

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

# COMPARACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN MEDIANTE MÉTODO CONVENCIONAL Y MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

# **RODRIGO ALEJANDRO CHAMBERS BASILIO**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor: CHRISTIAN LEDEZMA

Santiago de Chile, julio, 2022.

(A Karen, Natalia y Heitor ...)

# AGRADECIMIENTOS

Inicialmente agradezco a mi familia, especialmente a mi padres, Alicia y Juan, por su esfuerzo y dedicación, y por entregarme las herramientas para explorar y descubrir esta hermosa profesión.

También quiero agradecer a mi profesor guía Christian Ledezma por su dedicación y compromiso en el desarrollo de este documento.

# **INDICE GENERAL**

DED	ICAT	ORIAii	
AGRADECIMIENTOSiii			
ÍND	ICE E	DE TABLASvii	
ÍND	ICE I	DE FIGURAS ix	
RES	UME	Nxv	
ABS	TRA	CTxvi	
I.	INT	RODUCCIÓN17	
	I.1	Motivación	
	I.2	Descripción del problema17	
	I.3	Objetivos	
	I.4	Límites y alcances	
	I.5	Reseña histórica	
	I.6	Definiciones	
		I.6.1 Muro de contención en voladizo	
		I.6.2 Relleno	
		I.6.3 Trasdós	
		I.6.4 Presión lateral de tierra	
	I.7	Tipos de muros de contención	
	I.8	Fallas en muros de contención	
II.	EMI	PUJES EN ESTRUCTURAS DE CONTENCION	
	II.1	Empujes estáticos en muros de contención	
		II.1.1 Teoría de Rankine	
		II.1.2 Teoría de Coulomb	
		II.1.3 Método de espiral logarítmica	
		II.1.4 Modelos numéricos	
	II.2	Empujes sísmicos en muros de contención	
	II.3	Respuesta dinámica de muros de contención 40	

	II.4 Empujes sísmicos en muros de contención: Método de Mononol	be-Okabe.
	II.4.1 Efecto del agua	
III.	EMPUJES EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE N	METODO
	DE ELEMENTOS FINITOS	
	III.1 Introducción	
	III.2 Descripción Software Plaxis 2D	50
	III.3 Modelos constitutivos	52
	III.3.1 Modelo lineal elástico (LE)	
	III.3.2 Modelo Mohr - Coulomb (MC)	52
	III.3.3 Modelo Hardening Soil (HS)	53
	III.3.4 Modelo Hardening Soil with small-strain stiffness (HSsma	ull) 55
IV.	CASO DE ANALISIS	58
	IV.1 Geometría	
	IV.2 Materiales	59
	IV.3 Características geotécnicas	59
	IV.4 Cargas laterales	61
	IV.5 Alcances para la modelación computacional	61
	IV.5.1 Mallado de elementos finitos y dimensiones	61
	IV.5.2Etapas constructivas	63
	IV.5.3Interfaz suelo-estructura	64
	IV.5.4Condiciones de borde	64
	IV.5.5Excitación dinámica	65
	IV.5.6Escalamiento y puntos de control	66
	IV.5.7 Amortiguamiento	68
V.	RESULTADOS	70
	V.1 Mediante método analítico	
	V.1.1 Empujes activos y pasivos.	71
	V.1.2 Empuje sísmico	72
	V.1.3 Corte en muro de contención	72
	V.1.4 Flexión en muro de contención	72
	V.1.5 Tensión en el sello de fundación y área en compresión	73
	V.1.6 Factor de seguridad a deslizamiento	73

	V.1.7 Fac	tor de seguridad a volcamiento	74
V.2	Mediante	MEF	75
	V.2.1 Ace	eleraciones presentes en muro de contención durante la exci	tación
	dina	ámica	76
	V.2.2 Des	plazamiento en la base del modelo	80
	V.2.3 Des	plazamiento en coronamiento y base del muro Drift	81
	V.2.4 Ten	siones verticales y horizontales en condición activa.	83
	V.2.5 Cor	te y momento en muro de contención en condición dinámi	ca. 86
	V.2.6 Em	pujes sísmicos en condición pseudoestática	88
	V.2.7 Em	pujes sísmicos en condición dinámica	92
	V.2.8 Res	ultantes y ubicación de empuje total en condición dinámica	a 99
	V.2.9 Res	ultantes y ubicación de empuje únicamente sísmico de	urante
	con	dición dinámica	106
	V.2.10	Tensión en el sello de fundación y área en compresión	113
	V.2.11	Factor de seguridad a volcamiento.	116
	V.2.12	Factor de seguridad a deslizamiento	119
	V.2.13	Cinemática	125
V.3	Comentari	ios y resumen de resultados	127
VI. CON	NCLUSION	VES	131
BIBLIOG	RAFIA		135
A N E X O	O S		138
Anexo A:	CÁLCULO	DS ANALÍTICOS	139

# ÍNDICE DE TABLAS

Pág.
Tabla IV-1. Propiedades índice y parámetros para Suelo 1.    60
Tabla IV-2. Propiedades índice y parámetros para Suelo 2.    60
Tabla V-1. Pesos y carga laterales de muro de contención de hormigón y suelo de
relleno71
Tabla V-2. Empujes Activos y pasivos presentes en muro de contención
Tabla V-3. Empujes sísmicos para cada caso de análisis
Tabla V-4. Empujes sísmicos para cada caso de análisis
Tabla V-5. Cortes inducidos sobre muro de contención, en punto P.    72
Tabla V-6. Momentos flectores inducidos sobre muro de contención, en punto P 73
Tabla V-7. Tensiones en sello de fundación, para k <sub>h</sub> =0.173
Tabla V-8. Tensiones en sello de fundación, para k <sub>h</sub> =0.1573
Tabla V-9. Factor de seguridad a deslizamiento FS <sub>D</sub> 74
Tabla V-10. Factor de seguridad a volcamiento FS <sub>V</sub> 75
Tabla V-11. Resumen de aceleraciones máximas en el muro de contención
Tabla V-12. Desplazamientos relativos en muro, en condición estática y sísmica, ante
escalamiento
Tabla V-13. Resumen de momentos flectores inducidos en muro de contención – en
punto "P"
Tabla V-14. Resumen de cortes inducidos en muro de contención – en punto "P" 86
Tabla V-15. Cargas inducidas a muro de contención, ante escalamiento a 0.10g 117
Tabla V-16. Cargas inducidas a muro de contención, ante escalamiento a 0.15g 117

Tabla V-17. Fuerzas sísmicas y Momento volcante inducidas por muro de contención
en análisis pseudoestático y dinámico, ante escalamiento a 0.10g 118
Tabla V-18. Fuerzas sísmicas y Momento volcante inducidas por muro de contención
en análisis pseudoestático y dinámico, ante escalamiento a 0.15g 118
Tabla V-19. Relación entre momentos resistentes y momentos volcantes, ante
escalamiento a 0.1g
Tabla V-20. Relación entre momentos resistentes y momentos volcantes, ante
escalamiento a 0.15g 119
Tabla V-21. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación
de fuerzas inducidas al muro (escalado a 0.1g)120
Tabla V-22. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación
de fuerzas inducidas al muro (escalado a 0.15g)120
Tabla V-23. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación
entre las tensiones en el sello de fundación121
Tabla V-24. Resumen de resultados, ante escalamiento a 0.1g.    129
Tabla V-25. Resumen de resultados, ante escalamiento a 0.15g.    130

# ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.
Figura I-1: Sección transversal monumento de New-Grange Cairn, Irlanda
(rumpus.ru, 2015)
Figura I-2: Muros romanos estructurados mediante Emplectum. (Journal Architettura
Di Pietra, 2011)
Figura I-3: Elementos que componen un muro de contención en voladizo21
Figura I-4: Presión lateral de terreno sobre una estructura de contención (a partir de
M. Das. B., 2011)
Figura I-5: Variación de la presión lateral del suelo de acuerdo con la altura de muro
H (a partir de M. Das. B., 2011)
Figura I-6: Tipos de estructuras de contención (Kramer, 1996)
Figura I-7: Muros criba y muros mecánicamente estabilizados (a partir de Calavera,
2011 y Recomendaciones para Suelo Mecánicamente Estabilizado, 2002)
Figura I-8: Tipo de falla en un muro de contención gravitacional (Kramer, 1996)27
Figura I-9: Modos de falla de un muro apuntalado (Kramer, 1996)
Figura II-1: Equilibrio de Coulomb en cuña de falla triangular, empuje activo 34
Figura II-2: Equilibrio de Coulomb en cuña de falla triangular, empuje pasivo 35
Figura II-3: Método de espiral logarítmica. Empuje activo y pasivo (Kramer, 1996).
Figura II-4: Empuje dinámico de acuerdo con Método de Mononobe-Okabe. Fuerzas
actuantes y equilibrio en condición activa (Kramer, 1996)
Figura II-5: Geometría de un relleno parcialmente sumergido (Kramer, 1996) 48

Figura III-1: Curva tensión – deformación para (a) Modelo lineal elástico y (b)
Modelo Mohr – Coulomb
Figura III-2: Ángulo de dilatancia en ensayo triaxial drenado estándar
Figura III-3:Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HS55
Figura III-4: Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HS 56
Figura III-5: Degradación de rigidez en modelo HSsmall, considerando regla de
Masing
Figura III-6: Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HSsmall 57
Figura IV-1: Dimensiones generales estructura de contención, en metros 58
Figura IV-2: Dimensiones totales modelo Plaxis 2D, en metros
Figura IV-3: Densidad de mallado dentro de modelo MEF
Figura IV-4: Etapas constructivas consideradas dentro del modelo Plaxis
Figura IV-5: Condiciones de borde en modelo Plaxis
Figura IV-6: Acelerograma Sismo Rapel (1985)
Figura IV-7: Implementación y configuración de excitación dinámica y condiciones
de borde en Plaxis
Figura IV-8: Puntos de control en la base del modelo67
Figura IV-9: Puntos de control detrás de muro67
Figura IV-10: Espectro de aceleraciones usado con escalamiento para $k_h$ =0.1g 68
Figura IV-11: Espectro de aceleraciones usado con escalamiento para $k_h$ =0.15g 68
Figura V-1. Fuerzas actuantes sobre la contención70
Figura V-2. Cortes y punto de análisis de tensiones en muro de contención76

Figura V-3. Puntos de control de aceleraciones en los cuerpos rígidos que componen
el muro77
Figura V-4. Aceleraciones determinadas en muro, zapata y relleno, ante escalamiento
a 0.1g
Figura V-5. Aceleraciones determinadas en muro, zapata y relleno, ante escalamiento
a 0.15g
Figura V-6. Desplazamiento en la base del modelo, ante escalamiento a 0.1g 80
Figura V-7. Desplazamiento en la base del modelo, ante escalamiento a 0.15g 80
Figura V-8. Desplazamiento y drift muro, ante escalamiento a 0.1g
Figura V-9. Desplazamiento y drift muro, ante escalamiento a 0.15g
Figura V-10. Distribución de tensiones horizontales en el caso estático y al finalizar
el caso dinámico, ante escalamiento a 0.1g
Figura V-11. Distribución de tensiones horizontales en el caso estático y al finalizar
el caso dinámico, ante escalamiento a 0.15g
Tabla V-14. Resumen de cortes inducidos en muro de contención – en punto "P" 86
Figura V-12. Variación de corte y momento flector en muro de contención, ante
escalamiento a 0.1g
Figura V-13. Variación de corte y momento flector en muro de contención, ante
escalamiento a 0.15g
Figura V-14. Resultante ante sismo pseudoestático, para k <sub>h</sub> =0.1
Figura V-15. Resultante ante sismo pseudoestático, para k <sub>h</sub> =0.1591
Figura V-16. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.1g – Corte A

Figura V-17. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.1g – Corte B
Figura V-18. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.1g – Corte C
Figura V-19. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.15g – Corte A
Figura V-20. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.15g – Corte B
Figura V-21. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo,
escalamiento a 0.15g – Corte C
Figura V-22. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte A 100
Figura V-23. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte B 101
Figura V-24. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte C 102
Figura V-25. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte A 103
Figura V-26. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte B 104
Figura V-27. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte C 105

Figura V-28. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte A 107
Figura V-29. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte B 108
Figura V-30. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte C 109
Figura V-31. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte A 110
Figura V-32. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte B 111
Figura V-33. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la
excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte C 112
Figura V-34. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación en el Caso
Activo
Figura V-35. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación ante Caso
Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.1g 114
Figura V-36. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación ante Caso
Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.15g 115
Figura V-37. Distribución de cargas recogidas de distintas secciones en Plaxis2D.116
Figura V-38. Secciones para análisis friccional de factor de seguridad a
deslizamiento121
Figura V-39. Campo de desplazamiento para análisis pseudoestático k <sub>h</sub> =0.15 122

Figura V-40. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de
fundación, ante Caso Activo 122
Figura V-41. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de
fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.1g 123
Figura V-42. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de
fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.15g 124
Figura V-43. Cinemática resultante ante condición estática (amplificada 200 veces).
Figura V-44. Cinemática resultante ante condición sísmica pseudoestática ante
escalamiento a 0.1g (amplificada 100 veces)
Figura V-45. Cinemática resultante ante condición sísmica dinámica en t=29.38 [s]
ante escalamiento a 0.1g (amplificada 100 veces)
Figura V-46. Cinemática resultante ante condición sísmica pseudoestática ante
escalamiento a 0.15g (amplificada 100 veces)126
Figura V-47. Cinemática resultante ante condición sísmica dinámica en t=29.38 [s]
ante escalamiento a 0.15g (amplificada 100 veces)

#### RESUMEN

El objetivo de este trabajo es comparar dos métodos de cálculo para el dimensionamiento de los elementos que conforman la estructura resistente de un muro de contención en voladizo de hormigón armado, bajo la acción sísmica.

El primero corresponde al diseño clásico típicamente usado en la práctica, enfocado en determinar los distintos factores que aseguran la estabilidad integral de la estructura, estimando las fuerzas actuantes con las expresiones convencionales de la mecánica de suelos.

El segundo método es el de elementos finitos, a través del cual se obtienen los desplazamientos y tensiones en los elementos estructurales, y dentro del suelo circundante. Con estos datos se obtiene una nueva estimación de la estabilidad. Para esto se utilizó el software Plaxis 2D.

La diferencia principal entre ambos métodos es la inclusión del comportamiento elastoplástico del suelo dentro del modelo, y la incorporación de un análisis tiempo – historia. Este contraste permite recoger observaciones acerca del rol de estas variables dentro del dimensionamiento práctico de muros de hormigón armado.

A través de distintas comparaciones de resultados se obtienen diferencias que permiten percibir las variables más sensibles a los factores que aseguran la estabilidad del sistema.

## ABSTRACT

The objective of this work is to compare two calculation methods for the dimensioning of the elements that make up the resistant structure of a reinforced concrete cantilever retaining wall, under seismic action.

The first corresponds to the classic design typically used in practice, focused on determining the different factors that ensure the integral stability of the structure, estimating the acting forces with conventional expressions of soil mechanics.

The second method is the finite element method, through which the displacements and stresses are obtained in the structural elements, and within the surrounding soil. With these data a new estimate of stability is obtained. For this, the Plaxis 2D software was used.

The main difference between both methods is the inclusion of the elasto-plastic behavior of the soil within the model, and the incorporation of a time-history analysis. This contrast allows collecting observations about the role of these variables within the practical dimensioning of reinforced concrete walls.

Through different comparisons of results, differences are obtained that allow us to perceive the variables most sensitive to the factors that ensure the stability of the system.

# I. INTRODUCCIÓN

#### I.1 Motivación

Las estructuras de retención de suelos son frecuentemente usadas en obras de ingeniería en el área civil como en el área industrial (estribos de puentes, muros subterráneos de pequeña hasta gran altura, etc.). En particular en el área industrial minera, la optimización de los espacios de trabajo requiere de un esmero especial para atender la seguridad de la zona, minimizando el tiempo de construcción en el área. Por otro lado, la constante dinámica de las instalaciones industriales requiere de una rápida evaluación de las estructuras resistentes existentes, debido a cambios en sus condiciones de diseño originales o, a variaciones temporales o permanentes en las cargas de inducidas. Un acercamiento y una mirada especifica con tecnologías recientes contribuirán en la evaluación de la incidencia en la estabilidad de los distintos elementos resistentes que conforman un muro de contención.

#### I.2 Descripción del problema

El problema es determinar parámetros estabilidad de un muro de contención mediante la forma convencional, y compararlos con los determinados con el método de elementos finitos usando el software Plaxis 2D. Al comparar, se puede apreciar la diferencia en la respuesta cuando se incluye el comportamiento del suelo en el dimensionamiento de los elementos estructurales.

## I.3 Objetivos

- Estudiar el comportamiento sísmico de muros de contención mediante métodos analíticos de diseño.
- Estudiar el comportamiento sísmico de muros de contención mediante método de elementos finitos.
- Comparar los resultados obtenidos mediante los métodos anteriores.

#### I.4 Límites y alcances

- Se considera un muro de contención en voladizo, estructurado mediante hormigón armado, sin contrafuertes.
- Se consideran suelos granulares en relleno.
- La napa freática tiene cota constante y permanente en el tiempo.
- Los modelos de cálculo son bidimensionales y de deformación plana.

## I.5 Reseña histórica

El inicio de la construcción de los muros de contención tiene data muy antigua y puede asociarse con el inicio del sedentarismo del hombre (10.000 A.C.). Inicialmente estuvieron destinados a propósitos defensivos, luego a monumentos religiosos y rituales funerarios.

Los muros más antiguos que actualmente se conservan son de adobe o piedra, un ejemplo de ello es el monumento de New-Grange Cairn en Irlanda (Peña, 2018) con fecha de antigüedad estimada del año 4.000 A.C., cuyo objetivo fue albergar restos fúnebres dentro de una cámara cruciforme interior. La estructura muestra una forma circular de 82 [m] de diámetro, estructurada con piedras plantadas una al lado de otra

hasta una altura de 1.2 [m], con un coronamiento de bloques de piedra de menor tamaño que no presenta evidencia de mortero aglomerante (<u>Figura I-1</u>Figura I-1).

