ} = 0,53$

Erdruchdruck in 3,0 m Tiefe [kN/m<sup>2</sup>]:

$$e^{\circ} = 0,53 \times 3,0 \times 18,0 = 28,6$$

\* Ergebnisse von Grundsatzuntersuchung der TU Karlsruhe liegen uns vor (12/2001).

Die Anwendung von **LECAGEO** als Hinterfüllung reduziert den Erdruchdruck um ca. 80% im Gegensatz zu verdichteter Sandfüllung.

Fuente: FIBO EXCLAY. (2018). Blähton für die Geotechnik LECAGEO.

## ANEXO 4: EJEMPLO COMPLETO DI PRISCO. C

In condizioni statiche, dati i parametri elencati in Figura 2, che qui di seguito riportiamo per completezza, tutte e tre le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

TERRENO	Inclinazione pendio a monte	i [°]	0
	Angolo di attrito terreno	$\phi$ [°]	35.00
	Coesione	c [kPa]	0
	Peso per unità di volume secco	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	15.00
	Peso per unità di volume Leca	$\gamma_{Leca}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	4.00

MURO	Altezza	H [m]	4.00
	Larghezza estremità	b* [m]	1.20
	Larghezza sommitale	b [m]	0.25
	Inclinazione paramento di monte	$\alpha$ [°]	90
	Larghezza fondazione	B [m]	2.80
	Altezza fondazione	d [m]	0.80

Tabella 1  
Parametri di calcolo; pendio naturale orizzontale.

Utilizzando infatti la teoria di Coulomb<sup>[3]</sup>, ed applicando quanto prescritto da Normativa (cfr. § 6.5.3.1.1 – Combinazione dei carichi tipo A2+M2+R2), la spinta SA gravante sul muro di sostegno risulta essere orizzontale ed il suo modulo dato dalla seguente espressione:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot k_A \cdot \gamma_d \cdot H^2 \quad (1)$$

con

$$k_A = \frac{1 - \sin \phi'_d}{1 + \sin \phi'_d}; \quad \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_d}{\gamma_\phi} \quad (2)$$

Si noti allora che già in condizioni statiche il reinterro con argilla espansa ridurrebbe in modo molto marcato il valore della spinta, che per l'opera di sostegno rappresenta proprio l'azione instabilizzante.

$$\begin{cases} W_{muro} = \gamma_{cls} \cdot A_{muro}; & W_t = \gamma_t \cdot A_t \\ A_{muro} = (B \cdot d) + \frac{1}{2} (B - 2b^* + b) \cdot (H - d) \\ A_t = (H - d) \cdot b^* \end{cases} \quad (3)$$

Per ciò che concerne la verifica alla traslazione si scriverà allora, con riferimento alle azioni di Figura 3:

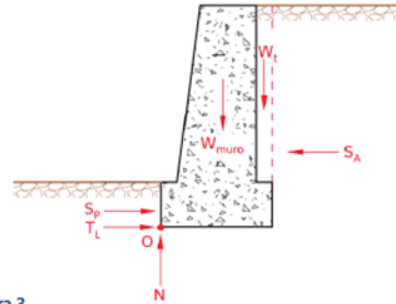


Figura 3  
Schema statico del muro a gravità (verifica a traslazione o al ribaltamento).

$$\begin{cases} N = W_{muro} + W_t \\ T_L = N \cdot \tan \delta; & S_p = \eta \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_d \cdot h^2 \right) \\ S_A = T_L + S_p \end{cases} \quad (4)$$

ove  $S_p$  rappresenta la spinta passiva agente a valle della fondazione del muro,  $\eta$  un coefficiente riduttivo pari a 0.5 e

$$k_p = \frac{1}{k_A}; \quad \delta = \frac{2}{3} \phi'_d \quad (5)$$

Nel caso statico qui preso in considerazione, è pratica comune, a favore di sicurezza, trascurare l'effetto stabilizzante della spinta  $S_p$ . Tale apporto sarà invece preso in considerazione nel paragrafo seguente e cioè nel caso di verifica sismica.

Per ciò che invece concerne la verifica al ribaltamento è necessario applicare la combinazione di carico tipo EQU+M2, per la quale:

- il carico permanente sfavorevole, ovvero la spinta  $S_A$  valutata in precedenza, deve essere incrementato del fattore  $\gamma_{G1}=1.1$ ;
- i carichi permanenti favorevoli, ovvero i pesi del muro  $W_{muro}$  del terreno  $W_t$  e la spinta passiva  $S_p$ , devono essere moltiplicati per il fattore riduttivo  $\gamma_{G2}$  pari a 0.9.




Pertanto:

$$\begin{aligned} S_A &= \gamma_{G1} \cdot \frac{1}{2} \cdot k_A \cdot \gamma_d \cdot H^2 \\ W_{muro} &= \gamma_{G2} \cdot \gamma_{cls} \cdot A_{muro}; & W_t &= \gamma_{G2} \cdot \gamma_t \cdot A_t \\ S_p &= \gamma_{G2} \cdot \eta \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_d \cdot h^2 \right) \end{aligned} \quad (6)$$

Fuente: DI PRISCO, C. (s.f.). Verifica di muri di sostegno a gravita secondo la nuova normativa sismica.



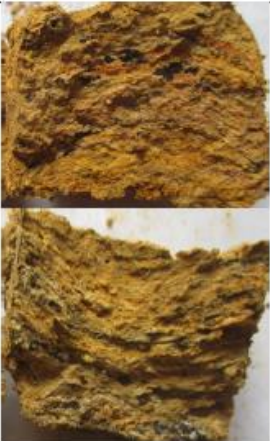

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ANEXO 5: SUELO EN PROYECTO COUNTRY A PARTIR DEL SPT

Profundidad (m)	Descripción geológica	Fotos
0,00 – 0,90	<b>LLENO ANTRÓPICO</b> Material limoso de color pardo oscuro y naranja, heterogéneo correspondiente a material removido de la zona, mezclado con pequeños fragmentos de roca, ladrillos meteorizados y materia orgánica. Su plasticidad y humedad es baja, consistencia media/alta.	
0,90 – 3,15	<b>HORIZONTE IC LIMO-ARCILLOSO DE GNEIS (IC).</b> Suelo limoso a limo-arcilloso de color pardo naranja y rojizo con bandas de color beige, verdosas y negras (óxidos de manganeso) donde se reconoce la textura de la roca parental. Presenta plasticidad media, consistencia baja y humedad baja.	
3,15 – 8,10	<b>HORIZONTE IC LIMOSO DE GNEIS (IC)</b> Suelo de color beige, naranja y grisáceo con motas blancas y negras, presenta contenido de arena fina. Se reconoce gran cantidad de plagioclasas alteradas y micas que definen claramente la foliación del saprolito. Su plasticidad es media, humedad baja y consistencia media/baja.	

Profundidad (m)	Descripción geológica	Fotos
0,00 – 0,45	<b>LLENO ANTRÓPICO</b> Material de color pardo amarillento, gris y blanco, donde se evidencia un bandeamiento de materiales limo-arenosos conformados como un lleno compactado. Su plasticidad es baja, consistencia media y humedad baja.	
0,45 – 8,10	<b>HORIZONTE IC ANFIBOLITA-GNEIS</b> Suelo limoso de color pardo amarillento homogéneo con contenido de arena fina y bandas de óxidos de manganeso. Se observa textura heredada de la roca parental, bandeada, gnéisica con bandas de tamaño milimétrico. Su plasticidad es baja, consistencia baja a media y humedad baja.	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Profundidad (m)	Descripción geológica	Fotos
0,00 – 2,25	<p><b>LLENO ANTRÓPICO</b> Material heterogéneo, limoso, de color pardo oscuro, negro y naranja el cual presenta alto contenido de materia orgánica, nódulos de hierro y algunos fragmentos de cuarzo y ladrillos. Su plasticidad es baja, consistencia media y humedad baja.</p>	
2,25 – 2,70	<p><b>HORIZONTE RESIDUAL (IB)</b> Suelo de color pardo rojizo con motas amarillentas y negras, estas últimas por óxidos de manganeso, no se reconoce textura ni estructura de la roca parental. Su plasticidad y humedad es baja y consistencia media.</p>	
2,70 – 6,75	<p><b>HORIZONTE IC ANFIBOLITA-GNEIS</b> Suelo limoso de color pardo amarillento homogéneo con contenido de arena fina y bandas de óxidos de manganeso. Se observa textura heredada de la roca parental, bandeada, gnéisica con bandas de tamaño milimétrico. Su plasticidad es baja, consistencia media a baja y humedad media/baja.</p>	
6,75 – 8,10	<p><b>HORIZONTE IC ARENOSO DE GNEIS</b> Suelo de color gris claro a gris medio, deleznable fácilmente con la mano dejando un suelo arenoso, con tamaño de arena fina compuesta principalmente por cuarzo y plagioclasa, con algunos tramos con mayor contenido de plagioclasas, Su plasticidad es baja a nula, consistencia/compacidad baja y humedad baja.</p>	