En el antiguo Egipto, los romanos impulsaron el uso del mortero denominado Emplectum (Acuña et al, 2012), consistente en crear dos hojas exteriores de bloques de piedra, rellenas de un mortero de cal con arena y fragmentos de rocas (ripio). Este concepto es parte de lo que a través de la historia se conocerá como el Muro Dacio, típicamente de 3 [m] de espesor con 10 [m] de altura. Los muros de contención también se usaron para mitigar la influencia del rio Nilo, mediante muros tipo gavión para desviar el agua hacia reservorios y variadas obras de regadío.

Con el desarrollo de la civilización, el desarrollo de los muros de contención continuó a través de diferentes métodos constructivos, manteniendo su concepto de contención "gravitacional". No hubo mayor avance hasta el siglo XIX, con la llegada del Hormigón Armado, cuya versatilidad permitió implementar obras que hasta esa fecha parecían imposibles. El acero en tracción modificó radicalmente la forma de construir. En la actualidad, los muros gravitacionales se ocupan en obras públicas y en obras viales, y en la industria minera, llegan a formar parte estructuras mayores, tal como en naves de lixiviación y puentes grúa, aportando distribución de espacios en áreas donde la instrumentación y operación requiere de una administración espacial especifica.



Figura I-1: Sección transversal monumento de New-Grange Cairn, Irlanda (rumpus.ru, 2015).



Figura I-2: Muros romanos estructurados mediante Emplectum. (Journal Architettura Di Pietra, 2011)

# I.6 Definiciones

## I.6.1 Muro de contención en voladizo

Los muros en voladizo o cantiléver resisten los empujes inducidos por los rellenos principalmente por la flexión del muro.

# I.6.2 Relleno

Deposito artificial sobre la zapata, compuesto por material natural (proveniente del misma excavación o sector), o artificial (traído de plantas exteriores y con propiedades controladas).

# I.6.3 Trasdós

Superficie interior del muro, en contacto con el relleno.



Figura I-3: Elementos que componen un muro de contención en voladizo.

#### I.6.4 Presión lateral de tierra

De acuerdo con M. Das. B., 2011, se define como la presión ejercida por el suelo que es soportado por estructuras de contención, tal como muros de contención y muros tabla estaca. Entre las variables que influyen en la magnitud de la presión se encuentran la resistencia al corte, peso específico y las condiciones de drenaje del suelo, además del tipo y magnitud de desplazamiento en el muro de contención. Entonces, para el muro en voladizo de altura H, mostrado en la Figura I-4Figura I-4, se tienen los siguientes tipos de presiones.

a) Presión en reposo

Si el muro restringe totalmente el desplazamiento del suelo, la presión lateral sobre éste corresponde a la condición de presión en reposo (<u>Figura I-4</u>Figura I-4a).

b) Presión activa

El movimiento del muro se dirige hacia el lado izquierdo, y se debe a la presión suelo retenido contra el muro. Si esta inclinación aumenta lo suficiente, el suelo fallará por rotura a descompresión en sentido horizontal, con forma de una cuña triangular. La presión lateral en esta condición se denomina presión lateral activa (Figura I-4Figura I-4b).

c) Presión pasiva

El muro se acerca hacia el suelo retenido, hacia la derecha. Con suficiente movimiento fallará la cuña triangular de suelo por compresión en sentido horizontal. La presión lateral en esta condición se denomina presión lateral pasiva (<u>Figura I-4</u>Figura I-4c).

En gráfico de <u>Figura I-5</u> se muestra la variación de la presión lateral  $\sigma'_h$  de acuerdo con la altura H del muro de contención.



Figura I-4: Presión lateral de terreno sobre una estructura de contención (a partir de M. Das. B., 2011)



Figura I-5: Variación de la presión lateral del suelo de acuerdo con la altura de muro H (a partir de M. Das. B., 2011)

#### I.7 Tipos de muros de contención

Como se mencionó anteriormente, la contención de suelos es uno de los problemas más antiguos en ingeniería geotécnica. Algunos de los principios fundamentales y básicos de la mecánica de suelos se desarrollaron para permitir un diseño racional de los muros de contención. A través del tiempo se han desarrollado y utilizado diferentes enfoques para la comprensión de la retención de suelos, y en los últimos años, el estudio de refuerzos en el suelo mediante polímeros y geotextiles han abierto el desarrollo de diseños innovadores para sistemas de contención de suelo mecánicamente estabilizado.

De acuerdo con Kramer (1996), los muros gravitacionales son el tipo de muro de contención más antiguo y simple, está conformado por un muro lo suficientemente grueso y rígido para que prácticamente no se flecte, por lo que sus grados de libertad principales son traslación y rotación, tal como un cuerpo rígido. Ciertos tipos de sistemas de muros compuestos, como los muros criba (muros constituidos mediante entramados estructurales tipo jaula generalmente de madera, <u>Figura I-7Figura I-7</u>a) y los muros mecánicamente estabilizados (<u>Figura I-7Figura I-7</u>b), son lo suficientemente gruesos y con flexión mínima, por lo que generalmente se diseñan como muros gravitacionales (incluyendo las debidas consideraciones para su estabilidad interna). Los muros en voladizo pueden flectarse, deslizar y girar. El empuje lateral del terreno esta principalmente sustentado por su resistencia a giro. En los muros en voladizo, y

en todos los muros en general, la distribución real de la presión lateral del terreno está influenciada por su deformación, y la rigidez relativa entre el muro y el suelo contenido. Los muros en voladizo apuntalados restringen su movimiento por la presencia de una riostra externa, por ejemplo, en el caso de muros de sótanos y estribos de puentes, el movimiento lateral de su parte superior se restringe por las mismas estructuras que estos soportan. Por otro lado, los muros y tablestacas anclados están restringidas al movimiento lateral mediante anclajes embebidos en el suelo detrás de las paredes. La inclusión de múltiples anclajes laterales puede disminuir la flexión en el muro hasta lograr usar secciones estructurales relativamente flexibles.



Figura I-6: Tipos de estructuras de contención (Kramer, 1996).



Figura I-7: Muros criba y muros mecánicamente estabilizados (a partir de Calavera, 2011 y Recomendaciones para Suelo Mecánicamente Estabilizado, 2002)

#### I.8 Fallas en muros de contención

En condiciones estáticas, los muros de contención se ven afectados por fuerzas relacionadas con su masa, presiones del suelo y por fuerzas externas como las transmitidas por apuntalamientos o anclajes. Un muro adecuadamente diseñado logrará el equilibrio de las fuerzas sin inducir tensiones que se aproximen a la resistencia al corte del suelo que lo soporta. Sin embargo, en condiciones sísmicas las fuerzas de inercia y los cambios en la resistencia del suelo pueden trasgredir el equilibrio causando deformaciones permanentes en el muro. La falla del muro ya sea por deslizamiento, volcamiento, flexión u otro mecanismo, sucede cuando estas deformaciones permanentes se vuelven excesivas.

Los muros gravitacionales generalmente fallan por mecanismos de tipo cuerpo rígido, tal como deslizamiento y volcamiento (Kramer, 1996). El deslizamiento (Figura <u>I-8Figura I-8</u>a) ocurre cuando el equilibrio de las fuerzas horizontales no se mantiene (es decir, cuando la presión lateral produce un empuje mayor que la resistencia al deslizamiento disponible). El volcamiento (<u>Figura I-8</u>Figura I-8b) ocurre cuando no se satisface el equilibrio del momento (que generalmente se asocia con la falla en la capacidad soportante del suelo de fundación). El equilibrio de los muros gravitacionales también puede comprometerse en su estabilidad global de los suelos que están detrás y debajo de ellos (Figura I-8Figura I-8c), estas fallas pueden tratarse como fallas de estabilidad de taludes. Los muros gravitacionales compuestos, tal como muros criba y mecánicamente estabilizados, pueden fallar de la misma manera, o por distintos mecanismos internos, que pueden implicar el corte, arranque o la falla tensional de los componentes del muro.



Figura I-8: Tipo de falla en un muro de contención gravitacional (Kramer, 1996).

Los muros en voladizo presentan los mismos tipos de falla que los muros gravitacionales, pero se incorpora además la falla a flexión. La presión del empuje del suelo y la flexión en el muro en voladizo dependerá de la geometría, la rigidez y la resistencia del sistema de muro-suelo. Si los momentos flectores solicitantes necesarios para el equilibrio exceden la resistencia a la flexión del muro, se genera una falla. La rigidez estructural del muro influye en el nivel de deformación producida por la falla de flexión.

Los muros apuntalados generalmente pueden fallar en su estabilidad global, volcamiento, falla de flexión y falla de sus riostras. La inclinación de los muros apuntalados usualmente implica la rotación alrededor del punto en el que la riostra actúa sobre el muro, generalmente en su parte superior, como en paredes de sótanos y muros de puentes (Figura I-9Figura I-9a). Los muros anclados con una penetración inadecuada pueden inclinarse girando en un punto intermedio de su altura (Figura I-9Figura I-9b y c). Como en el caso de las paredes en voladizo, los muros anclados pueden fallar en flexión, aunque el punto de falla (momento de flexión máxima) puede ser diferente. La falla de los anclajes puede incluir la extracción, falla del tensor o el pandeo. Los asentamientos en el relleno también pueden imponer cargas axiales y transversales adicionales en los tirantes.



Figura I-9: Modos de falla de un muro apuntalado (Kramer, 1996).

#### **II. EMPUJES EN ESTRUCTURAS DE CONTENCION**

Las estructuras de contención de tierra son dimensionadas actualmente mediante distintos métodos entregados por normativa y generalizados por la práctica, denominados convencionales. Estos han demostrado su eficacia en el tiempo y ante eventos sísmicos de magnitud mayor. Los métodos convencionales involucran distintas simplificaciones respecto del comportamiento de la masa de suelo y de la interacción de sistema estructural muro-suelo. En el presente capitulo se describen algunas de éstas.

#### II.1 Empujes estáticos en muros de contención

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende de los empujes totales que se desarrollan durante un evento sísmico. En estos se incluyen tanto a los empujes debido a carga gravitacional estáticas que existen previamente al evento, y al empuje dinámico transiente inducido por el sismo (Kramer, 1996).

Los empujes laterales estáticos sobre las estructuras de retención están fuertemente influenciados por los movimientos del muro y del suelo. El empuje activo del terreno se desarrolla a medida que el muro descomprime el suelo detrás de él, hasta llevarlo a la condición de rotura. Debido a que se requiere relativo poco movimiento en el muro para desarrollar estas presiones de tierra activas (caso habitual de materiales de relleno sin cohesión), los muros de contención generalmente están diseñados sobre la base de empujes activos. En los puntos donde los movimientos laterales del muro están restringidos, como en el caso de los muros anclados, muros de sótano y estribos de puentes, los empujes estáticos del terreno pueden ser mayores que el activo. Los empujes pasivos de tierra se desarrollan a medida que un muro de contención se mueve hacia el suelo, incrementando la compresión horizontal en el suelo. Cuando la resistencia del suelo se moviliza por completo, la presión pasiva del suelo actúa sobre el muro. La estabilidad de los muros de contención depende del equilibrio entre las presiones activas que actúan predominantemente en un lado del muro y las presiones pasivas que actúan del opuesto.

Incluso en condiciones estáticas, la estimación de las fuerzas y deformaciones reales en los muros de contención es un problema complicado de interacción entre la estructura y el suelo. Las deformaciones generalmente no se consideran explícitamente en el diseño, el enfoque típico es estimar las fuerzas que actúan sobre el muro y luego diseñar para resistir estas fuerzas con un factor de seguridad lo suficientemente alto como para inducir deformaciones pequeñas hasta un nivel aceptable. Existen varios enfoques simplificados disponibles para evaluar las cargas estáticas en los muros de contención. Los más utilizados se describen en las siguientes secciones.

#### II.1.1 Teoría de Rankine

Rankine (1857) desarrolló el procedimiento más simple para calcular los empujes activos y pasivos. Mediante supuestos sobre las condiciones del relleno, del contacto suelo-muro, y de la envolvente de resistencia del suelo detrás de un muro de contención, Rankine pudo resolver el problema de la presión del empuje lateral del terreno y calcular directamente los empujes estáticos que actúa sobre la contención. Para las condiciones activas, Rankine expresó la presión del empuje en un punto en la parte posterior de un muro de contención con la siguiente ecuación.

$$\mathbf{p}_{\mathrm{A}} = \mathbf{K}_{\mathrm{A}} \mathbf{\sigma}'_{\mathrm{V}} - 2\mathbf{c}\sqrt{\mathbf{K}_{\mathrm{A}}} \tag{II.1}$$

donde  $K_A$  es el coeficiente de empuje activo mínimo,  $\sigma'_v$  es la tensión efectiva vertical en el punto de interés, y c es la cohesión del suelo. Cuando los planos de tensión principales son verticales y horizontales (como en el caso de un muro vertical liso con un relleno horizontal), el coeficiente de empuje activo está dado por:

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

Donde  $\phi$  es el ángulo de roce del suelo. Para el caso de un relleno sin cohesión inclinado en un ángulo  $\beta$  respecto de la horizontal, el coeficiente de empuje activo K<sub>A</sub> se puede aproximar como

$$K_{A} = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^{2}\beta - \cos^{2}\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^{2}\beta - \cos^{2}\phi}}$$
(II.3)

La ecuación (II.3)(II.3) es equivalente a la ecuación (II.2)(II.2) cuando  $\beta = 0^{\circ}$ , y vale para  $\beta \leq \phi$ . La distribución de presión en la parte posterior del muro es como lo indica la ecuación (II.1)(II.1), en función del ángulo de fricción y la cohesión del suelo de relleno (Figura 11.5). Aunque la presencia de cohesión indica que se desarrollarán tensiones de tracción entre la parte superior de la pared y el relleno, éstas no se desarrollan realmente en terreno. El creep, la relajación de tensiones y la baja permeabilidad de los suelos cohesivos los vuelven indeseables como material de relleno en la retención de estructuras, y su uso se evita siempre que sea posible. El empuje de terreno activo resultante P<sub>A</sub>, actúa en un punto ubicado H/3 desde la base de un muro de altura, H (Figura II.5a) con magnitud:

$$P_{A} = \frac{1}{2} K_{A} \gamma H^{2}$$
(II.4)

Para las condiciones pasivas, la teoría Rankine determina la presión del empuje en el muro con la ecuación:

$$p_{\rm P} = K_{\rm P} \sigma'_{\rm v} + 2c \sqrt{K_{\rm P}} \tag{II.5}$$

Donde K<sub>P</sub> es el coeficiente de empuje pasivo del terreno. Para muros lisos y verticales, que retienen rellenos horizontales, el valor de K<sub>P</sub> es:

$$K_{\rm P} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \tag{II.6}$$

Para relleno con ángulo  $\beta$  respecto de la horizontal se tiene:

$$K_{\rm P} = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$
(II.7)

Según Rankine, la distribución de la presión pasiva para un relleno seco y homogéneo tiene forma triangular paralela a la superficie del relleno. El empuje resultante  $P_p$ , actúa en un punto ubicado en H/3 desde la base del muro con altura H, con magnitud según la siguiente expresión:

$$P_{\rm P} = \frac{1}{2} K_{\rm P} \gamma {\rm H}^2 \tag{II.8}$$

La presencia de agua en el suelo de relleno detrás del muro de contención influye en sus tensiones efectivas, por lo tanto, también en la presión de tierra lateral que actúa sobre el muro. En el diseño de muros, la presión hidrostática por el agua debe agregarse al empuje lateral de tierra. Como el empuje lateral total de un relleno saturado es considerablemente mayor que el de un relleno seco, la instalación de sistemas de drenaje es una consideración importante en la etapa de diseño.

## II.1.2 Teoría de Coulomb

Coulomb (1776) supuso que la fuerza que actúa en la parte posterior de un muro de contención se podía estimar a partir de equilibrio de la cuña de suelo que descansa sobre una superficie de falla plana que parte en la base del muro. Coulomb usó el equilibrio de las fuerzas para determinar la magnitud del empuje del suelo sobre el muro, tanto para el caso activo como para el caso pasivo.

Bajo condiciones activas el empuje activo sobre un muro se obtiene del equilibrio de las fuerzas (<u>Figura II-1</u>Figura II-1). Para la superficie de falla crítica, el empuje activo en una pared que retiene un suelo sin cohesión se determina como:

$$P_{A} = \frac{1}{2} K_{A} \gamma H^{2}$$
(II.9)

Donde el coeficiente de empuje activo KA se determina como:

$$K_{A} = \frac{\cos^{2}(\phi - \theta)}{\cos^{2}\theta\cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]}$$
(II.10)

Donde  $\delta$  es el ángulo de fricción en la interface muro-suelo. El ángulo de la superficie crítica está dado por:

$$\alpha_{A} = \phi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\phi - \beta) + C_{1}}{C_{2}} \right]$$

$$C_{1} = \sqrt{\tan(\phi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta)]}$$
(II.11)

$$C_2 = 1 + [\tan(\delta + \theta) \cdot [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)]]$$

Se considera que la distribución de la presión activa es triangular para rellenos rectos, por lo tanto, el empuje  $P_A$  actúa en un punto ubicado a H/3 sobre la altura del muro.



Figura II-1: Equilibrio de Coulomb en cuña de falla triangular, empuje activo.

Para condiciones pasivas en rellenos sin cohesión (<u>Figura II-2</u>Figura II-2), la teoría de Coulomb predice un empuje pasivo con la siguiente expresión:

$$P_{\rm P} = \frac{1}{2} K_{\rm P} \gamma {\rm H}^2 \tag{II.12}$$

Donde el coeficiente de empuje pasivo K<sub>P</sub> se determina como:

$$K_{\rm P} = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]}$$
(II.13)



Figura II-2: Equilibrio de Coulomb en cuña de falla triangular, empuje pasivo.

El ángulo de la superficie critica para el máximo empuje pasivo es:

$$\alpha_{p} = -\phi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\phi + \beta) + C_{3}}{C_{4}} \right]$$

$$C_{3} = \sqrt{\tan(\phi + \beta) \cdot [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi + \theta)]}$$

$$C_{4} = 1 + [\tan(\delta - \theta) \cdot [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)]]$$
(II.14)

A diferencia de la teoría de Rankine, la teoría de Coulomb puede usarse para estimar el empuje del suelo contra el muro ante pendientes irregulares de relleno, cargas concentradas en las superficie y fuerzas de filtración.