Fuente: Concreto. Estudio de suelos proyecto Country.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

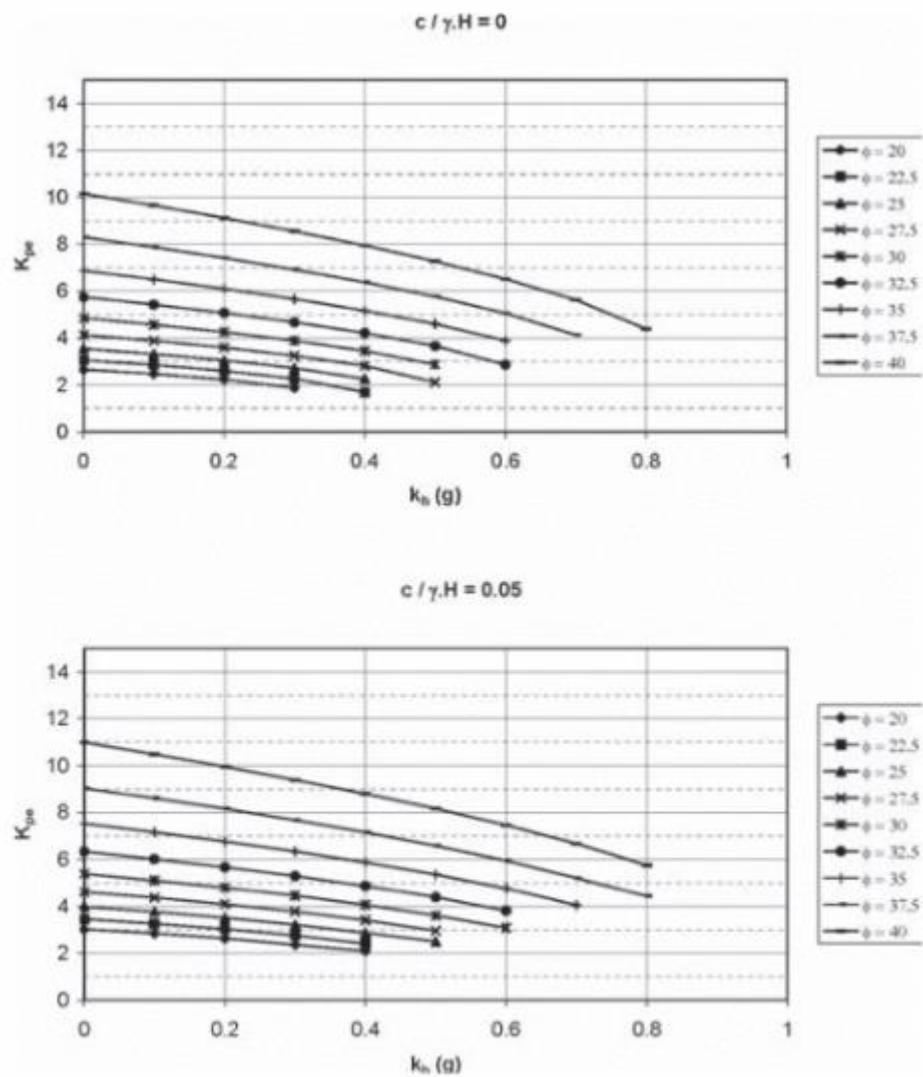
## ANEXO 6: FACTORES CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI

**Table 4.1** Terzaghi's Bearing Capacity Factors—Eqs. (4.15), (4.13), and (4.11).<sup>a</sup>

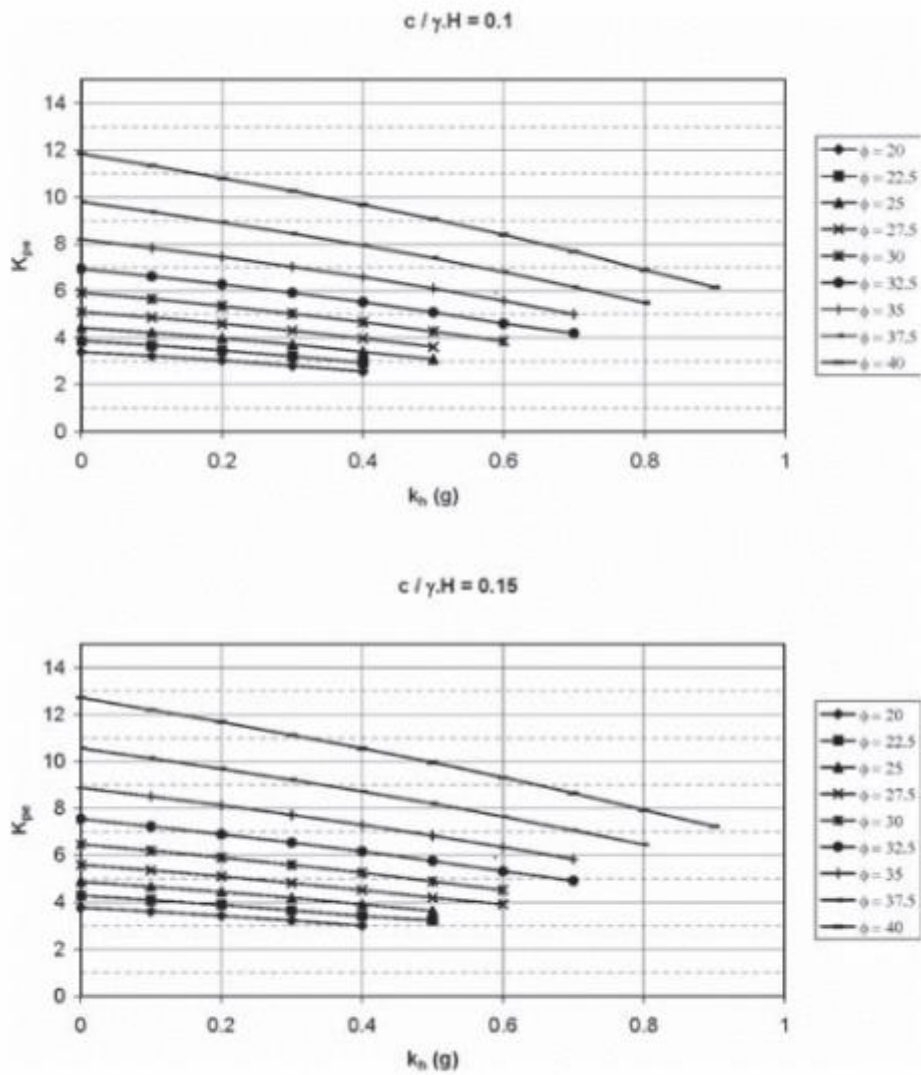
$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: BRAJA, M. D. (2014). Principles of Foundation Engineering (8 ed.), p.164.