## II.1.3 Método de espiral logarítmica

Aunque el eje de tensiones principales puede ser casi perpendicular a la superficie del relleno a cierta distancia detrás de la interfaz del muro-suelo ( $\delta$ >0), las tensiones de corte en esta interface pueden cambiar su inclinación respecto de los ejes principales cerca de la parte posterior del muro. Si la inclinación de los ejes varía dentro del relleno, la inclinación de la superficie de falla también debe variar, por lo tanto, la

superficie de falla debe ser curva. En este método se usa una función espiral logarítmica para describir esta superficie de falla.

En condición de empuje activo, la superficie de falla crítica consiste en un tramo curvo cerca del muro, posteriormente un tramo lineal que se extiende hasta la superficie del suelo (Figura II-3Figura II-3a). La distribución del empuje activo se considera triangular (Figura II-3Figura II-3b) en muros con rellenos de suelo planos y sin cohesión. Por lo tanto, el empuje activo del suelo se puede expresar también con la ecuación (II.4)(II.4), donde el coeficiente de empuje activo K<sub>A</sub> se encuentra tabulado para distintas inclinaciones de muro ( $\theta$ ) y relleno ( $\beta$ ) en la literatura (Kramer, 1996). Los coeficientes de empuje activo determinados por este método se consideran generalmente un poco más precisos que los determinados por mediante las teorías de Rankine o Coulomb, no obstante, la diferencia es mínima y generalmente se usa el método de Coulomb.

El efecto de la fricción de la interface suelo-muro en la forma de la superficie de falla crítica es más importante en condiciones de empuje pasivo, y también tiene tramos curvos y lineales (Figura II-3Figura II-3c), no obstante, el tramo curvo es mucho más pronunciado que en condiciones activas. Para rellenos planos sin cohesión, la distribución del empuje pasivo es triangular (Figura II-3Figura II-3d), por lo que se puede expresar también con la ecuación (II.8(II-8), donde el coeficiente de empuje pasivos determinados por el método de espiral logarítmica son considerablemente más precisos que los obtenidos por la teoría de Rankine o Coulomb, que tienden a subestimar y sobrestimar, respectivamente, el empuje máximo pasivo. La teoría de Rankine
subestima en gran medida los empujes pasivos reales y rara vez se usa para ese propósito. La teoría de Coulomb sobrestima las presiones pasivas (con un error no conservador) de 11% (aprox.) para  $\delta = \phi/2$  y en un 100% o más para  $\delta = \phi$ . Por esta razón, la teoría de Coulomb generalmente no se usa para determinar empujes pasivos cuando se tiene  $\delta > \phi/2$ .



Figura II-3: Método de espiral logarítmica. Empuje activo y pasivo (Kramer, 1996).

## II.1.4 Modelos numéricos

Como los empujes que actúan sobre los muros de contención dependen en realidad de la interacción entre el muro y el suelo, es natural que puedan estimarse mediante técnicas como el método de elementos finitos. Este tipo de análisis puede ayudar a explicar mediciones de terreno anómalas, e inesperadas del comportamiento real del muro.

La precisión de los modelos tensión-deformación depende de qué tan bien se puedan representar las condiciones reales del terreno. Un buen método de análisis debería ser capaz de describir satisfactoriamente lo siguiente:

- El comportamiento de tensión-deformación del suelo (no lineal) y el muro (generalmente se asume que es lineal).
- El comportamiento de tensión-deformación de la interface suelo-muro.
- La secuencia constructiva del muro y colocación del relleno.

Con una cuidadosa atención en cada uno de estos factores, los resultados de un análisis de elementos finitos mejoran la aplicabilidad de sus resultados.

## II.2 Empujes sísmicos en muros de contención

La respuesta dinámica de los muros de contención más simples es bastante compleja. Los desplazamientos y los empujes en el muro dependen de la respuesta del suelo de fundación del muro, la respuesta del relleno, la respuesta de la inercia y flexión del muro, y la forma de los desplazamientos inducidos. Existen pocos casos bien documentados que involucren mediciones de terreno de la respuesta dinámica de un muro de contención, por lo que la mayoría del conocimiento actual proviene de pruebas en modelos y análisis numéricos. Estas pruebas y análisis indican lo siguiente (Kramer, 1996).

- Los muros pueden moverse por traslación y/o rotación. La magnitud de cada una depende del diseño del muro. Uno u otro puede predominar en distintos muros.
- La magnitud y distribución del empuje dinámico en el muro está influenciado por el modo del movimiento del muro (por ejemplo: traslación, rotación sobre la base o rotación sobre la parte superior).
- El empuje máximo del suelo que actúa sobre un muro generalmente ocurre cuando éste se ha trasladado o girado hacia el relleno (es decir, cuando la fuerza de inercia en la pared se dirige hacia el relleno). El empuje mínimo ocurre cuando el muro se ha trasladado o girado lejos del relleno.
- La forma de la distribución del empuje de tierra en la parte posterior del muro cambia a medida que el muro se mueve. Por lo tanto, el punto de aplicación del empuje del suelo se mueve hacia arriba y hacia abajo a lo largo de la parte posterior del muro. La posición del empuje es más alta cuando el muro se ha movido hacia el suelo y más baja cuando el muro se mueve hacia afuera.
- El empuje dinámico en el muro está influenciado por la respuesta dinámica en el muro y del relleno, y pueden aumentar significativamente cerca de la frecuencia natural del sistema de relleno del muro. Los desplazamientos permanentes en el muro también aumentan a frecuencias cercanas a la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los efectos de la respuesta dinámica también pueden hacer que los desplazamientos de diferentes partes del muro estén fuera de fase. Este efecto

puede ser particularmente significativo en muros que penetran en suelos de fundación cuando el suelo de relleno se desfasa del suelo de fundación.

 Incremento en las tensiones residuales pueden permanecer en el muro después que un evento sísmico mayor haya terminado.

Ya que estos fenómenos complejos que interactúan y la inherente variabilidad e incertidumbre de las propiedades del suelo, actualmente no es posible analizar todos los aspectos de la respuesta sísmica de los muros de contención con precisión. Como resultado, los modelos simplificados, que hacen varias suposiciones sobre el suelo, sobre la estructura y del movimiento inducido, son usados comúnmente en el diseño sísmico de muros de contención.

#### II.3 Respuesta dinámica de muros de contención

Una aproximación, comúnmente usada, para el diseño sísmico de muros de contención consiste en estimar las cargas impuestas sobre el muro durante el terremoto y luego asegurar que el muro pueda resistir esas cargas. Debido a que la carga real en los muros de contención durante los terremotos es extremadamente complicada, los empujes sísmicos en los muros de contención generalmente se estiman utilizando métodos simplificados.

# II.4 Empujes sísmicos en muros de contención: Método de Mononobe-Okabe.

Los muros de contención que pueden desplazarse lo suficiente como para desarrollar empujes de tierra activos y/o pasivos se denominan muros flexibles. Los empujes dinámicos que actúan sobre los muros flexibles generalmente se estiman mediante procedimientos pseudoestáticos, cuyo análisis comparte muchas características con el análisis de taludes.

Okabe (1926) y Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron la base de un análisis pseudoestático de los empujes sísmicos del terreno en estructuras de contención, que se ha conocido popularmente como el método Mononobe-Okabe (M-O). El método M-O es una extensión directa de la teoría estática de Coulomb a condiciones pseudoestáticas, donde las aceleraciones pseudoestáticas se aplican a una cuña activa (o pasiva) de Coulomb. El empuje pseudoestático del suelo se obtiene del equilibrio de fuerzas en la cuña.

a) Condiciones activas de presión de la tierra.

Las fuerzas que actúan sobre una cuña activa en un relleno seco y sin cohesión se pueden observar en la <u>Figura II-4</u>Figura II-4a. Además de las fuerzas que existen en condiciones estáticas (<u>Figura II-1</u>Figura II-1), se generan fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de la cuña por las aceleraciones pseudoestáticas  $a_h = k_h g y a_v = k_v g$ . El empuje activo total se puede expresar en una forma similar a la desarrollada para condiciones estáticas, es decir

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$
(II.15)

Donde el coeficiente de empuje activo dinámico KAE está dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^{2}(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^{2} \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{2}}$$
(II.16)

Donde se debe cumplir que  $\phi$ - $\beta \ge \psi$ , y  $\gamma = \gamma_d$  y  $\psi = \tan^{-1}[k_h/(1-k_v)]$ . La superficie de falla critica en condición dinámica, que es más horizontal que la de condiciones estáticas, esta inclinada según el ángulo:

$$\alpha_{AE} = \phi \cdot \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\phi \cdot \psi \cdot \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi \cdot \psi \cdot \beta) \cdot [\tan(\phi \cdot \psi \cdot \beta) + \cot(\phi \cdot \psi \cdot \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi \cdot \theta)]} \quad (II.17)$$

$$C_{2E} = 1 + [\tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\phi \cdot \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi \cdot \theta)]]$$

El empuje activo total,  $P_{AE}$  de la ecuación <u>(II.15)(II.15)</u>, se puede dividir en una componente estática,  $P_A$  de la ecuación <u>(II.9)(II.9)</u>, y en una componente dinámica,  $\Delta P_{AE}$ :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \tag{II.18}$$

La componente estática se asume que actúa a H/3 sobre la base el muro. Por otra parte, para la componente dinámica, Seed y Whitman (1970) recomiendan aplicarla a una altura de aproximadamente 0.6H sobre la base del muro.

El valor de la posición del empuje total depende de las magnitudes relativas de  $P_A$  y  $\Delta P_{AE}$ , y generalmente es cerca de la mitad de la altura del muro. Los análisis de M-O muestran que  $k_v$ , cuando se toma entre la mitad y las dos terceras partes del valor de  $k_h$ , incide en  $P_{AE}$  en menos del 10%. Kramer (1996) concluye que las aceleraciones verticales pueden ignorarse cuando se usa el método M-O.

b) Condiciones pasivas de presión de la tierra.

El empuje pasivo total en un muro de contención con relleno seco y sin cohesión (Figura II-4Figura II-4c), está dado por la expresión:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$
(II.19)

Donde el coeficiente de empuje pasivo dinámico KPE, está dado por la expresión:

$$K_{PE} = \frac{\cos^{2}(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^{2} \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{2}}$$
(II.20)

La inclinación del ángulo de la superficie de falla crítica, en condición pasiva, está dada por la expresión.

$$\alpha_{PE} = \phi \cdot \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\phi + \psi \cdot \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right]$$

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\phi + \psi \cdot \beta) \left[ \tan(\phi \cdot \psi + \beta) + \cot(\phi \cdot \psi + \theta) \right] \left[ 1 + \tan(\delta + \psi \cdot \theta) \cot(\phi \cdot \psi + \theta) \right]} \quad (II.21)$$

$$C_{4E} = 1 + \left[ \tan(\delta + \psi \cdot \theta) \cdot \left[ \tan(\phi \cdot \psi + \beta) + \cot(\phi \cdot \psi + \theta) \right] \right]$$

El total del empuje pasivo se puede dividir en una componente dinámica y en una estática.

$$P_{\rm PE} = P_{\rm P} + \Delta P_{\rm PE} \tag{II.22}$$

donde  $P_{PE}$  y  $P_P$  se calculan a partir de las ecuaciones (II.19)(II.19)(II.19)(II.18) y (II.12)(II.12), respectivamente. Se debe tener en cuenta que la componente dinámica actúa en la dirección opuesta de la dirección de la componente estática, reduciendo así la resistencia pasiva disponible.

Aunque simple, el análisis M-O proporciona un medio útil para estimar cargas inducidas por sismos en muros de contención. Un coeficiente de aceleración horizontal hace que el empuje activo total exceda el empuje activo estático, y el empuje pasivo total sea menor que el empuje pasivo estático. Por lo tanto, dado que la estabilidad de un muro se reduce generalmente por un aumento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método M-O produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas que actúan antes de un terremoto. Los efectos de las cargas superficiales distribuidas y puntuales y las superficies irregulares de relleno se consideran modificando el diagrama de cuerpo libre de la cuña activa o pasiva. En tales

casos, las ecuaciones (II.16)(II.16) y (II.21)(II.21) ya no se aplican, los empujes totales deben obtenerse del análisis de varios planos de fallas potenciales.

Sin embargo, como una extensión pseudoestática del análisis de Coulomb, el análisis M-O está sujeto a todas las limitaciones de los análisis pseudoestáticos, así como a las limitaciones de la teoría de Coulomb. Como en el caso de los análisis de estabilidad de la pendiente pseudoestática, la determinación del coeficiente pseudoestático apropiado es difícil y el análisis no es apropiado para suelos que experimentan una pérdida significativa de resistencia durante los terremotos (por ejemplo, suelos licuables). Al igual que la teoría de Coulomb en condiciones estáticas, el análisis M-O predecirá en exceso el empuje pasivo total real, particularmente para  $\delta > \phi/2$ . Por estas razones, el método M-O debe usarse e interpretarse cuidadosamente



Figura II-4: Empuje dinámico de acuerdo con Método de Mononobe-Okabe. Fuerzas actuantes y equilibrio en condición activa (Kramer, 1996).

## II.4.1 Efecto del agua

Como se mencionó anteriormente, el método de M-O solo se puede aplicar a casos de rellenos secos. La mayoría de los muros de contención están diseñados con desagües para evitar la acumulación de agua dentro del relleno. Sin embargo, en algunos casos no es posible evitar esta acumulación, por ejemplo, en muros ubicados frente al mar.

La presencia de agua tiene rol importante en la determinación de las cargas en los muros de contención frente al mar, tanto durante como después de los sismos. El agua que se encuentra en el exterior del muro puede ejercer empujes dinámicos sobre el muro. También el agua dentro de un relleno puede inducir empujes dinámicos por el interior del muro. La consideración adecuada de los efectos del agua es esencial para el diseño sísmico de las estructuras de retención, particularmente en las áreas frente al mar. Como pocas estructuras de retención frente al mar son completamente impermeables, el nivel del agua en el relleno suele ser aproximadamente del mismo nivel que el agua libre fuera del muro. Los niveles de agua dentro del relleno generalmente se retrasan respecto de los cambios en el nivel del agua por fuera del muro: la diferencia en el nivel del agua depende de la permeabilidad de la pared, del relleno, y de la velocidad a la que cambia el nivel del agua del lado externo. Los empujes totales de agua que actúan sobre los muros de contención, en ausencia de infiltración dentro del relleno, pueden dividirse en dos componentes: la presión hidrostática, que aumenta linealmente con la profundidad y actúa sobre el muro antes, durante y después del evento sísmico, y la presión hidrodinámica, que resulta de la respuesta dinámica del agua misma (Kramer, 1966).

#### a) Empuje de agua por fuera del muro

La presión hidrodinámica del agua resulta de la respuesta dinámica de un cuerpo de agua. Para los muros de contención, las presiones hidrodinámicas generalmente se estiman a partir de la solución de Westergaard (1931) considerando el caso de una presa vertical y rígida que retiene un depósito de agua semi-infinito que es excitado por un movimiento armónico horizontal en su base rígida. Se demostró que la amplitud del empuje hidrodinámico aumentó con la raíz cuadrada de la profundidad del agua cuando el movimiento se aplica a una frecuencia inferior a la frecuencia fundamental del depósito,  $f_o=v_p/4H$ , donde  $v_p$  es la velocidad de la onda p del agua (aproximadamente 1400 [m/s]) y H es la profundidad del agua (por ejemplo, la frecuencia natural de un depósito de 6.1 m, sería superior a 58 [Hz], muy por encima de las frecuencias de sismos). Westergaard calculó la amplitud de la presión hidrodinámica como.

$$p_{w} = \frac{7}{8} \frac{a_{h}}{g} \gamma_{w} \sqrt{z_{w} H}$$
(II.23)

El empuje hidrodinámico resultante está dado por la expresión:

$$P_{w} = \frac{7}{12} \frac{a_{h}}{g} \gamma_{w} H^{2}$$
(II.24)

El empuje total es la suma de los empujes hidrostático e hidrodinámico. Otra consideración importante en el diseño de un muro de contención frente al mar es la posibilidad de una rápida extracción del agua fuera del muro. Los terremotos que ocurren cerca de grandes cuerpos de agua a menudo inducen un movimiento prolongado del agua, tal como los tsunamis, que hacen que la superficie del agua se mueva hacia arriba y hacia abajo. Si bien el movimiento hacia arriba del agua que está por fuera tiende a estabilizar el muro (suponiendo que el nivel de agua se encuentre a una cota inferior que el terreno por dentro del muro), el movimiento hacia abajo puede crear una condición de succión rápida desestabilizadora. Cuando existen suelos licuables con niveles relativamente elevados de tensión de corte inicial en el suelo, las fallas pueden ser provocadas por cambios muy pequeños en el nivel del agua. Estas

fallas pueden originarse en los suelos adyacentes o debajo de la estructura de contención en lugar de en el relleno.

b) Empuje de agua por dentro del muro

La presencia de agua en el relleno detrás de un muro de contención influye en las cargas sísmicas que actúan sobre el muro en las siguientes maneras:

- Alterando las fuerzas de inercia dentro del relleno.
- Desarrollando presiones hidrodinámicas dentro del relleno
- Permitiendo el exceso de generación de presión de poros debido al esfuerzo cíclico del suelo de relleno.

Las fuerzas de inercia en los suelos saturados dependen del movimiento relativo entre las partículas de relleno del suelo y el agua en los poros que las rodea. Si, como sucede típicamente, la permeabilidad del suelo es lo suficientemente pequeña (k<10-3 [cm/s] aproximadamente) el agua de poro se mueve con el suelo durante el sismo (es decir, sin movimiento relativo entre el suelo y agua), por lo que las fuerzas de inercia serán proporcionales al peso unitario total del suelo. Sin embargo, si la permeabilidad del suelo de relleno es muy alta, el agua entre poros puede permanecer estacionaria mientras el esqueleto del suelo se mueve hacia adelante y hacia atrás (las partículas del suelo se mueven a través del agua entre poros). En tales casos, las fuerzas de inercia serán proporcionales al peso unitario boyante (o sumergido) del suelo. Los empujes hidrodinámicos de agua también pueden desarrollarse en condiciones de agua entre poros libre y deben agregarse a lo calculado para el suelo y al empuje hidrostático para obtener el empuje total en el muro.