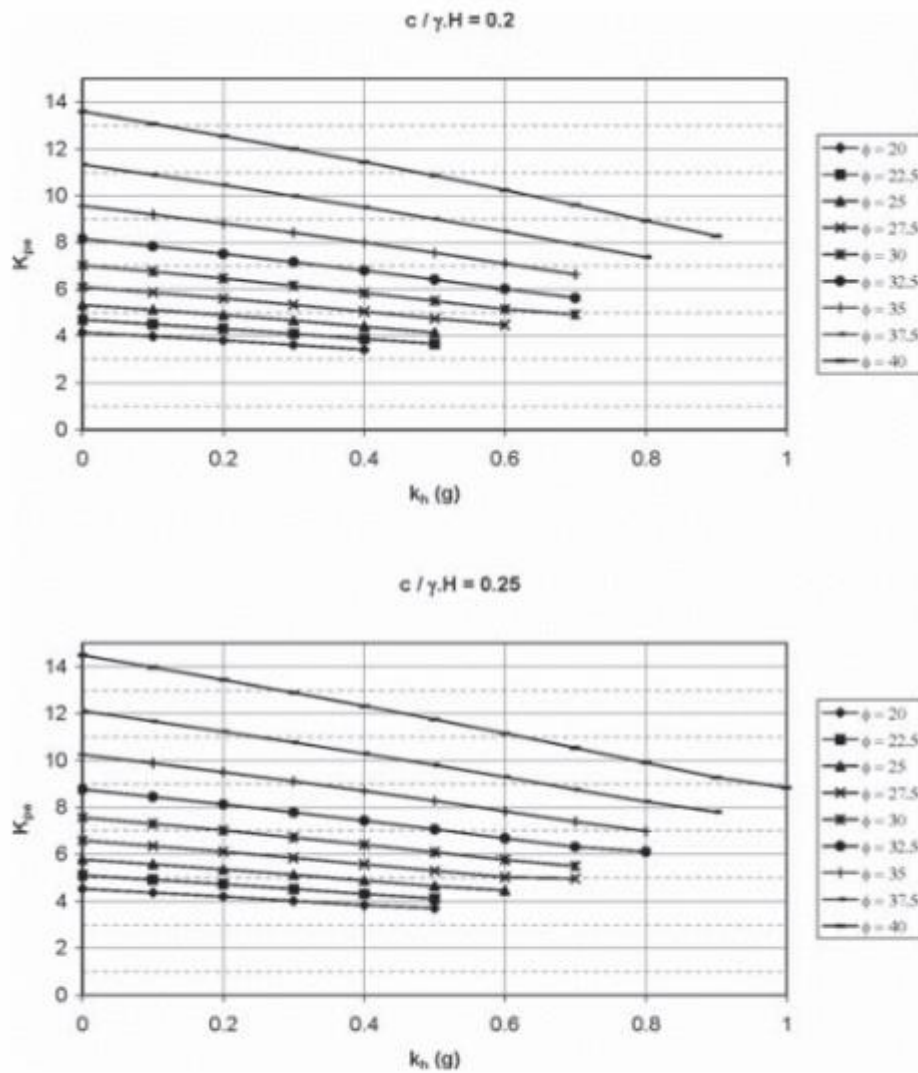
## ANEXO 7: COEFICIENTES PASIVOS SÍSMICOS POR LA ESPIRAL LOGARÍTMICA



**Figure 7-23. Seismic passive earth pressure coefficient based on log spiral procedure ( $c$  = soil cohesion,  $\gamma$  = soil total unit weight, and  $H$  is height).**



**Figure 7-24. Seismic passive earth pressure coefficient based on log spiral procedure (cont.) ( $c$  = soil cohesion,  $\gamma$  = soil total unit weight, and  $H$  is height).**



**Figure 7-25. Seismic passive earth pressure coefficient based on log spiral procedure (cont.) ( $c$  = soil cohesion,  $\gamma$  = soil total unit weight, and  $H$  is height).**

Fuente: NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE. (2008). Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



## ANEXO 8: RESULTADOS FUERZAS EJERCIDAS SOBRE LOS MUROS

**Tabla 77: Resultados muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Llave (m)	Ppe (kN/m)
2	1	3	3,90	22,06	12,69	8,80	34,76	1,52	0	20,00
3	1	4	21,87	29,42	37,71	15,85	67,13	1,88	0,4	39,20
4	1	5	48,17	36,77	73,17	25,00	109,94	2,25	0,95	76,05
5	2,5	7,5	150,40	55,16	207,58	57,18	262,73	3,20	0,80	217,80
6,5	3,5	10	304,71	73,54	407,40	102,69	480,95	4,16	1,10	423,20
8	5,5	13,5	608,28	99,28	797,12	188,85	896,41	5,51	1	845,00

**Tabla 78: Resultados muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Llave (m)	Ppe (kN/m)
2	1	3	3,90	0	12,69	8,80	12,69	1,55	0	20,00
3	1	4	21,87	0	37,71	15,85	37,71	1,78	0	20,00
4	1	5	48,17	0	73,17	25,00	73,17	2,12	0,50	45,00
5	2,5	7,5	150,40	0	207,58	57,18	207,58	3,05	0,70	204,80
6,5	3,5	10	304,71	0	407,40	102,69	407,40	4,01	0,70	204,80
8	5,5	13,5	608,28	0	797,12	188,85	797,12	5,35	0,60	744,20

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 79: Resultados muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Ppe (kN/m)
2,0	1,0	3	3,90	22,06	12,69	8,80	34,76	1,52	20
3,0	2,0	5	48,17	36,77	73,17	25,00	109,94	2,25	80,00
4,0	3,1	7,1	130,54	52,22	181,68	51,14	233,89	3,04	192,20
5,0	4,3	9,3	256,25	68,40	344,85	88,60	413,25	3,89	369,80
6,5	5,9	12,4	501,87	91,19	660,81	158,94	752,01	5,08	696,20
8,0	7,5	15,5	827,58	113,99	1077,44	249,86	1191,43	6,28	1125,00