En condiciones restringidas de agua entre poros, el método M-O puede modificarse para considerar la presencia de agua en el relleno. Se representan el exceso de presión de agua de entre poros en el relleno mediante la relación de presión de poro  $r_u$ , el empuje activo del suelo que actúa sobre un muro cedente puede calcularse a partir de la ecuación (11.15) usando:

$$\gamma = \gamma_{\rm b} (1 - r_{\rm u}) \tag{II.25}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[ \frac{\gamma_{\text{sat}} k_{\text{h}}}{\gamma_{\text{b}} (1 - r_{\text{u}}) (1 - k_{\text{v}})} \right] \tag{II.26}$$

Debe agregarse al empuje del suelo un empuje hidrostático equivalente para un fluido de peso unitario  $\gamma_{eq}=\gamma_w+r_u\gamma_b$ . Se debe tener presente que a medida que  $r_u$  se aproxima a 1 (como en un relleno licuable), el empuje del muro se aproxima al impuesto por un fluido de unidad de peso equivalente,  $\gamma_{eq}=\gamma_{sat}$ . El movimiento unidireccional de un suelo que desarrolla una alta presión de poro en exceso puede, dependiendo de su resistencia residual, causar dilatación acompañado de la reducción de la presión de poros e incremento de resistencia.

Los empujes de suelos de rellenos parcialmente sumergidos pueden estimarse usando un peso específico promedio basado en los volúmenes relativos de suelo dentro de la cuña activa que están por encima y por debajo de la superficie freática (Figura 11. 19), mediante la expresión:

$$\overline{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d \tag{II.27}$$

Nuevamente, el empuje hidrostático y el hidrodinámico deben sumarse al empuje del suelo.



Figura II-5: Geometría de un relleno parcialmente sumergido (Kramer, 1996).

# III.EMPUJES EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE METODO DE ELEMENTOS FINITOS

Como se revisó anteriormente, los métodos convencionales necesariamente implican modelaciones idealizadas simplificadas del sistema estructural de retención de tierra. Los avances computacionales nos ofrecen nuevas herramientas que mejoran la representatividad, y nuevos desafíos de cálculo propios, aplicados a modelos de comportamiento de suelo congruentes con el estado actual de la investigación, que consideran aspectos que hasta ahora se encontraban dentro de las simplificaciones (en nuestro caso la interacción entre el suelo y estructura, amplificación sísmica del relleno, asentamientos y/o giro del muro).

## **III.1 Introducción**

El concepto del método de elementos finitos es la división un continuo en un conjunto de elementos más pequeños, debidamente dimensionados e interconectados a través de nodos.

De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo, con infinitos grados de libertad, a un sistema compuesto de elementos con un número de grados de libertad finitos, cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones.

El uso del método de elementos finitos tiene las siguientes ventajas:

 Los elementos pueden tener variados tamaños, lo que permite que la malla de elementos sea expandida o refinada en aquellos lugares donde exista la necesidad de hacerlo.  El método no está limitado para trabajar con formas regulares, con fronteras fáciles de definir. Los bordes irregulares o curvos pueden ser aproximados usando elementos de menor dimensión.

 En los distintos elementos que componen el modelo pueden ser aplicados distintos materiales, cada uno con distintos modelos de comportamiento. Es decir, las propiedades de elementos adyacentes no tienen por qué ser las mismas.
 Por otro lado, las actuales desventajas que presenta el método provienen del desarrollo de la computación.

- El método necesita ser debidamente programado en computador, debido a la gran cantidad de cálculos numéricos que se deben realizar, incluso para los problemas más pequeños.
- La cantidad de información generada en cada modelo requiere de una capacidad computacional importante, y también de consumo de tiempo para el proceso de datos, mermando la versatilidad del diseño alcanzada en otras áreas de la ingeniería.

#### III.2 Descripción Software Plaxis 2D

En la década de los años 70 las investigaciones sobre el uso de métodos de elementos finitos y modelos constitutivos para el diseño geotécnico se llevó a cabo en la University of Technology de Delft, Holanda. El Ministerio de Obras Publicas de ese país deseaba predecir el posible movimiento de la presa holandesa "Oosterschelde" que protege parte importante de los Países Bajos contra las inundaciones. Esto permitió el desarrollo de un código de software que permitió cálculos elasto-plástico para los problemas de deformación plana. A partir allí, se comienza a desarrollar el software

Plaxis, correspondiente a la abreviatura del inglés "Plasticity Axi-Symmetry" (https://www.plaxis.ru/company/about\_nip/company-profile/).

El software Plaxis está programado para ofrecer una gran cantidad de modelos matemáticos para representar el comportamiento del suelo. Estos van desde un modelo elasto-plástico perfecto hasta modelos de tensión-deformación más complejos, como para suelos finos y roca. El software también dispone de un algoritmo interno que incluye el mallado automático, y también dispone de opciones para que el usuario enfatice la discretización en zonas de interés.

La modelación incluye la definición de las etapas constructivas, lo que permite una representación de los procesos de construcción, la aplicación de las cargas, variación del nivel freáticos. Este procedimiento permite una evaluación apropiada de las tensiones y desplazamientos iniciales originados. De igual forma, se incluyen herramientas para la aplicación de análisis pseudoestáticos, espectros de diseño y registros sísmicos.

Actualmente Plaxis es capaz de desarrollar análisis bidimensionales y tridimensionales de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica y mecánica de rocas. Además de excavaciones, terraplenes, túneles y obras de contención en minería, convirtiéndolo en un confiable software en el cálculo de elementos finitos.

La interfaz general del software incluye dos sub-programas. El primero es una etapa inicial (Input) donde se introducen los datos, se genera la geometría y las cargas del modelo. Una vez realizados los cálculos, se ingresa a la segunda etapa de lectura de resultados (Output), que permite acceder a los resultados del análisis en forma de tablas, gráficos o animaciones.

## **III.3 Modelos constitutivos**

Existen múltiples modelos constitutivos disponibles en el software. A continuación, se describen los que se usarán dentro del presente trabajo.

## III.3.1 Modelo lineal elástico (LE)

El modelo elástico lineal se basa en la ley de elasticidad isotrópica de Hooke, y requiere de los parámetros elásticos básicos, es decir, el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (v). Este modelo de comportamiento se usa generalmente para modelar secciones de hormigón o roca inmersa en el suelo. En la <u>Figura III-1:Figura III-1:</u>(a) se muestra su curva tensión – deformación, donde se aprecia que el ciclo de carga – descarga ocurre a lo largo de la misma línea.

## III.3.2 Modelo Mohr - Coulomb (MC)

En este modelo, el comportamiento tensión – deformación corresponde a un comportamiento elasto – plástico perfecto, considerado una primera aproximación al comportamiento bilineal del suelo, ver <u>Figura III-1:Figura III-1:</u>(b). Este modelo incluye una fase elástica ( $\epsilon^{e}$ ) y por una plástica ( $\epsilon^{p}$ ), con esta última se representan las deformaciones permanentes ante la plastificación del material.

Los cambios de volumen irreversibles se modelan mediante el ángulo de dilatancia ( $\psi$ ), definido como el ángulo de la recta tangente de un ensayo triaxial drenado estándar, donde la deformación unitaria axial se muestra en el eje horizontal ( $\varepsilon_1$ ), y los cambios volumen unitarios se muestran el eje vertical ( $\varepsilon_v$ ). La dilatancia representa la variación volumétrica en arenas ante cargas de corte.



Figura III-1: Curva tensión – deformación para (a) Modelo lineal elástico y (b) Modelo Mohr – Coulomb.



Figura III-2: Ángulo de dilatancia en ensayo triaxial drenado estándar.

## III.3.3 Modelo Hardening Soil (HS)

El modelo Hardening Soil es un modelo más avanzado para la simulación del comportamiento del suelo. Tal como el modelo de Mohr-Coulomb, el estado límite de la tensión se describe mediante el ángulo de fricción, la cohesión y el ángulo de dilatancia. Sin embargo, la rigidez del suelo se describe con mucha más precisión. A diferencia del modelo Mohr-Coulomb, en el modelo Hardening Soil también considera la dependencia de la presión de confinamiento en la determinación de la rigidez, como de los otros parámetros de la resistencia al corte del suelo. En estos modelos de comportamiento se usa el módulo  $E_{50}$ , el cual se obtiene con la tensión correspondiente para el 50% de la tensión de rotura mediante la expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cot(\phi) - \sigma'_3}{c \cdot \cot(\phi) + p^{\text{ref}}}\right)^m$$
(III.1)

Donde  $E_{50}^{ref}$  corresponde al valor ingresado referencial y p<sup>ref</sup> es la presión de referencia, con valor por defecto de 100 [kN/m<sup>2</sup>] en Plaxis 2D, y m es el exponente que representa la concavidad de la curva, o nivel de dependencia del módulo de elasticidad con el nivel de tensiones.

El modelo de endurecimiento que utiliza Plaxis, incorpora el módulo edométrico tangente  $E_{oed}$  con la siguiente ecuación:

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot(\phi) - \sigma'_1}{c \cdot \cot(\phi) + p^{\text{ref}}} \right)^m$$
(III.2)

Para la condición de carga y descarga se define con la expresión.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cot(\phi) - \sigma'_3}{c \cdot \cot(\phi) + p^{ref}}\right)^m$$
(III.3)

Las expresiones anteriores muestran como las rigideces aumentan con la presión. Estos parámetros se muestran en relación tensión – deformación para el modelo Hardening Soil, en la Figura III-3: Figura III-3:, donde se muestra la relación hiperbólica entre la deformación unitaria  $\varepsilon_1$  y el desviador q= $|\sigma_1-\sigma_3|$ , determinada con bajo la expresión:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} , \quad q < q_f$$
(III.4)

Donde  $q_a$  es el valor asintótico de q y  $E_1$  es el módulo de elasticidad inicial. La relación entre  $E_{50}$  y  $E_i$  está dada por la ecuación:

$$E_{i} = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 \cdot R_{f}}$$
(III.5)



Donde  $R_f=q_f/q_a$ , es un parámetro que relaciona la resistencia máxima con la asíntota de la curva. Por defecto, en el software Plaxis se usa  $R_f=0.9$ .

Figura III-3:Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HS.

# III.3.4 Modelo Hardening Soil with small-strain stiffness (HSsmall)

El modelo Hardening Soil con rigidez a pequeñas deformaciones (HSsmall) es una modificación que incluye el incremento de rigidez de los suelos ante deformaciones pequeñas. A bajos niveles de deformación la mayoría de los suelos muestran una evolución de la rigidez en los niveles de deformación estudiados en ingeniería, particularmente ante cargas cíclicas. Esta rigidez varía en forma no lineal con respecto de la deformación. En esta modificación del modelo HS se requiere, adicionalmente a las variables anteriores, del módulo de corte tangente  $G_0^{ref}$  y la deformación angular  $\gamma_{0.7}$ , con el cual el módulo de corte secante G se reduce al 70% de su valor inicial. Lo anterior se puede apreciar en la siguiente figura:



Figura III-4: Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HS.

Donde  $G_0$  es el módulo de corte inicial y  $\gamma_{0.7}$  es la variación de este valor a 70% de  $G_0$ . Existen distintos modelos usados para describir esta variación de rigidez, por ejemplo, el de Hardin & Drnecvich (1972). En Plaxis se considera:

$$\frac{G_{s}}{G_{O}} = \frac{1}{1+a \left| \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}} \right|}$$
(III.6)

Donde a=0.385 y  $\gamma_{hist}$  representa la historia de deformaciones en la dirección de carga actual.

Para describir el comportamiento histerético del suelo en condiciones de carga y descarga, Plaxis usa la regla de Masing (1926), el que considera definir una relación tensión deformación virgen (carga monotónica creciente) y con ella obtener los loops de descarga – recarga. Para ello, el módulo a la descarga es igual a la rigidez tangente inicial y la curva de descarga y recarga también es igual a la inicial, pero amplificada por 2.



Como el modelo se acopla con uno elastoplástico con endurecimiento, se obtiene una

evolución de la curva de degradación respecto de la primaria.

Figura III-5: Degradación de rigidez en modelo HSsmall, considerando regla de Masing.

Finalmente, la relación tensión – deformación del modelo HSsmall queda como:



Figura III-6: Relación hiperbólica tensión - deformación en modelo HSsmall.

El modelo HSsmall ofrece estimaciones de desplazamientos más confiables.

## **IV. CASO DE ANALISIS**

La estructura de contención escogida para el análisis está compuesta por un muro de contención en voladizo, estructurado mediante muro, zapata y una llave de corte de hormigón armado, con dimensiones geométricas constructivas y congruentes con obras existentes.

El perfil del suelo está constituido principalmente por 2 estratos, el superficial con propiedades principalmente granulares, y el estrato basal compuesto por roca de buena calidad geotécnica. La diferencia de nivel del suelo es de 8 [m].

## IV.1 Geometría

Las dimensiones del caso de análisis son las siguientes:



Figura IV-1: Dimensiones generales estructura de contención, en metros.

## **IV.2** Materiales

Para la modelación del material que conforma la estructura de contención se usará hormigón armado con las siguientes propiedades.

•	Peso específico	25[kN/m <sup>3</sup> ]
•	Módulo de elasticidad	23.41·10 <sup>6</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]

# • Módulo de Poisson 0.2

#### **IV.3** Características geotécnicas

A continuación, se describen los parámetros geotécnicos de los suelos utilizados en el presente análisis, requeridos ante análisis convencional y mediante software Plaxis.

- El suelo tipo 1 corresponde al estrato superficial y relleno, caracterizado como un suelo granular, de estructura compacta, calificado como para ser parcialmente removible con maquinaria tipo retroexcavadora o bulldozer. En su lado más alto alcanza 11[m] de profundidad.
- El suelo tipo 2 corresponde al estrato basal, sus propiedades corresponden a roca de regular calidad geotécnica, imposibles de ser removidas con maquinaria pesada. Su espesor es de 25[m]. La modelación computacional considerará a este suelo con un alto módulo de elasticidad y alta cohesión, convergiendo a un comportamiento elástico.

Sus parámetros y propiedades índice se muestran en la siguiente tabla.

Propiedades			Estrato Superior HSSmall
Peso especifico	γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	19
Cohesión	с	$[kN/m^2]$	3
Angulo de fricción	φ	[°]	36
Dilatancia	Ψ	[°]	0
Velocidad de ondas de corte	$\mathbf{V}_{\mathbf{s}}$	[m/s]	208
Módulo de Poisson	ν		0.2
	m		0.5
	$\gamma^{0.7}$		0.1.10-3
Módulo de elasticidad	$E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	90 000
	$E_{\text{oed}}{}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	117 000
	$E_{ur}^{\ ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	200 000
Módulo de corte	${{G_0}^{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	84 000

Tabla IV-1. Propiedades índice y parámetros para Suelo 1.

Tabla IV-2. Propiedades índice y parámetros para Suelo 2.

Propiedades			Estrato Inferior Mohr-Coulomb
Peso especifico	γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	21
Cohesión	c	$[kN/m^2]$	100
Angulo de fricción	φ	[°]	47
Dilatancia	Ψ	[°]	0
Módulo de Poisson	ν		0.3
Velocidad de ondas de corte	$V_s$	[m/s]	354.6
Velocidad de ondas de longitudinales	$\mathbf{V}_{\mathrm{p}}$	[m/s]	663.5
Módulo de elasticidad	E'	$[kN/m^2]$	700 000
Módulo de corte	G	[kN/m <sup>2</sup> ]	269 200

## **IV.4** Cargas laterales

La carga lateral inducida estará representada por aceleraciones máximas laterales de 0.1g y 0.15g. La excitación dinámica empleada será ajustada a estos valores (ver IV.5.6).

## IV.5 Alcances para la modelación computacional

## IV.5.1 Mallado de elementos finitos y dimensiones



Las dimensiones completas del modelo realizado en Plaxis 2D son:

Figura IV-2: Dimensiones totales modelo Plaxis 2D, en metros.

Respecto del mallado de elementos finitos, se determina la máxima dimensión de cada elemento mediante la siguiente ecuación.

$$d \le \frac{V_{Smin}}{8 \cdot f_{max}}$$
(IV.1)

Donde para V<sub>Smin</sub>=240[m/s] y  $f_{max}$ =20[Hz] se obtiene d≤1.5[m]

En la siguiente imagen se muestra el mallado resultante dentro del software.



Figura IV-3: Densidad de mallado dentro de modelo MEF.

## IV.5.2 Etapas constructivas

Los campos de tensiones y desplazamientos una vez que el muro ya está construido están muy influenciados por la forma en la que éste se construyó. Por lo tanto, para representar el historial de tensiones y desplazamientos dentro del modelo estructural se consideran las siguientes etapas constructivas.



Figura IV-4: Etapas constructivas consideradas dentro del modelo Plaxis.

## IV.5.3 Interfaz suelo-estructura

La modelación del comportamiento entre el suelo y el muro de hormigón debe ser capaz de representar el deslizamiento y la separación relativa que puede existir entre estas estructuras. Para ello el software Plaxis dispone los elementos Interface, que son implementados en todo el perímetro alrededor del muro de hormigón. Sin una Interfaz habría continuidad en las deformaciones en el hormigón y el suelo, lo que no es realista. Al aplicar el elemento Interface se crean dos nodos adyacentes, cuya interacción es mediante 2 resortes elasto-plásticos, para representar la separación y el deslizamiento relativo entre los materiales. En ambos resortes, el límite plástico está controlado por sus condiciones de rigidez y por el valor R<sub>inter</sub>, que para el presente estudio toma valor 0.66, recomendado por el manual de aplicaciones prácticas del software, y típicamente usado en los casos de interacción suelo – hormigón.

## IV.5.4 Condiciones de borde

También se crean elementos de interface en los extremos del modelo, para representar las condiciones de borde dinámica. Para ello, el comportamiento de los bordes se configura con la opción Free Field. El software recomienda que los coeficientes de relajación tengan valores  $C_1=1$  y  $C_2=1$  en su manual de aplicaciones prácticas.



Figura IV-5: Condiciones de borde en modelo Plaxis.

## IV.5.5 Excitación dinámica

Para el análisis dinámico se emplea el acelerograma registrado en el sismo de Rapel de 1985. Este sismo tuvo una magnitud de 7.5 Ms y su epicentro estuvo en las cercanías del lago Rapel, comuna de Litueche, provincia de Cardenal Caro, región del Libertador General Bernardo O'Higgins.



Figura IV-6: Acelerograma Sismo Rapel (1985).



Figura IV-7: Implementación y configuración de excitación dinámica y condiciones de borde en Plaxis.

# IV.5.6 Escalamiento y puntos de control

Para facilitar la comparación, el PGA del registro se escala a los valores de las aceleraciones máximas laterales a incluir en este estudio (ver IV.4). Para ello se escogen puntos de control en la base del modelo, y también por detrás del muro. Estos últimos tienen forma de triángulo y de triangulo invertido, donde  $\alpha = \alpha_{AE}$ , que estima el ángulo de la falla critica en condición dinámica de acuerdo con el método de Mononobe-Okabe (ver II.4).



Figura IV-8: Puntos de control en la base del modelo.



Figura IV-9: Puntos de control detrás de muro.

Finalmente, el procedimiento se consolida mediante la obtención de los espectros de aceleraciones de los registros escalados.



Figura IV-10: Espectro de aceleraciones usado con escalamiento para k<sub>h</sub>=0.1g.



Figura IV-11: Espectro de aceleraciones usado con escalamiento para k<sub>h</sub>=0.15g.

## IV.5.7 Amortiguamiento

Plaxis ofrece la opción de incluir el amortiguamiento mediante los parámetros tipo Rayleigh en los materiales del modelo. Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se estiman a partir del rango de frecuencias con mayor energía de pulso a usar. Para su determinación se consideran los siguientes amortiguamientos

- Suelos en general  $\xi=15\%$
- Hormigón ξ=5%

## V. RESULTADOS

A continuación, se exponen los resultados numéricos para el dimensionamiento numérico de la estabilidad del muro de contención descrito en el capítulo anterior. Se incluyen un análisis convencional analítico, y otro mediante método de elementos finitos desarrollado en el software Plaxis 2D versión 2018. En esta última herramienta, para representar la acción sísmica se emplea un análisis pseudoestático y otro mediante un análisis dinámico tiempo historia. Como se mencionó anteriormente, la comparación de resultados se realiza para aceleraciones laterales  $k_h$ =0.1 para  $k_h$ =0.15. El registro de aceleraciones usado se ha escalado para este fin.

## V.1 Mediante método analítico.

Se obtienen los siguientes resultados mediante el método convencional, determinando la estabilidad de la contención. Además, se determinan los momentos flectores y el corte que actúan en el muro de hormigón armado, en el punto "P". Los detalles se encuentran descritos en Anexo A.



Figura V-1. Fuerzas actuantes sobre la contención.

		k <sub>h</sub> =0.1	$k_{h} = 0.15$	
Peso total muro de contención	P <sub>M</sub>	226.50	226.50	[kN]
Peso suelo de relleno sobre zapata	$P_R$	565.75	565.75	[kN]
Carga lateral inercial muro	Psis.m	22.65	33.98	[kN]
Carga lateral inercial suelo de relleno	P <sub>SIS.R</sub>	56.57	84.86	[kN]

Tabla V-1. Pesos y carga laterales de muro de contención de hormigón y suelo de relleno.

## V.1.1 Empujes activos y pasivos.

Se muestran los empujes activos presentes en el muro son los siguientes.

Tabla V-2. Empujes Activos y pasivos presentes en muro de contención.

Empujes estáticos			
Empuje Activo - Proyección Horizontal	EA	184.54	[kN]
Empuje Activo - Proyección Vertical	$T_{\rm A}$	59.96	[kN]

Se determina el empuje pasivo frente al muro ( $E_{PP}$ ), y también frente a llave de corte. Para este último se considera la profundidad ( $E_{PT}$ , con forma triangular en <u>Figura</u> <u>V-1 Figura V-1</u>) y también la tensión inducida por el sello de fundación ( $E_{PR}$ , con forma rectangular). Para los cálculos de estabilidad, se considera que éstos participan con un 33% del valor calculado ( $E_P=33\%(E_{PP}+E_{PR}+E_{PT})$ ).

Tabla V-3. Empujes sísmicos pasivos frente al muro para cada caso de análisis.

	k <sub>h</sub> =0.1	$k_{h} = 0.15$	
Empuje pasivo en condición estática	161.21	161.21	[kN]
Empuje pasivo en condición sísmica	219.73	255.41	[kN]

Se muestran las resultantes de los empujes sísmicos determinados mediante expresión de Mononobe-Okabe.

Tabla V-4. Empujes sísmicos para cada caso de análisis.

Empujes sísmicos		k <sub>h</sub> =0.1	$k_{h} = 0.15$	
Empuje sísmico - Proyección horizontal	E <sub>SIS.MO</sub>	45.45	72.14	[kN]
Empuje sísmico - Proyección vertical	T <sub>SIS.MO</sub>	14.77	23.44	[kN]

## V.1.3 Corte en muro de contención.

Se muestran los cortes sobre el muro de contención cantiléver. En particular en el punto "P" mostrado en <u>Figura V-1</u>Figura V-1.

Tabla V-5. Cortes inducidos sobre muro de contención, en punto P.

Corte	kh=0.10	$k_{h} = 0.15$	
Debido a empuje activo	-136.55	-136.55	[kN]
Debido a empuje sísmico	-44.56	-70.73	[kN]
Debido a fuerza inercial del muro	-10.98	-16.47	[kN]
Debido a fuerza inercial del muro	-52.57	-78.86	[kN]
Total	-244.66	-302.61	[kN]

## V.1.4 Flexión en muro de contención

Se muestran los momentos flectores sobre el muro de contención cantiléver. En particular en el punto "P" mostrado en <u>Figura V-1</u>Figura V-1. De acuerdo con la práctica y con los criterios de diseño indicado por Seed & Whitman, se considera el punto de aplicación del empuje sísmico ubicado a 0.6H (ver II.4).
Momento	k <sub>h</sub> =0.10	$k_{h} = 0.15$	
Debido a empuje activo	-364.14	-364.14	[kN m]
Debido a empuje sísmico	-204.15	-325.61	[kN m]
Debido a fuerza inercial del muro	-38.42	-57.63	[kN m]
Debido a fuerza inercial del muro	-214.94	-322.41	[kN m]
Total	-822.64	-1069.79	[kN m]

Tabla V-6. Momentos flectores inducidos sobre muro de contención, en punto P.

### V.1.5 Tensión en el sello de fundación y área en compresión.

Se determinan las tensiones en el sello de fundación considerando una distribución plana de tensiones.

Tabla V-7. Tensiones en sello de fundación, para k<sub>h</sub>=0.1.

σ	En punto "O"	En punto "B"	
En condición estática	209.48	131.41	[kPa]
En condición sísmica	347.11	0	[kPa]
Área en compresión	99.9%	)	

Tabla V-8. Tensiones en sello de fundación, para  $k_h=0.15$ .

σ	En punto "O"	En punto "B"	
En condición estática	209.48	131.41	[kPa]
En condición sísmica	438.47	0	[kPa]
Área en compresión	79	.9%	

### V.1.6 Factor de seguridad a deslizamiento.

Se determina la relación entre las fuerzas deslizantes y las fuerzas resistentes para la condición estática y sísmica, de acuerdo con las siguientes ecuaciones (ver nomenclatura en Figura V-1Figura V-1).

• Ante cargas estáticas:

$$FS_{D} = \frac{F_{RESISTENTES}}{F_{DESLIZANTES}} = \frac{(P_{M} + P_{R} + T_{A}) \cdot \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + E_{P}}{E_{A}}$$
(V.1)

• Ante cargas laterales sísmicas:

$$FS_{D} = \frac{F_{RESISTENTES}}{F_{DESLIZANTES}} = \frac{(P_{M} + P_{R} + T_{A} + T_{SIS.MO}) \cdot \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + E_{P}}{E_{A} + P_{SISR} + P_{SISR} + E_{SIS.MO}}$$
(V.2)

Los detalles de los valores están expuestos en Anexo 1. Los valores calculados son los siguientes:

Tabla V-9. Factor de seguridad a deslizamiento FS<sub>D</sub>.

Factor de seguridad a deslizamiento	k <sub>h</sub> =0.10	k <sub>h</sub> =0.15
Condición estática	2.93	2.93
Condición sísmica	1.96	1.72

## V.1.7 Factor de seguridad a volcamiento.

Se determina la relación entre los momentos volcantes y los momentos resistentes para la condición estática y sísmica. de acuerdo con las siguientes ecuaciones (ver nomenclatura en Figura V-1Figura V-1).

• Ante cargas estáticas:

$$FS_{V} = \frac{M_{RESISTENTES}}{M_{VOLCANTES}} = \frac{M_{M}^{(O)} + M_{R}^{(O)}}{M_{A}^{(O)}}$$
(V.3)

• Ante cargas laterales sísmicas:

$$FS_{V} = \frac{M_{RESISTENTES}}{M_{VOLCANTES}} = \frac{M_{M}^{(O)} + M_{R}^{(O)}}{M_{A}^{(O)} + M_{SIS.M} + M_{SIS.R} + M_{SIS.MO}^{(O)}}$$
(V.4)

Donde  $M_M^{(O)}$  y  $M_R^{(O)}$  son los momentos resistentes del peso del muro de contención (incluyendo el volumen de muro, zapata y diente) y del relleno, desde su centroide respecto el punto de giro "O" (ver <u>Figura V-1Figura V-1</u>).  $M_A^{(O)}$  es el momento volcante inducido por el empuje activo,  $M_{SIS,MO}^{(O)}$  es el empuje inducido por la acción sísmica pura determinada mediante la expresión de Mononobe-Okabe, y finalmente,  $M_{SIS,M}$  y  $M_{SIS,R}$  son los momentos volcantes inducidos por la carga lateral de la acción sísmica inercial del muro de contención y del relleno sobre éste. Los detalles de los valores están expuestos en Anexo 1. Los valores calculados son los siguientes:

Tabla V-10. Factor de seguridad a volcamiento FS<sub>V</sub>.

Factor de seguridad a volcamiento	$k_{h}\!=\!0.10$	$k_{h} = 0.15$
Condición estática	8.23	8.23
Condición sísmica	2.81	2.09

#### V.2 Mediante MEF

Se obtienen los resultados mediante el método de elementos finitos para determinar la estabilidad de la contención, a través del software Plaxis2D. A la vez, se determinan los momentos flectores y el corte que actúan en el muro de hormigón armado, en el punto "P" (ver Figura V-2 Figura V-2 ). Se incluyen distintas graficas que describen el comportamiento de la estructura ante las aceleraciones consideradas en método analítico (k<sub>h</sub>=0.1g y k<sub>h</sub>=0.15g), y para las siguientes condiciones:

- Ante condición activa, es decir, solo considerando los empujes activos del suelo adyacente (reposo).
- Ante acción sísmica inducida mediante análisis pseudoestático.

Ante acción sísmica inducida mediante análisis tiempo historia (condición dinámica).

Dentro del software, se recogen resultados en distintas secciones o cortes en la masa de suelo contenida por el muro, que están definidos en <u>Figura V-2</u>Figura V-2.

Los gráficos y los resultados son procesados mediante el software Matlab.



Figura V-2. Cortes y punto de análisis de tensiones en muro de contención.

# V.2.1 Aceleraciones presentes en muro de contención durante la excitación dinámica.

Se muestran las aceleraciones registradas durante la excitación dinámica en los cuerpos que componen la contención (muro, zapata y relleno), y con ello su respectivo espectro de aceleraciones para mostrar su máxima aceleración. Los puntos de control son mostrados en la <u>Figura V-3</u>Figura V-3. La aceleración máxima promedio de cada componente se muestran en <u>Tabla V-11</u>Tabla V-11. El promedio de los resultados en general es congruente con el escalamiento deseado.

En los acelerogramas se muestra el tiempo en el cual se encuentra la aceleración máxima en todos los casos y puntos de análisis, igual a 25.1 [s] (ver Figura IV-6Figura IV-6Figura IV-6).



Figura V-3. Puntos de control de aceleraciones en los cuerpos rígidos que componen el muro.

Tabla V-11	. Resumen de	aceleraciones	máximas en el	l muro de contención.
------------	--------------	---------------	---------------	-----------------------

	PGA [g]	
	k <sub>h</sub> =0.1	k <sub>h</sub> =0.15
Promedio aceleración en muro	0.122	0.183
Promedio aceleración en zapata	0.079	0.119
Promedio aceleración en Relleno	0.123	0.185
Promedio general	0.108	0.163



Figura V-4. Aceleraciones determinadas en muro, zapata y relleno, ante escalamiento a 0.1g.



Figura V-5. Aceleraciones determinadas en muro, zapata y relleno, ante escalamiento a 0.15g.

## V.2.2 Desplazamiento en la base del modelo

Se muestra un control de desplazamientos en la base del modelo, en puntos mostrados en <u>Figura IV-8</u>. No se registra desplazamientos permanentes en la base del modelo.



Figura V-6. Desplazamiento en la base del modelo, ante escalamiento a 0.1g



Figura V-7. Desplazamiento en la base del modelo, ante escalamiento a 0.15g.

## V.2.3 Desplazamiento en coronamiento y base del muro Drift

En <u>Figura V-8</u> Figura V-9 y <u>Figura V-9</u> se muestran los desplazamientos de la base del muro y del coronamiento a través de la excitación dinámica, a la vez se muestra el desplazamiento relativo entre estos puntos (drift). Se observan desplazamientos residuales al finalizar la excitación, que representan los desplazamientos permanentes en el muro al finalizar la excitación dinámica. En <u>Tabla</u> <u>V-12Tabla V-12</u> se resumen los drifts que para las distintas condiciones analizadas.

Tabla V-12. Desplazamientos relativos en muro, en condición estática y sísmica, ante escalamiento.

	Drift [m]	
	k <sub>h</sub> =0.1 k <sub>h</sub> =0.15	
Condición estática	-0.015	-0.015
Análisis Pseudoestático	-0.022	-0.026
Análisis Dinámico (Max.)	-0.024	-0.030

Fin dinámico	-0.022	-0.027
I III uillaillico	0.022	0.027

Nótese que en la condición estática se observa un drift equivalente a  $\Delta H/H=2\cdot 10^{-3}$ . Este valor se ajusta a las estimaciones de Braja M. Das ( $1\cdot 10^{-3}$ ) y de Manual de Carreteras Vol. 3 ( $0.9\cdot 10^{-3}$  y  $3\cdot 10^{-3}$ ), para suelos granulares.

Tener presente que en <u>Figura V-9</u>Figura V-9 se muestran los desplazamientos dinámicos considerando que ajustan los desplazamientos a valor 0 al iniciar el análisis dinámico, de acuerdo con configuración de control de deformaciones ("Reset displacements to zero").



Figura V-8. Desplazamiento y drift muro, ante escalamiento a 0.1g.



Figura V-9. Desplazamiento y drift muro, ante escalamiento a 0.15g.

#### V.2.4 Tensiones verticales y horizontales en condición activa.

Se muestran las tensiones horizontales y verticales durante la fase inicial (reposo) y al final de la excitación dinámica, para los cortes A, B y C analizados. Se muestra la magnitud de la resultante y su ubicación.

En general, se observa congruencia en la distribución de tensiones, manteniendo una distribución triangular. En particular, en la sección B, se observa algún grado de distorsión entre 0 m y -1.3 m, debido a que este tramo se encuentra muy cerca del borde de la zapata interior (talón). En todos los casos se mantiene la congruencia de las distribuciones antes y después de la excitación dinámica. Además, se observa la variación de la resultante del empuje horizontal al finalizar la excitación, que tiene mayor énfasis en el Corte A, con variaciones de 10% (0.1g) y 16% (0.15g), y que



variación de la ubicación de las resultantes en todos los casos.

disminuye en Corte C con 3% (0.1g) y 5% (0.15g). También se observa una leve

Figura V-10. Distribución de tensiones horizontales en el caso estático y al finalizar el caso dinámico, ante escalamiento a 0.1g.



Figura V-11. Distribución de tensiones horizontales en el caso estático y al finalizar el caso dinámico, ante escalamiento a 0.15g.

## V.2.5 Corte y momento en muro de contención en condición dinámica.

Se muestra la variación de los momentos y cortes flectores en el muro, particularmente en el punto "P" mostrado en <u>Figura V-2</u>Figura V-2, durante la excitación dinámica. Se muestran los valores máximos alcanzados en las siguientes tablas.

El máximo valor de corte y momento flector se obtiene en t=29.39 s en ambos casos de análisis. Nótese el incremento en las magnitudes de corte y momento al finalizar la excitación dinámica. Éste fenómeno ya ha sido previamente observado por Al Atik y Sitar (2010) en sus comparaciones experimentales y analíticas, mediante sus ensayos centrífugos, donde se observó la incidencia de la densificación final del suelo en las respuestas finales de los ensayos.

Tabla V-13. Resumen de momentos flectores inducidos en muro de contención – en punto "P".

	M [kN m]	
	$k_{h}\!=\!0.1$	k <sub>h</sub> =0.15
Momento por empuje activo	-342.48	-342.48
Momento por empuje sísmico (Análisis pseudoestático)	-452.05	-519.43
Momento por empuje sísmico (Análisis dinámico)	-490.76	-568.91

	V [kN m]	
	k <sub>h</sub> =0.1	k <sub>h</sub> =0.15
Corte por empuje activo	-158.13	-158.13
Corte por empuje sísmico (Análisis pseudoestático)	-205.97	-233.45
Corte por empuje sísmico (Análisis dinámico)	-218.26	-248.18

Tabla V-14. Resumen de cortes inducidos en muro de contención - en punto "P".