**Tabla 80: Resultados muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Ppe (kN/m)
2,0	1,00	3,0	3,90	0	12,69	8,80	12,69	1,55	20
3,0	1,00	4,0	21,87	0	37,71	15,85	37,71	1,78	20
4,0	2,2	6,2	90,74	0	129,52	38,79	129,52	2,56	96,80
5,0	3,4	8,4	199,95	0	271,97	72,03	271,97	3,39	231,20
6,5	5,3	11,8	448,08	0	591,80	143,73	591,80	4,70	561,80
8,0	6,8	14,8	747,03	0	974,56	227,53	974,56	5,85	924,80

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 81: Resultados muros en voladizo y de gravedad con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Llave (m)	Ppe (kN/m)
2	1	3	1,93	7,72	2,73	0,80	10,45	1,43	0	20,00
3	1	4	3,43	10,29	4,85	1,41	15,14	1,89	0	20,00
4	1	5	5,36	12,87	7,57	2,21	20,44	2,34	0	20,00
5	1	7,5	7,72	15,44	10,90	3,18	26,35	2,78	0	20,00
6,5	1	10	12,06	19,30	17,04	4,97	36,34	3,44	0	20,00
8	1	13,5	17,37	23,16	24,53	7,16	47,70	4,09	0	20,00

**Tabla 82: Resultados muros en voladizo y de gravedad sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	Desplante (m)	H (m)	Pa estática (kN/m)	Q (kN/m)	Pae (kN/m)	Delta Pae (kN/m)	Pa total (kN/m)	z resultante (m)	Llave (m)	Ppe (kN/m)
2	1	3	1,93	0	2,73	0,80	2,73	1,23	0	20,00
3	1	4	3,43	0	4,85	1,41	4,85	1,64	0	20,00
4	1	5	5,36	0	7,57	2,21	7,57	2,06	0	20,00
5	1	7,5	7,72	0	10,90	3,18	10,90	2,47	0	20,00
6,5	1	10	12,06	0	17,04	4,97	17,04	3,08	0	20,00
8	1	13,5	17,37	0	24,53	7,16	24,53	3,70	0	20,00

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ANEXO 9: RESULTADOS FACTORES DE SEGURIDAD MUROS EN VOLADIZO

**Tabla 83: F.S Muro en voladizo con sobrecarga y lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	131,83	52,83	2,50	44,75	34,76	1,29	88,67	2,48	268,04	3,02
3	4	310,52	126,02	2,46	72,20	67,13	1,08	115,56	3,72	242,15	2,10
4	5	603,90	247,22	2,44	117,30	109,94	1,07	142,54	4,82	227,26	1,59
5	7,5	1883,23	840,14	2,24	278,27	262,73	1,06	197,94	4,57	306,31	1,55
6,5	10	4890,00	1999,56	2,45	507,90	480,95	1,06	238,30	27,10	359,42	1,51
8	13,5	11820,32	4937,08	2,39	959,35	896,41	1,07	312,19	35,01	469,15	1,50

**Tabla 84: F.S Muro en voladizo sin sobrecarga y con lleno antrópico**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	45,81	19,73	2,32	34,85	12,69	2,75	76,44	4,71	349,85	4,58
3	4	168,73	67,18	2,51	44,20	37,71	1,17	118,70	3,59	295,51	2,49
4	5	391,39	155,29	2,52	78,00	73,17	1,07	148,00	4,70	265,15	1,79
5	7,5	1552,23	633,30	2,45	258,43	207,58	1,24	227,56	2,22	365,64	1,61
6,5	10	4159,34	1631,84	2,55	429,80	407,40	1,05	260,17	24,66	401,19	1,54
8	13,5	9746,35	4266,91	2,28	848,15	797,12	1,06	322,41	22,87	485,99	1,51

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 85: F.S muro en voladizo con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	39,46	14,94	2,64	43,10	10,45	4,13	32,74	0,31	289,02	8,83
3	4	64,55	28,56	2,26	44,20	15,14	2,92	44,51	0,05	283,52	6,37
4	5	114,87	47,74	2,41	50,25	20,44	2,46	49,56	1,85	281,80	5,69
5	6	149,54	73,23	2,04	46,93	26,35	1,78	64,97	5,72	277,45	4,27
6,5	7,5	257,07	124,93	2,06	53,00	36,34	1,46	75,50	6,30	274,36	3,63
8	9	397,71	195,03	2,04	59,60	47,70	1,25	89,76	2,04	274,37	3,06