Figura V-12. Variación de corte y momento flector en muro de contención, ante escalamiento a 0.1g.



Figura V-13. Variación de corte y momento flector en muro de contención, ante escalamiento a 0.15g.

### V.2.6 Empujes sísmicos en condición pseudoestática

Se muestran la distribución de tensiones determinada a partir de análisis pseudoestático. En (a) se muestra el empuje pseudoestático combinado con el empuje activo y en (b) se muestra únicamente el pseudoestático (retirando el activo). Se muestran los gráficos para las secciones de análisis definidas en <u>Figura V-2</u>Figura V-2. Para el caso (a) se puede observar que la distribución en el corte presenta cierta concavidad en el Corte A, y va aumentando su magnitud a medida que se avanza en

hacia el interior del relleno, es decir hacia el Corte C, incrementando el valor de la resultante R. No obstante, revisando las resultantes que solo se deben al empuje sísmico pseudoestático del caso (b), se observa que éstas van disminuyendo en su magnitud a medida que se avanza hacia el interior del relleno. Tal como se mostró en V.2.4 y en V.2.5, la magnitud del empuje sísmico se encuentra en la región del Corte A. En este mismo sector, debe notarse que la distribución del empuje sísmico pseudoestático va aumentando su magnitud en forma monótona respecto de la profundidad, es decir, tiene una distribución triangular, tal como el empuje activo.



Figura V-14. Resultante ante sismo pseudoestático, para k<sub>h</sub>=0.1.



Figura V-15. Resultante ante sismo pseudoestático, para k<sub>h</sub>=0.15.

#### V.2.7 Empujes sísmicos en condición dinámica

Se muestran la distribución de tensiones del empuje sísmico determinado a partir de análisis dinámico y su variación en el tiempo. En (a) se muestra el empuje dinámico combinado con el empuje activo y en (b) se muestra únicamente el dinámico (retirando el activo). Ambas distribuciones se muestran para las secciones de análisis definidas en Figura V-2Figura V-2.

Se puede observar que la máxima resultante en todos los cortes analizados se alcanza en distintos tiempos. En particular, en el Corte A se alcanza el valor máximo en el mismo tiempo que se obtuvo los momentos flectores y cortes máximos (29.38 [s], ver Figura V-12Figura V-12 y Figura V-13Figura V-13).

Las distribuciones de tensión de empujes dinámicos y activos (a) y de solo empujes dinámicos (b) van aumentando en profundidad, en forma similar a la del empuje activo. Este comportamiento fue previamente observado por Al Atik y Sitar (2010) en sus comparaciones analíticas y experimentales, mediante sus ensayos centrífugos.

Nótese que la magnitud del empuje sísmico dinámico puro (b) alcanza valores máximos en el Corte A, disminuyendo al acercarse hacia el Corte C. Además, se observa que en el Corte A las tensiones sísmicas puras llegan a tener valores positivos a nivel superior, lo que no se observa en los Cortes B y C.

Existente una alta presencia de discontinuidades en las distribuciones de tensiones del Corte B, debido a la cercanía con el borde interior de la zapata.



Figura V-16. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.1g – Corte A.



Figura V-17. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.1g – Corte B.



Figura V-18. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.1g – Corte C.



Figura V-19. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.15g – Corte A.



Figura V-20. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.15g – Corte B.



Figura V-21. Distribución de tensiones horizontales de empuje dinámico y activo, escalamiento a 0.15g – Corte C.

## V.2.8 Resultantes y ubicación de empuje total en condición dinámica.

A partir de los gráficos descritos en V.2.7, se muestra en (a) la variación de la magnitud de la resultante del empuje total (activo y sísmico) determinado en condición dinámica, durante la duración de la excitación, y en (b) se muestra la variación de la ubicación de la resultante en la altura del muro, para cada sección definida en <u>Figura V-2</u>Figura  $\sqrt{-2}$ .

Comparando estas resultantes con las del empuje pseudoestático  $R_{pseudo}$  determinado mediante Plaxis, se puede observar que ambas van aumentando su magnitud en la medida que se avanza hacia el interior del muro (hacia Corte C), no obstante,  $R_{pseudo}$  lo hace con menor rapidez.

En las figuras también se incluye el valor analítico de empuje activo sísmico de Mononobe-Okabe (R<sub>MO</sub>). Todos los casos, este se encuentra por debajo del valor de empuje dinámico total. En particular en el Corte A, esto se explica mediante la influencia de la aceleración de todo el relleno por sobre la zapata, y en el caso del Corte C, debido al comportamiento de reposo del empuje del suelo en esa zona.

Nótese que, en todos los casos la ubicación de la resultante se encuentra muy cercana al primer tercio de la altura del muro.



Figura V-22. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte A.



Figura V-23. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte B.



Figura V-24. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte C.



Figura V-25. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte A.



Figura V-26. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte B.



Figura V-27. Resultante y ubicación del empuje total (activo y sísmico) durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte C.

## V.2.9 Resultantes y ubicación de empuje únicamente sísmico durante condición dinámica.

A partir de los gráficos descritos en V.2.7, se muestra en (a) las resultantes del empuje únicamente sísmico determinado en condición dinámica, y en (b) se muestra la variación de la ubicación de la resultante en la altura del muro, en ambos casos se considera únicamente la acción del empuje sísmico (retirando el empuje activo). Se muestra la información para cada sección definida en <u>Figura V-2</u>Figura V-2.

Comparando estas resultantes con las del empuje pseudoestático  $R_{pseudo}$  determinado mediante Plaxis (tal como en V.2.8), se puede observar que ambas van disminuyendo su magnitud en la medida que se avanza hacia el interior del muro (hacia Corte C), no obstante,  $R_{pseudo}$  lo hace con mayor rapidez.

En las figuras también se incluye el valor analítico de empuje únicamente sísmico de Mononobe-Okabe ( $R_{MO}$ ). En casos A y C, este se ajusta al máximo valor del empuje dinámico. Existe una desviación en Corte B, donde el grafico reporta una resultante menor al empuje analítico, aparentemente por la cercanía del borde interno de la zapata.

Nótese que la ubicación de la resultante del empuje únicamente sísmico, en los instantes en el que se alcanza la máxima resultante, se encuentra más bien cercana al primer tercio de la altura del muro, en todos los casos.



Figura V-28. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte A.



Figura V-29. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte B.


Figura V-30. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.1g – Corte C.



Figura V-31. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte A.



Figura V-32. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte B.



Figura V-33. Resultante y ubicación del empuje únicamente sísmico durante la excitación inducida, ante escalamiento a 0.15g – Corte C.

### V.2.10 Tensión en el sello de fundación y área en compresión

Se muestra la distribución de las tensiones en el sello de fundación, ante condición activa, pseudoestática y dinámica. El gráfico muestra con una línea delgada a la zona de la llave de corte.

Se muestran algunos valores no incluidos en el análisis, principalmente debido a su cercanía a las interfaces del modelo (ver IV.5.3), lo que genera concentraciones de tensiones y cuyos resultados se escapan de la tendencia general. Claramente se puede apreciar que en todas las condiciones el suelo bajo el sello siempre se encuentra en compresión. Además, se observa que existe una distribución de tensiones aproximadamente lineal a ambos lados de la llave de corte, no obstante, éstas no son necesariamente continuas. Del lado izquierdo existe una mayor concentración de tensiones.



Figura V-34. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación en el Caso Activo.



Figura V-35. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.1g.



Figura V-36. Distribución de tensiones verticales en el sello de fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.15g.

### V.2.11 Factor de seguridad a volcamiento.

Se determina la relación entre momentos resistentes y momentos volcantes recogiendo las respectivas fuerzas desde el modelo Plaxis de todo el entorno del cuerpo del muro, mediante herramienta "Cross Section", tal como si fuera un cuerpo rígido aislado (ver <u>Figura V-37Figura V-37</u>). Los valores obtenidos se muestran en <u>Tabla V-15</u>Tabla <u>V-15</u> y Tabla V-16Tabla V-16.



Figura V-37. Distribución de cargas recogidas de distintas secciones en Plaxis2D.

En análisis pseudoestático, las fuerzas sísmicas del muro de contención y del relleno que esta sobre la zapata son determinadas mediante la aceleración lateral inducida correspondiente ( $k_h$ =0.10g y  $k_h$ =0.15g). De igual forma, en el análisis dinámico las fuerzas sísmicas del muro de contención y del relleno son determinadas mediante la aceleración lateral máxima inducida durante el sismo. Estas aceleraciones son las mostradas en <u>Tabla V-11</u>Tabla V-11. La determinación del momento de las fuerzas sísmicas, y de sus respectivos momentos volcantes, se muestran en <u>Tabla V-17</u>Tabla V-17 y Tabla V-18Tabla V-18. Finalmente, con los datos obtenidos se obtiene la relación entre momentos volcantes y momentos resistentes. Los resultados se muestran en <u>Tabla V-19</u>Tabla V-19 y <u>Tabla</u> V-20<u>Tabla V-20</u>.

V Η Х у Posición Caso [m] [kN] [kN] [m] Activo 62.71 23.37 0.48 0.47 А Activo y Sísmico (Pseudoestático) 74.82 29.51 Activo y Sísmico (Dinámico) 77.81 24.03 0.48 -0.24 Activo 56.74 10.31 Activo y Sísmico (Pseudoestático) В 74.35 13.62 -0.24 Activo y Sísmico (Dinámico) 78.10 13.95 -0.24 Activo 249.30 61.55 3.23  $\mathbf{C}$ Activo y Sísmico (Pseudoestático) 263.50 125.00 3.14 Activo y Sísmico (Dinámico) 273.50 136.20 3.12

Tabla V-15. Cargas inducidas a muro de contención, ante escalamiento a 0.10g.

Tabla V-16. Cargas inducidas a muro de contención, ante escalamiento a 0.15g.

Posición	Caso	Н	V	Х	y [m] 0.48 0.46 0.48 -0.24 -0.24 -0.24 -0.24 3.23
	Caso	[kN]	[kN]	[m]	[m]
	Activo	62.71	23.37		0.48
А	Activo y Sísmico (Pseudoestático)	79.89	32.28		0.46
A A A B A A	Activo y Sísmico (Dinámico)	82.41	24.03		0.48
	Activo	56.74	10.31		-0.24
В	Activo y Sísmico (Pseudoestático)	87.65	16.09		-0.24
	Activo y Sísmico (Dinámico)	94.48	16.90		-0.24
	Activo	249.30	61.55		3.23
С	Activo y Sísmico (Pseudoestático)	276.60	156.40		3.12
	Activo y Sísmico (Dinámico)	287.80	167.90		3.10

	Peso P	$Y_{\text{Centroide}}$	Aceleración [g]		Fuerza F <sub>Sism_M</sub>	1 Sísmica <sub>Auro</sub> [kN]	Mom. Volcante M <sub>Volc_Muro</sub> [kN m]	
	[kN]	[m]	Pseudo.	Dinámico	Pseudo.	Dinámico	Pseudo.	Dinámico
Relleno	565.75	5.07	0.1	0.123	56.58	69.59	286.91	352.89
Zapata	100.00	0.40	0.1	0.079	10.00	7.90	4.00	3.16
Muro (Rect.)	65.25	5.15	0.1	0.122	6.53	7.96	33.60	41.00
Muro (Triang)	54.38	3.70	0.1	0.122	5.44	6.63	20.12	24.54
Llave de corte - Rect.	3.75	-0.25	0.1	0.122	0.38	0.46	-0.09	-0.11
Llave de corte - Triang.	3.13	-0.17	0.1	0.122	0.31	0.38	-0.05	-0.06
Total	792.26				79.23	92.92	344.48	421.42

Tabla V-17. Fuerzas sísmicas y Momento volcante inducidas por muro de contención en análisis pseudoestático y dinámico, ante escalamiento a 0.10g.

Tabla V-18. Fuerzas sísmicas y Momento volcante inducidas por muro de contención en análisis pseudoestático y dinámico, ante escalamiento a 0.15g.

	Peso P	$Y_{\text{Centroide}}$	Aceleración [g]		Fuerza Sísmica F <sub>Sism_Muro</sub> [kN]		Momento Volcante M <sub>Volc_Muro</sub> [kN m]	
	[kN]	[m]	Pseudo.	Dinámico	Pseudo.	Dinámico	Pseudo.	Dinámico
Relleno	565.75	5.07	0.15	0.185	84.86	104.66	430.36	530.78
Zapata	100.00	0.40	0.15	0.119	15.00	11.90	6.00	4.76
Muro (Rect.)	65.25	5.15	0.15	0.183	9.79	11.94	50.41	61.49
Muro (Triang)	54.38	3.70	0.15	0.183	8.16	9.95	30.18	36.82
Llave de corte - Rect.	3.75	-0.25	0.15	0.183	0.56	0.69	-0.14	-0.17
Llave de corte - Triang.	3.13	-0.17	0.15	0.183	0.47	0.57	-0.08	-0.10
Total	792.26				118.84	139.71	516.72	633.58

Caso	ΣΜ	[Resistentes[kN m]	m] $\Sigma M_{\text{Volcantes}} [kN m]$					
Caso	Peso propio	Fzas. Pasivas	Total	$M_{Volc\_Muro}$	$M_{Volc\_F\_activas}$	Total	гзу	
Activo	2240.19	16.46	2256.65	-	486.43	486.43	4.64	
Sísmico (Pseudo.)	2240.19	17.10	2257.28	344.48	188.77	533.25	4.23	
Sísmico (Din.)	2240.19	18.92	2259.10	421.42	157.28	578.69	3.90	

Tabla V-19. Relación entre momentos resistentes y momentos volcantes, ante escalamiento a 0.1g.

Tabla V-20. Relación entre momentos resistentes y momentos volcantes, ante escalamiento a 0.15g.

Caso	ΣΜ	Resistentes [kN m]		$\Sigma M_{Volcantes}$ [kN m]				
	Peso propio	Fzas. Pasivas	Total	$M_{Volc\_Muro}$	$M_{Volc\_F\_activas}$	Total	ΓSV	
Activo	2240.19	16.46	2256.65	-	486.43	486.43	4.64	
Sísmico (Pseudo.)	2240.19	15.37	2255.56	516.72	66.01	582.73	3.87	
Sísmico (Din.)	2240.19	17.05	2257.23	633.58	34.92	668.50	3.38	

## V.2.12 Factor de seguridad a deslizamiento.

Se determinan la relación entre fuerzas deslizantes y fuerzas resistentes mediante la medición de dos variables dentro del modelo Plaxis.

a) Mediante la relación de fuerzas inducidas al muro.

Se obtienen las fuerzas resistentes y deslizantes desde el entorno del muro de contención tal como si fuera un cuerpo rígido aislado. Los valores se muestran en <u>Tabla V-15</u> y <u>Tabla V-16</u> y <u>Tabla V-16</u>. Los resultados obtenidos se muestran en <u>Tabla V-21</u> y <u>Tabla V-21</u> y <u>Tabla V-22</u>.

b) Mediante la relación entre las tensiones en el sello de fundación.

Se obtienen las tensiones verticales efectivas y las tensiones de corte desde el modelo Plaxis en las secciones A y B de <u>Figura V-38</u>Figura V-38. El primer tramo (A) corresponde a la zona de la punta o talón del muro, a nivel inferior

de la llave de corte, por donde infiere que se desarrollará la falla en caso de deslizamiento del muro, tal como se muestra en Figura V-39Figura V-39, donde se muestra el campo de desplazamientos del suelo ante una carga lateral, y se observa que el suelo a la izquierda de la llave de corte se mueve en conjunto con ésta. El segundo tramo (B) se desarrolla en el sello de fundación. Los resultados se muestra en Figura V-40Figura V-40, Figura V-41Figura V-41 y Figura V-42Figura V-42. Los resultados se resumen en Tabla V-23Tabla V-23. Para hacer una comparación imparcial, en ambos casos se considera el coeficiente de

roce constante  $\mu$ =tan(2/3 $\phi$ ).

Tabla V-21. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación de fuerzas inducidas al muro (escalado a 0.1g).

Caso		$\Sigma F_{\text{Resisten}}$	tes		Σ	ESp		
Caso	P+V	$(P+V)\cdot tan(2/3\varphi)$	F <sub>Pasivas</sub>	Total	$F_{Sism\_Muro}$	Factivas	Total	150
Activo	887.49	395.13	119.45	514.58		249.30	249.30	2.06
Sísmico (Pseudo.)	960.39	427.59	149.17	576.76	79.23	263.50	342.73	1.68
Sísmico (Din.)	966.44	430.28	155.91	586.19	92.92	273.50	366.42	1.60

Tabla V-22. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación de fuerzas inducidas al muro (escalado a 0.15g).

Caso		$\Sigma F_{\text{Resistent}}$	es		$\Sigma F_{Desizantes}$			
	P+V	$(P+V)\cdot tan(2/3\varphi)$	F <sub>Pasivas</sub>	Total	$F_{Sism\_Muro}$	Factivas	Total	150
Activo	887.49	395.13	119.45	514.58		249.30	249.30	2.06
Sísmico (Pseudo.)	997.03	443.90	167.54	611.44	118.84	276.60	395.44	1.55
Sísmico (Din.)	1001.09	445.71	176.89	622.60	139.71	287.80	427.51	1.46

	FS	D[g]
	k <sub>h</sub> =0.1	$k_{h}\!\!=\!\!0.15$
En condición activa	2.01	2.01
En condición sísmica (Análisis Pseudoestático)	1.38	1.16
En condición sísmica (Análisis Dinámico)	1.36	1.16

Tabla V-23. Factor de seguridad a deslizamiento, determinado mediante la relación entre las tensiones en el sello de fundación.



Figura V-38. Secciones para análisis friccional de factor de seguridad a deslizamiento.



Figura V-39. Campo de desplazamiento para análisis pseudoestático k<sub>h</sub>=0.15.



Figura V-40. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de fundación, ante Caso Activo.



Figura V-41. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.1g.



Figura V-42. Determinación de factor de seguridad a deslizamiento en sello de fundación ante Caso Pseudoestático y Dinámico, escalamiento a 0.15g.