**Tabla 86: F.S muro en voladizo sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	9,98	3,36	2,97	29,90	2,73	10,97	41,27	3,87	450,30	10,91
3	4	20,02	7,97	2,51	33,20	4,85	6,85	42,45	3,89	391,12	9,21
4	5	44,39	15,57	2,85	39,25	7,57	5,18	49,41	3,53	368,81	7,46
5	6	94,39	26,90	3,51	46,40	10,90	4,26	66,84	1,73	373,82	5,59
6,5	7,5	191,38	52,54	3,64	53,00	17,04	3,11	88,12	2,22	371,78	4,22
8	9	330,61	90,80	3,64	59,60	24,53	2,43	102,77	4,13	368,14	3,58

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## ANEXO 10: RESULTADOS FACTORES DE SEGURIDAD MUROS DE GRAVEDAD

Tabla 87: F.S muro de gravedad con sobrecarga y lleno antrópico

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3,0	108,80	52,83	2,06	41,95	34,76	1,21	81,27	1,56	242,16	2,98
3	5,0	499,98	247,22	2,02	117,345	109,94	1,07	129,63	0,98	283,95	2,19
4	7,1	1444,13	712,16	2,03	246,089	233,89	1,05	178,68	2,16	339,02	1,90
5	9,3	3230,36	1606,81	2,01	440,1824	413,25	1,07	236,36	0,79	405,59	1,72
6,5	12,4	8253,48	3822,34	2,16	794,408	752,01	1,06	288,32	22,61	489,12	1,70
8	15,5	17097,59	7482,94	2,28	1252,02	1191,43	1,05	337,15	47,74	574,90	1,71

Tabla 88: F.S muro de gravedad sin sobrecarga y con lleno antrópico

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3,0	42,12	19,73	2,13	33,20	12,69	2,62	86,72	3,28	360,61	4,16
3	4,0	138,69	67,18	2,06	41,43	37,71	1,10	108,50	2,28	270,99	2,50
4	6,2	692,66	331,81	2,09	136,36	129,52	1,05	155,00	6,22	317,17	2,05
5	8,4	1852,75	922,87	2,01	287,38	271,97	1,06	212,98	0,46	375,11	1,76
6,5	11,8	5661,50	2780,02	2,04	644,872	591,80	1,09	293,26	4,94	476,82	1,63
8	14,8	11472,32	5705,82	2,01	1030,95	974,56	1,06	368,27	1,65	552,86	1,50

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 89: F.S muro de gravedad con sobrecarga y Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	31,02	14,94	2,08	31,55	10,45	3,02	83,94	1,77	378,08	4,50
3	4	61,76	28,56	2,16	34,30	15,14	2,27	103,67	7,10	364,49	3,52
4	5	101,20	47,74	2,12	36,50	20,44	1,79	129,44	6,56	359,45	2,78
5	6	179,28	73,23	2,45	39,80	26,35	1,51	139,61	28,39	355,64	2,55
6,5	7,5	341,55	124,93	2,73	44,75	36,34	1,23	151,26	52,74	353,06	2,33
8	9	621,30	195,03	3,19	50,79	47,70	1,06	151,84	87,31	357,84	2,36

**Tabla 90: F.S muro de gravedad sin sobrecarga y con Livitek**

H efectiva (m)	H (m)	Mr (kNm)	Mo (kNm)	F.S volc.	Fr (kN/m)	Fd (kN/m)	F.S desl.	qmax (kN/m <sup>2</sup> )	qmin (kN/m <sup>2</sup> )	qu (kN/m <sup>2</sup> )	F.S cap port.
2	3	7,78	3,36	2,31	25,45	2,73	9,33	94,10	6,99	594,22	6,31
3	4	17,14	7,97	2,15	27,17	4,85	5,61	121,54	3,91	527,42	4,34
4	5	34,52	15,57	2,22	29,30	7,57	3,87	137,55	10,86	470,48	3,42
5	6	79,68	26,90	2,96	33,20	10,90	3,04	116,09	51,91	415,20	3,58
6,5	7,5	151,80	52,54	2,89	36,50	17,04	2,14	143,32	60,68	398,39	2,78
8	9	257,76	90,80	2,84	39,80	24,53	1,62	170,81	69,19	388,25	2,27

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.