## V.2.13 Cinemática.

En las siguientes figuras se muestra el campo de deformaciones en condición activa, pseudoestática y dinámica. Las primeras muestran las deformaciones esperables. En el caso de la condición dinámica, se muestra desplazamiento vertical en los extremos (<u>Figura V-45</u>Figura V-45 y Figura V-47Figura V-47), cuya dimensión no alcanza a comprometer a los nodos adyacentes al muro de contención.



Figura V-43. Cinemática resultante ante condición estática (amplificada 200 veces).



Figura V-44. Cinemática resultante ante condición sísmica pseudoestática ante escalamiento a 0.1g (amplificada 100 veces).



Figura V-45. Cinemática resultante ante condición sísmica dinámica en t=29.38 [s] ante escalamiento a 0.1g (amplificada 100 veces).



Figura V-46. Cinemática resultante ante condición sísmica pseudoestática ante escalamiento a 0.15g (amplificada 100 veces).



Figura V-47. Cinemática resultante ante condición sísmica dinámica en t=29.38 [s] ante escalamiento a 0.15g (amplificada 100 veces).

#### V.3 Comentarios y resumen de resultados.

En todos los casos de análisis sísmicos hechos en Plaxis, los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico tiempo-historia arrojaron resultados mayores a los calculados mediante el análisis pseudoestático.

Los desplazamientos del muro calculado mediante Plaxis muestran valores de  $\Delta$ H/H del orden de 1.7·10<sup>-3</sup>. Este valor se encuentra, dentro de los márgenes indicados para este caso por DAS, B. (1·10<sup>-3</sup>) y por el Manual de Carreteras (2·10<sup>-3</sup>).

De las aceleraciones descritas en V.2.1, se puede observar que el conjunto Zapata – Muro – Relleno, efectivamente se comportan como un cuerpo rígido durante la excitación dinámica, alcanzando ambos un máximo valor de aceleración al mismo tiempo (en este caso de  $\approx 25.1$  [s]), conforme con la hipótesis analítica.

La magnitud del empuje activo determinado analíticamente es coherente con los valores determinado mediante Plaxis, en particular para región entorno al Corte A. Al avanzar hacia los cortes B y C, comienza la influencia del estado de reposo del suelo, aumentando la magnitud del empuje. De manera opuesta los empujes sísmicos van disminuyendo al avanzar hacia los Cortes B y C. El incremento del empuje del suelo hacia el interior del muro infiere en el cálculo de su factor de seguridad a volcamiento, que en el caso estático (es decir, solo considerando empuje activo) hace disminuir su valor hasta casi la mitad del valor analítico calculado. Un análisis similar se puede extrapolar para el factor de seguridad de deslizamiento.

Por otro lado, se puede observar que, en todos los cortes analizados, la distribución de sus tensiones sísmicas va aumentando en profundidad (ver <u>Figura V-16</u>Figura V-16 a Figura V-21Figura V-21), en contraste con la hipótesis analítica generalmente

empleada, que describe una distribución tipo triangulo invertido. Es por esta razón que al revisar los momentos flectores en el muro durante la excitación sísmica (ver V.2.5), estos se encuentran muy por debajo de los valores analíticos determinados. En V.2.8 y V.2.9 se exponen gráficos donde se muestra la ubicación de la resultante de empujes para cada corte analizado. Los valores analíticos calculados para el factor de seguridad a volcamiento en el caso sísmico resultan muy conservadores, ya que éstos también son calculados considerando que estas tensiones se distribuyen como un triángulo invertido (actuando a una altura de 0.6H), discrepando de los valores determinados mediante Plaxis. Esto es concordante con los estudios de Al Atik y Sitar (2010).

Otra cosa importante de revisar en V.2.5 es el valor de corte y momento al finalizar el análisis dinámico, cuyos valores son hasta un 40% superiores antes de la excitación. Este comportamiento ya fue observado por Al Atik y Sitar (2010) en sus ensayos experimentales y cálculos analíticos, atribuyéndolos a la densificación del suelo contenido por el muro. Ciertamente esta condición y el valor de la variación, es muy importante de abordar en un contexto de refuerzo o peraltamiento del sistema de contención.

Los resultados analíticos de las tensiones sísmicas inducidas en el sello resultan ser conservadores, no obstante, es importante notar que el diente en el sello de fundación impone una importante concentración de tensiones.

Para los cálculos descritos, se debe tener presente que se usaron los máximos empujes obtenidos en cada corte analizado, no obstante, estos ocurrieron en distintos tiempos durante la duración de la excitación dinámica. En las siguientes tablas se resumen los resultados más importantes descritos en V.1 y V.2, en condiciones estáticas y sísmicas.

					k <sub>h</sub> =0.1	
Parámetros		(	- 		Pla	axis
Faraniet	105	(	280	Plaxis   Plaxis   Plaxis   Plaxis   Analítico $(máx.)$ Pseudoestático   (máx.) Pseudoestático   -154.15 -195.91 -195.91   -192.12 -250.56 -236.86   -184.54 -249.97 -249.97   -229.99 -278.86 -263.46   -184.54 -310.34 -310.34   -229.99 -252.20 -313.78   161.21 119.45 119.45   119.45 119.45 119.45   219.73 155.91 149.17   -364.14 -342.48 -342.48   -822.64 -490.76 -452.05   -136.55 -158.13 -158.13   -244.66 -218.26 -205.97   0.10 0.102 0.100   0.100 0.123 0.100   0.100 0.123 0.100   0.100 0.123 0.100   0.101 0.120	Pseudoestático	
	<b>C</b> ( <b>A</b>	Activo		-154.15	-195.91	-195.91
	Corte A	Activo y	Sísmico	-192.12	-250.56	-236.86
Empuje activo	Conto D	Activo		-184.54	-249.97	-249.97
([kN])	Corte B	Activo y Sísmico		-229.99	-278.86	-263.46
	a	Activo		-184.54	-310.34	-310.34
	Corte C	Activo y Sísmico		-229.99	-352.20	-313.78
Empuie Pasivo total ([kN])		Activo		161.21	119.45	119.45
Empuje Pasivo	iotal ([KIN])	Activo y	Sísmico	219.73	155.91	149.17
Momento flector en muro (M [kN m])		Activo		-364.14	-342.48	-342.48
		Activo y Sísmico		-822.64	-490.76	-452.05
Corte en muro (V [kN])		Activo		-136.55	-158.13	-158.13
		Activo y	Sísmico	-244.66	-218.26	-205.97
		Muro		0.10	0.122	0.100
(aceleración má	nco Cs xima [9])	Zapata		0.10	0.079	0.100
(decleración ma	Aiiia, [5])	Relleno		0.10	0.123	0.100
Factor de seguri	dad a	Activo		8.23	4.51	4.51
volcamiento (FS	Sv)	Activo y	Sísmico	2.81	4.34	4.10
		Activo	Método a)	2.93	2.06	2.06
Factor de seguri	dad a	Activo	Método b)	2.93	2.01	2.01
deslizamiento (I	FS <sub>D</sub> )	Activo y	Método a)	1.96	1.60	1.68
		Sísmico	Método b)	1.96	1.36	1.38
Tensión máxima	a en el	Activo		209.48	253.80	253.80
sello de fundacio	ón ([kPa])	Activo y	Sísmico	347.11	333.77	312.52
Desplazamiento	s relativos	Activo		-	-0.015	-0.015
(Drift [m])		Solo sísm	ico	-	-0.024	-0.022
Áras comprimie	lo	Activo		100%	100%	100%
Area comprime	ia	Activo y	Sísmico	99.90%	100%	100%

Tabla V-24. Resumen de resultados, ante escalamiento a 0.1g.

					kh=0.15		
Dorám	trog	(	-		P	axis	
Falank	21108	(	_asu	Analítico	Dinámico	Desado astático	
					(máx.)	xis Pseudoestático -195.91 -261.39 -249.97 -274.47 -310.34 -326.79 119.45 167.54 -342.48 -519.43 -158.13 -233.45 0.15	
Corte A		Activo		-154.15	-195.91	-195.91	
	Corte A	Activo y S	Sísmico	-214.41	-277.43	-261.39	
Empuje activo	Carta D	Activo		-184.54	-249.97	-249.97	
([kN])	Corte B	Activo y S	Sísmico	-256.67	-296.26	-274.47	
	Contro C	Activo		-184.54	-310.34	-310.34	
	Corte C	Activo y S	Sísmico	-256.67	-377.49	-326.79	
Emmis Desire	4 a 4 a 1 ([]-N]])	Activo		161.21	119.45	119.45	
Empuje Pasivo	total ([KN])	Activo y S	Sísmico	255.41	176.89	167.54	
Momento flector en muro (M [kN m])		Activo		-364.14	-342.48	-342.48	
		Activo y Sísmico		-1069.79	-568.91	-519.43	
		Activo		-136.55	-158.13	-158.13	
Conte en muro	(	Activo y S	Sísmico	-302.61	-248.18	-233.45	
	· c	Muro		0.15	0.183	0.15	
(aceleración ma	mico Cs áxima [g])	Zapata		0.15	0.119	0.15	
(decleración ma	ixiina, [5] <i>)</i>	Re	elleno	0.15	0.185	119.45 167.54 -342.48 -519.43 -158.13 -233.45 0.15 0.15 0.15 4.51 3.74 2.06 2.01 1.55 1.16	
Factor de segur	idad a	Activo		8.23	4.51	4.51	
volcamiento (F	Sv)	Activo y S	Sísmico	2.09	3.94	3.74	
	• 1 1	Activo	Método a)	2.93	2.06	2.06	
factor de segur	idad a (FS <sub>D</sub> )	Activo	Método b)	2.93	2.01	2.01	
destizamento (	100)	Activo y	Método a)	1.72	1.46	1.55	
		Sísmico	Método b)	1.72	1.16	1.16	
Tensión máxim	a en el sello	Activo		209.48	253.80	253.80	
de fundación ([	kPa])	Activo y S	Sísmico	438.47	382.04	348.85	
Desplazamiente	os relativos	Activo		-	-0.015	-0.015	
(Drift [m])		Solo sísm	ico	-	-0.030	-0.026	
Área comprimi	da	Activo		100%	100%	100%	
Alea comprimi	ua	Activo y S	Sísmico	79.90%	100%	100%	

Tabla V-25. Resumen de resultados, ante escalamiento a 0.15g.

### VI. CONCLUSIONES

Se presenta un caso de análisis de un muro de contención, estructurado con dimensiones de un proyecto real, considerando al suelo mediante un comportamiento no lineal e incluyendo su endurecimiento, ante una excitación sísmica pseudoestática y también ante una excitación dinámica de tipo tiempo historia, determinada mediante método de elementos finitos, y mediante métodos convencionales.

Las aceleraciones determinadas mediante el análisis computacional sísmico dinámico en el muro de contención, en la zapata y en el relleno sobre ésta, son congruentes con los valores usados en el análisis analítico.

Se determinan los valores de los empujes puramente activos, es decir sin cargas sísmicas, mediante un modelo computacional en distintas secciones (cortes). Ésta se acerca más al valor analítico en la sección más cercana al muro, y con diferencias hasta un 30% superiores respecto en las secciones más alejadas. Se puede observar también que existe congruencia en el valor de ubicación de sus resultantes, aproximadamente en a 1/3 de la altura (ver Figura V-10 Figura V-10 y Figura V-11Figura V-11). El análisis dinámico del modelo computacional también permitió comparar este empuje al final de la excitación dinámica inducida (ver V.2.4), llegando nuevamente al reposo, donde también se observa una diferencia de respecto de los valores iniciales, aparentemente debido a la densificación del suelo, en congruencia con los estudios de Al Atik y Sitar (2010). Este aspecto es muy importante ante la necesidad de reforzamiento, peraltamiento o reparación de muros de contención existentes. Los análisis descritos en el presente documento indican que este valor de magnitud puede llegar a ser hasta un 40% superiores a las tensiones antes del sismo.

De acuerdo con los datos obtenidos, los empujes estáticos en el suelo en los distintos cortes estudiados van incrementando su magnitud a medida que se van adentrado hacia el suelo contenido, desarrollando su empuje hacia la condición de reposo.

La magnitud del empuje pasivo total (es decir, el empuje movilizado frente al muro y frente a llave de corte) resulta estar sobrestimada en los cálculos analíticos, aun considerando solo una participación de un 33% de su magnitud. Es decir, los valores obtenidos desde análisis computacional resultaron ser solo 70% de los determinados mediante el análisis analítico, tanto en caso activo como en el caso sísmico (ver <u>Tabla V-15</u> Tabla V-15 y <u>Tabla V-16</u> Tabla V-16).

Esta variación del empuje y la magnitud del empuje pasivo infiere directamente en los resultados del factor de seguridad a deslizamiento, cuyos valores obtenidos mediante el modelo computacional son menores.

El análisis dinámico tipo tiempo-historia, ubica la resultante del empuje sísmico activo en la vecindad a 1/3 de la altura, al igual que en el análisis pseudoestático, a diferencia de la practica analítica, en la cual se ubica a 2/3 de la altura, o 0.6H (ver V.2.8).

No obstante, los resultados del factor de seguridad a volcamiento en condición estática en modelo computacional resultaron ser menores a los determinados mediante modelo analítico, debido a la influencia de los altos valores de empuje activo y del desarrollo del empuje en reposo. Por otro lado, los resultados del factor de seguridad a volcamiento en condición sísmica en modelo computacional resultaron ser mayores a los determinados mediante modelo analítico, debido principalmente a la consideración de ubicación de la resultante del empuje sísmico.

Para complementar la discusión anterior, se recurre a la revisión de resultados obtenidos directamente desde los nodos ubicados en el punto de observación P (ver Figura V-1Figura V-1), situado en la base del muro de contención (hormigón, modelado mediante un comportamiento elástico) obteniendo medidas más representativas de los esfuerzos de corte que el muro debe sustentar. En el caso estático (solo empuje activo), el corte obtenido mediante el análisis computacional es hasta un 16% mayor respecto de los obtenidos analíticamente.

Acerca del corte en el caso sísmico, también en el punto P de observación, se determina que los valores determinados por el modelo computacional son hasta 20% menores a los calculados analíticamente.

Los valores de los momentos flectores calculados mediante método computacional resultan ser casi 50% menores que los calculados analíticamente. Esta diferencia está claramente influenciada por la ubicación del punto de aplicación del empuje, ya que como se puede observar en Figura V-22Figura V-22 a Figura V-27Figura V-27, la resultante tiende a permanecer a un tercio de la altura.

Las tensiones inducidas al sello de fundación ante la acción del empuje activo, obtenidas mediante modelo computacional, resultaron ser mayores a lo determinado mediante el método analítico. Las tensiones en el sello de fundación en condición sísmica resultan menores a las calculadas analíticamente. Se observa que el área comprimida en el sello de fundación, en el caso de análisis de  $k_h$ =0.15 es de un 100%, no obstante, según método analítico se espera área en compresión de 80%. Ambas condiciones están influenciadas por las propiedades elásticas del sello de fundación y por el diente en la zapata de la fundación (ver V.2.10).

Los cálculos presentados consideraron los máximos empujes obtenidos en cada corte analizado, no obstante, estos ocurrieron en distintos tiempos durante la duración de la excitación dinámica. Es necesario mayor investigación con otros tipos de suelo y otros registros sísmicos para consolidar una combinatoria representativa de la respuesta del suelo ante la excitación dinámica completa.

Es importante volcar estas investigaciones dentro de la normativa nacional, en virtud de la importancia de una estructuración flexible en muros de contención ante la optimización de los recursos dentro de un proyecto.

Es muy importante incluir en el proceso de diseño a la perspectiva del comportamiento elasto-plástico del suelo, para percibir con mayor sensibilidad las condiciones de borde de la etapa de diseño.

Las conclusiones deben entenderse dentro del contexto del muro del caso de estudio, tipo de suelo y sismo considerado. Se recomienda complementar estos resultados en futuras investigaciones que abarquen otros tipos de suelos y registros sísmicos que representen la zonificación sísmica de nuestra normativa, de manera de poder robustecer y detallar el comportamiento diseño de obras de contención en nuestro país ante nuevas tecnologías.

### **BIBLIOGRAFIA**

ACUÑA, M. et al (2012) Informe de Exposición de Estructuras de Contención. *Tecnólogo en Obras Civiles, Servicio Nacional de Aprendizaje, Centro de Desarrollo Empresarial y Agroindustrial*. Bogotá, Colombia.

AL ATIK, L. Y SITAR N. (2010) Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering © ASCE / October 2010

BENTLEY SYSTEMS, Plaxis Soilvision Wiki,

https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvisionwiki/41123/plaxis.

CALAVERA, J. (1989) *Muros De Contención y Muros De Sótano*. Intemac Ediciones, Madrid.

CORPORACIÓN DE DESARROLLO TECNOLÓGICO CÁMARA CHILENA DE CONSTRUCCIÓN (2002) Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible. CDT, Santiago.

COULOMB, C. (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture. *Mémoires de l'Academie Royale pres Divers Savants*, Vol. 7

JOURNAL ARCHITETTURA DI PIETRA (2011) Emplecton Walls. http://www.architetturadipietra.it/wp/?p=4831

KRAMER, S. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, New Jersey.

KULHAWY, F. H. (1990) *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Cornell University, Geotechnical Engineering Group, Hollister Hall, Ithaca, New York.

LLC NIP Informatika Socio Bentley Systems Rusia. https://www.plaxis.ru/company/about\_nip/company-profile/ M. DAS, B. (2011) *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cencage Learning Editores, Santa Fe, México D.F.

MONONOBE, N. Y MATSUO, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. *Proceedings of World Engineering Congress*, Vol. 9. (pp. 177-185).

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS (2019) Manual De Carreteras, Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño. Santiago, Chile.

SITAR N. Y WAGNER N. (2015) On Seismic Response of Stiff and Flexible Retaining Structures. *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Christchurch, New Zealand.

OKABE, S. (1926). General theory of earth pressures. *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*.

PLAXIS CONNECT Material Models Manual, Edition v20.

RANKINE, W. (1857) On the Stability of Loose Earth Rankine. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147.

RICHARDS, R, Y ELMS, D.G. (1979) Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT4), 449-464.

PEÑA, C. (2018) *Muros de Contención Mediante la Utilización de Neumáticos Desechados para Alturas Menores*. Memoria de Titulo Constructor Civil, Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa Maria, Valparaíso, Chile.

RUMPUS.RU (2015) *New Grandge: El montículo de hadas en Irlanda*. https://rumpus.ru/turizm/nyugrejndzh-kurgan-fej-v-irlandii/

WESTERGAARD H. M. (1931) *Water Pressures on Dams during Earthquakes*, ASCE Transactions, pp. 418-433, November 1931

WHITMAN, R.V. Y LIAO, S. (1985). Seismic Design of Gravity Retaining Walls. *Miscellaneous Paper GL-85-1. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.* Vicksburg, Mississippi.

WONG, C.P. (1982). Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls. *S.M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology*. Cambridge, Massachusetts

# **ANEXOS**

# ANEXO A: CÁLCULOS ANALÍTICOS

## A.1 BASES DE CALCULO

• Hormigón Estructural

 $\gamma_h=25 [kN/m^3]$  Peso unitario hormigón armado.

• Suelo

$\gamma_r = 19 [kN/m^3]$	Peso unitario suelo.
φ=36°	Angulo de fricción interna suelo (relleno estructural).
$\delta = 1/2 \cdot \phi$	Angulo de fricción ficticio movilizado.

• Condiciones sísmicas

k<sub>h</sub>=0.1 y 0.15 *Coeficiente sísmico, de acuerdo con caso de análisis.* 

# **A.2 DATOS INICIALES**

## A.2.1 Geometría

e <sub>s</sub> =0.3[m]	Espesor superior	
e <sub>i</sub> =0.8[m]	Espesor inferior	
B=5[m]	Largo zapata	
b=1[m]	Distancia entre "O" y llave de corte	
e <sub>f</sub> =0.8[m]	Espesor zapata	
hr=0.5m	Altura suelo	
H <sub>m</sub> =8.7[m]	Altura muro	
H <sub>r</sub> =8.5[m]	Altura de relleno	
h <sub>d</sub> =0.5[m]	Altura llave de corte	
d <sub>2</sub> =0.3[m]	Espesor de cuña	Ğ.
d <sub>3</sub> =0.5[m]	Espesor de cuña	2
i=0°	Angulo del relleno	
β'=3.29°	Angulo interior del muro	

H<sub>ri</sub>=0[m] Altura de relleno inclinado

H=9.3[m] Altura total



# A.2.2 Coeficientes de empuje

Se determinan de acuerdo con teoría de Coulomb

$$\begin{aligned} k_{o}=1-\sin(\phi)=0.41 & Coeficiente de empuje en Reposo \\ & \theta=\operatorname{atan}(k_{h}) \\ & \theta=5.71^{\circ} \operatorname{Para} k_{h}=0.1 \\ & \theta=8.53^{\circ} \operatorname{Para} k_{h}=0.15 & Angulo de empuje sísmico \\ & k_{a}=\left(\frac{1}{\cos(\beta)}\cdot\sin(\beta-\phi) \\ & \sqrt{\cos(\beta+\delta)}+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-i)}{\cos(\beta-i)}}\right)^{2} \cdot\cos(\beta)=0.236 & Coeficiente de empuje activo \\ & k_{p}=\frac{1}{k_{a}}=4.23 & Coeficiente de empuje pasivo \\ & k_{ac}=\left(\frac{(\cos(\phi-\theta-\beta))^{2}}{\cos(\theta)\cdot(\cos(\beta))^{2}\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta)}}\right)^{2}}\right) \cdot\cos(\beta) & Coeficiente de empuje sísmico \\ & k_{ac}=0.294 \operatorname{Para} k_{h}=0.1 \\ & k_{ac}=0.328 \operatorname{Para} k_{h}=0.15 & Coeficiente de empuje sísmico \\ & \Delta k_{a}=0.09 \operatorname{Para} k_{h}=0.15 & Coeficiente de empuje sísmico \\ & \Delta k_{a}=0.09 \operatorname{Para} k_{h}=0.15 & Coeficiente de empuje sísmico \\ & \alpha tivo & \alpha tivo & \alpha tivo \\ & \alpha tivo & \alpha tivo & \alpha tivo & \alpha tivo \\ & \alpha tivo & \alpha tivo$$

## A.3 CALCULO DE SOLICITACIONES

Se muestran las fuerzas verticales y laterales presentes en el muro.

- El análisis de giro se realiza desde el punto "O".
- Se determinan los cortes y momentos flectores en el muro, en el punto "P".



## A.3.1 Peso propio de muro y coordenadas centroide.

Se determinan los pesos y el centro de gravedad del muro de contención. Se incluye el muro,

zapata y llave de corte.

Descripción	Peso	Peso Coordenadas Centr	
	[kN]	X [m]	Y [m]
Peso muro (rectangular)	65.25	1.15	5.15
Peso muro (triangular)	54.38	1.47	3.70
Zapata	100.00	2.50	0.40
Diente (rectangular)	3.75	1.15	-0.25
Diente (triangular)	3.13	1.47	-0.17
Total	P <sub>M</sub> [kN]	<b>X</b> M [ <b>m</b> ]	<b>у</b> м [ <b>m</b> ]
	226.50	1.83	2.54

Entonces, para el muro completo:

$$M_{M}^{(O)} = P_{M} \cdot x_{M} = 413.68 [kN \cdot m]$$
  
 $M_{M}^{(G)} = P_{M} \cdot \left(\frac{B}{2} - x_{M}\right) = 152.57 [kN \cdot m]$ 

Momento con respecto al punto "O" de la fundación Momento con respecto al centro geométrico de la zapata del muro

## A.3.2 Peso propio de suelo y coordenadas centroide.

Se determinan los pesos y el centro de gravedad del suelo de relleno sobre la zapata.

Dogoringián	Peso	Coordenadas centroide	
Descripcion	[kN]	X [m]	Y [m]
Relleno (rectangular)	516.80	3.40	5.05
Relleno (triangular)	39.45	1.64	6.47
Relleno inclinado (triangular)	0.00	3.77	9.30
Relleno pasivo	9.50	0.50	0.43
Total	$P_R[kN]$	$x_R[m]$	<b>y</b> <sub>R</sub> [ <b>m</b> ]
10(a)	565.75	3.23	5.07

Entonces, para el relleno completo:

$$M_{R}^{(O)} = P_{R} \cdot x_{R} = 1826.45 [kN \cdot m]$$
$$M_{M}^{(G)} = P_{M} \cdot \left(\frac{B}{2} - x_{M}\right) = -412.08 [kN \cdot m]$$

Momento con respecto al punto "O" de la fundación Momento con respecto al centro geométrico de la zapata del muro

# A.3.3 Empujes del suelo estáticos y puntos de aplicación.

• Empuje activo

$$\begin{split} & E_{A} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{r} \cdot H^{2} \cdot k_{a} \cdot \cos(\delta) = 184.54 [kN] & Proyección horizontal de empuje activo. \\ & T_{A} = E_{A} \cdot \tan(\delta) = 59.96 [kN] & Proyección vertical de empuje activo. \\ & y_{A} = \frac{H}{3} = 3.10 [m] & Punto de aplicación de empuje activo. \\ & M_{A}^{(O)} = E_{A} \cdot y_{A} - T_{A} \cdot B = 272.27 [kN \cdot m] & Momento con respecto al vértice "O" de la fundación. \\ & M_{A}^{(G)} = E_{A} \cdot y_{A} - T_{A} \cdot \frac{B}{2} = 422.17 [kN \cdot m] & Momento con respecto al centro geométrico de la zapata. \end{split}$$

#### A.3.4 Cargas laterales y puntos de aplicación.

• Empujes sísmicos.

y<sub>SIS</sub>=0.6H=5.58[m]  $E_{SIS.MO} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{r} \cdot H^{2} \cdot \Delta k_{a} \cdot \cos(\delta)$  $E_{SIS MO} = 45.45 [kN] para k_h = 0.1$  $E_{SIS MO} = 72.14$  [kN] para k<sub>h</sub>=0.15  $T_{SIS,MO} = E_{SIS,MO} \cdot tan(\delta)$ T<sub>SIS.MO</sub>=14.77[kN] para k<sub>h</sub>=0.1  $T_{SIS MO} = 23.44$ [kN] para k<sub>h</sub>=0.15  $M_{SIS.MO}^{(O)} = E_{SIS.MO} \cdot y_{SIS.MO} \cdot T_{SIS.MO} \cdot B$  $M_{SIS.MO}^{(O)}$ =179.76[kN·m] para k<sub>h</sub>=0.1 la fundación.  $M_{SIS MO}^{(O)} = 285.33 [kN \cdot m]$  para k<sub>h</sub>=0.15  $M_{SIS.MO}^{(G)} = E_{SIS.MO} \cdot y_{SIS.MO} \cdot T_{SIS.MO} \cdot \frac{B}{2}$  $M_{SIS,MO}^{(G)}$ =216.68[kNm] para k<sub>h</sub>=0.1  $M_{SIS MO}^{(G)} = 343.93 [kNm] para k_h = 0.15$ 

Fuerzas inerciales. •

 $P_{SISM} = k_h \cdot P_M$  $P_{SIS.M} = 22.65 [kN]$  para k<sub>h</sub>=0.1  $P_{SIS M} = 33.98 [kN]$  para k<sub>h</sub>=0.15  $M_{SIS.M} = P_{SIS.M} \cdot y_M$  $M_{SIS M} = 56.57 [kN]$  para k<sub>h</sub>=0.1  $M_{SIS,M}$ =86.37[kN] para k<sub>h</sub>=0.15  $P_{SIS.R} = k_h \cdot P_M$  $P_{SIS R} = 56.57 [kN]$  para k<sub>h</sub>=0.1 P<sub>SIS.R</sub>=84.86[kN] para k<sub>h</sub>=0.15  $M_{SIS.R} = P_{SIS.R} \cdot y_R$ M<sub>SIS.R</sub>=286.90[kN] para k<sub>h</sub>=0.1 M<sub>SIS.R</sub>=430.36[kN] para k<sub>h</sub>=0.15 Punto de aplicación del empuje.

Proyección horizontal del empuje.

Proyección vertical del empuje.

Momento con respecto al vértice "O" de

Momento con respecto al centro geométrico de la losa de fundación.

Fuerza sísmica muro.

Momento con respecto al vértice "O" de la fundación.

Fuerza sísmica del relleno.

Momento con respecto al vértice "O" de la fundación.
# A.4 VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.

#### A.4.1 Fuerzas en el sello de fundación

Las fuerzas que actúan en el sello de fundación se determinan como se muestra en las siguientes tablas.

	Carga Axial			
Condición estática	$N=P_M+P_R+T_A$	=	852.21	[kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$N_{0.1} = P_M + P_R + T_A + T_{SIS.MO}$	=	866.97	[kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$N_{0.15} = P_M + P_R + T_A + T_{SIS.MO}$	=	875.65	[kN]

	Momento Flector	
Condición estática	$M = M_{M}^{(G)} + M_{R}^{(G)} + M_{A}^{(G)}$	= 162.65 [kN·m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$M_{0.1} = M_M^{(G)} + M_R^{(G)} + M_A^{(G)} + M_{SIS.M} + M_{SIS.R} + M_{SIS.MO}^{(G)}$	= 723.81 [kN·m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$M_{0.15} = M_M^{(G)} + M_R^{(G)} + M_A^{(G)} + M_{SIS.M} + M_{SIS.R} + M_{SIS.MO}^{(G)}$	$= 1023.3 [kN \cdot m]$

E	Excentricidad			
Condición estática	e=N/M	=	0.19	[m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$e_{0.1}{=}N_{0.1}/M_{0.1}$	=	0.83	[m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$e_{0.15} = N_{0.15}/M_{0.15}$	=	1.17	[m]

## A.4.2 Área en compresión en el sello de fundación.

Se determina como.

$$L_{C} = \begin{cases} B, & e < \frac{B}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{B}{2} \cdot e\right), & e \ge \frac{B}{6} \end{cases}$$

Entonces, se tiene.

Área en compresión		
	L <sub>C</sub> [m]	$L_C/B$
Condición estática	5	100%
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	4.90	99.9%
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	3.84	79.9%

#### A.4.3 Tensión en el sello de fundación.

Se determina como.

$$\sigma_{O} = \begin{cases} \frac{2 \cdot N}{L_{C}}, & e \ge \frac{B}{6} \\ \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right), & e < \frac{B}{6} \end{cases} \qquad \qquad \sigma_{B} = \begin{cases} 0, & e \ge \frac{B}{6} \\ \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right), & e < \frac{B}{6} \end{cases}$$

Entonces, se tiene.

Tensiones en el sello de fundación			
	σ <sub>O</sub> [kPa]	σ <sub>B</sub> [kPa]	
Condición estática	209.48	131.41	
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	347.11	0	
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	438.47	0	

Se determina además la tensión a nivel de la llave de corte (diente) ubicada en el sello de fundación.

Tensiones en el sello de fundación en x=1[m]		
(llave de corte)		
	σ <sub>K</sub> [kPa]	
Condición estática	193.86	
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	277.62	
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	328.69	

# A.4.4 Factor de seguridad a deslizamiento.

#### A.4.4.1 Empuje Pasivo

F=33%Porcentaje de participación de empuje  
pasivo.
$$E_{PP}=F\cdot \left(\frac{1}{2}\cdot\gamma_r\cdot(e_f+h_r)^2\cdot k_p\right)=22.44[kN]$$
Empuje pasivo triangular (frente a muro) $E_{PR}=F\cdot (\sigma_K\cdot h_d\cdot k_p)$ Empuje pasivo rectangular, frente a  
diente (en función de  $\sigma_K$ ). $E_{PT}=F\cdot \left(\frac{1}{2}\cdot\gamma_r\cdot h_d^2\cdot k_p\right)=3.32[kN]$ Empuje pasivo triangular, frente a  
diente.

La carga resultante del empuje pasivo se resume en la siguiente tabla.

F	uerzas resistentes tota	ales		
Condición estática	Ep=Epp+Epr+Ept	=	161.21	[kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	E <sub>P</sub> =E <sub>PP</sub> +E <sub>PR</sub> +E <sub>PT</sub>	=	219.73	[kN]
Condición sísmica para kh=0.15	Ep=Epp+Epr+Ept	=	255.41	[kN]

### A.4.2 Resultados

Se determinan las fuerzas resistentes y deslizantes para cada caso.

	Fuerzas resistentes totales		
Condición estática	$(P_M+P_R+T_A)\cdot tan(2/3\phi)+E_P$	= 540.63	[kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$(P_M+P_R+T_A+T_{SIS.MO})\cdot tan(2/3\phi)+E_P$	= 608.61	[kN]
Condición sísmica para kh=0.15	$(P_M+P_R+T_A+T_{SIS.MO})\cdot tan(2/3\phi)+E_P$	= 645.27	[kN]

	Fuerzas deslizantes totales	
Condición estática	E <sub>A</sub>	= 184.54 [kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	EA+PSIS.M+PSIS.R+ESIS.MO	= 309.21 [kN]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$E_A \!\!+\! P_{SIS.M} \!\!+\! P_{SIS.R} \!\!+\! E_{SIS.MO}$	= 375.51 [kN]

Factor de seguridad a deslizamiento				
Condición estática	Fresist/Fdesl =	= 2.93		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	F <sub>RESIST</sub> /F <sub>DESL</sub> =	= 1.96		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	F <sub>resist</sub> /F <sub>desl</sub> =	= 1.72		

# A.4.4 Factor de seguridad a volcamiento.

Momentos resistentes totales				
Condición estática	$M_M^{(O)} + M_R^{(O)} + M_P = 2240.13$	[kN·m]		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$M_{M}^{(O)} + M_{R}^{(O)} + M_{P} = 2240.13$	[kN·m]		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$M_{M}^{(O)} + M_{R}^{(O)} + M_{P} = 2240.13$	[kN·m]		

Se determinan los momentos resistentes y volcantes para cada caso.

	Momentos volcantes totales			
Condición estática	$M_A^{(O)}$	=	272.27	[kN·m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	$M_A^{(O)} + M_{SIS.M} + M_{SIS.R} + M_{SIS.MO}^{(O)}$	=	796.51	[kN·m]
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	$M_A^{(O)} + M_{SIS.M} + M_{SIS.R} + M_{SIS.MO}^{(O)}$	=	1074.32	[kN·m]

Factor de seguridad a volcamiento				
Condición estática	M <sub>RESIST</sub> /M <sub>VOLC</sub>	= 8.23		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.1	M <sub>RESIST</sub> /M <sub>VOLC</sub>	= 2.81		
Condición sísmica para k <sub>h</sub> =0.15	M <sub>RESIST</sub> /M <sub>VOLC</sub>	= 2.09		

#### A.5 CORTE Y MOMENTO FLECTOR EN MURO

Se determinan los cortes y solicitaciones para determinar el momento flector M y el corte V en el punto "P".



Se obtienen los siguientes resultados:

	Momento	k <sub>h</sub> =0.1	k <sub>h</sub> =0.15	
Ante empuje activo	MA	-364.14	-364.14	[kN·m]
Ante empuje sísmico del suelo	M <sub>SIS.MO</sub>	-205.14	-325.61	[kN·m]
Ante sismo inercial del muro	$M_{SIS.M}$	-38.42	-57.63	[kN·m]
Ante sismo inercial del relleno	M <sub>SIS.M</sub>	-214.94	-322.41	[kN·m]
Total	Μ	-822.64	-1069.79	[kN·m]
	Corte	$k_{h}\!=\!0.1$	$k_{h}\!=\!0.15$	
Ante empuje activo	$V_{A}$	-136.55	-136.55	[kN]
Ante empuje sísmico del sue	lo V <sub>SIS.MO</sub>	-44.56	-70.73	[kN]
Ante sismo inercial del muro	V <sub>SIS.M</sub>	-10.98	-16.47	[kN]
Ante sismo inercial del reller	no V <sub>SIS.M</sub>	-52.57	-78.86	[kN]
Total	V	-244.66	-302.61	[kN]