

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR UN
SISMO EN UN DEPÓSITO DE DESMONTE MEDIANTE MÉTODOS EMPÍRICOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORAS:

María del Pilar Lucas Agreda

Melisa Betzabé Rojas Gala

ASESOR:

Jeferson Ever Menacho Caso

Lima, setiembre del 2023

Informe de Similitud

Yo, Jeferson Ever Menacho Caso docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR UN SISMO EN UN DEPÓSITO DE DESMONTE MEDIANTE MÉTODOS EMPÍRICOS” de las autoras María del Pilar Lucas Agreda y Melisa Betzabé Rojas Gala, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el 07/08/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 7 de agosto del 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Menacho Caso Jeferson Ever	
DNI: 44851113	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-6934-4088	

RESUMEN

En la actualidad, para la previsión de desplazamientos inducidos por eventos sísmicos en estructuras geotécnicas se dispone de diversos procedimientos simplificados, los cuales se presentan como una alternativa rápida y de fácil acceso en la evaluación del comportamiento sísmico en estructuras tales como presas de tierra, pilas de lixiviación, depósitos de desmonte, entre otros. En la presente tesis se expone la comparación de los resultados de deformaciones permanentes inducidas por un sismo en un depósito de desmonte minero, ubicado en la sierra del departamento de La Libertad. Estos resultados se obtienen a partir de la revisión de los métodos propuestos por los siguientes autores: Newmark (1965), Makdisi-Seed (1978), Bray-Travasarou (2007) y Macedo-Bray-Travasarou (2017).

La metodología de la tesis se basa en un análisis cuantitativo, que consta de la recolección de datos de entrada para el caso de estudio y el procesamiento de estos. A partir del expediente de una desmontera minera, se obtiene los parámetros geotécnicos y sísmicos tales como: aceleración de diseño, periodo de vibración, entre otros. Una vez definidos dichos parámetros se procede con la estimación de los desplazamientos permanentes para una sección crítica utilizando los diferentes métodos. Finalmente, se realiza una comparación gráfica entre los resultados obtenidos y se verifica que el método de Macedo, Bray y Travasarou (2017) otorga los resultados más confiables ya que considera la respuesta dinámica del suelo y representa mejor las características sísmicas del caso de estudio ubicado en América del Sur, donde predominan los terremotos de subducción.

AGRADECIMIENTOS

Por su ejemplo y dedicación a mi madre y mis hermanas.

María del Pilar Lucas Agreda

A mis padres y mis hermanos por su apoyo incondicional.

Melisa Rojas Gala

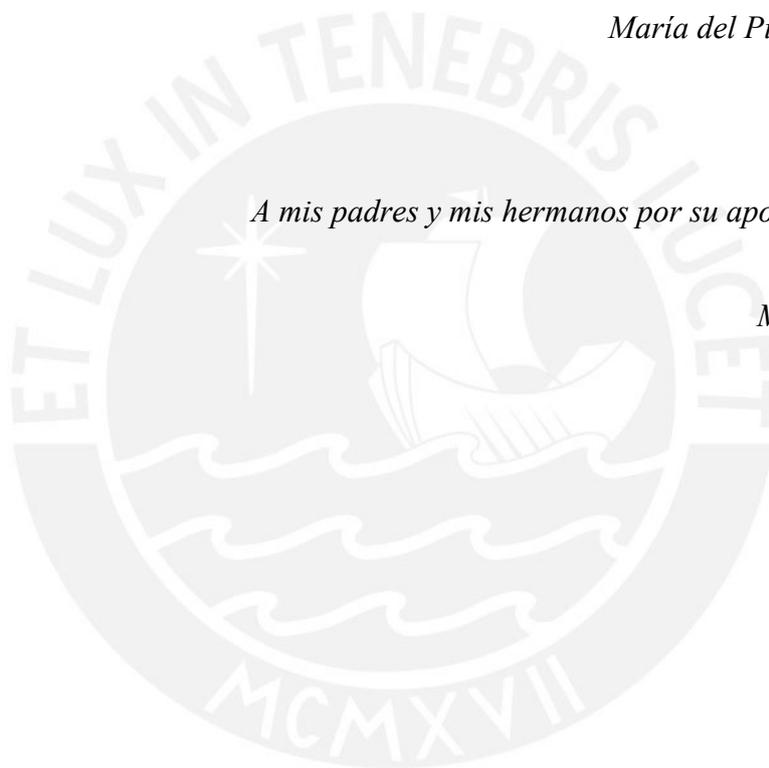


TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	ii
TABLA DE CONTENIDOS	iii
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABLAS	vii
1. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. HIPÓTESIS	4
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. DEFINICIÓN DE DEPÓSITO DE DESMONTE	5
2.1.1. TIPOS DE DEPÓSITO DE DESMONTE	6
2.1.2. MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN	8
2.1.3. DRENAJE	10
2.2. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO	11
2.2.1. COEFICIENTE SÍSMICO	12
2.2.2. UBICACIÓN DE LA FUERZA PSEUDOESTÁTICA	13
2.2.3. FACTOR DE SEGURIDAD DINÁMICO	13
2.2.4. LIMITACIONES DEL ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO	14
2.3. RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO	15
2.4. NORMATIVIDAD INTERNACIONAL ANCOLD	16
2.5. DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES PERMISIBLES	17
2.6. MÉTODOS EMPÍRICOS PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES	18
2.6.1. MÉTODO DE NEWMARK (1965)	20
2.6.2. MÉTODO DE MAKDISI-SEED (1978)	25
2.6.3. MÉTODO DE BRAY Y TRAVASAROU (2007)	29
2.6.4. MÉTODO DE MACEDO, BRAY Y TRAVASAROU (2017)	35
2.6.5. LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS	37
3. METODOLOGÍA Y ÁREA DE ESTUDIO	39
3.1. RECOLECCIÓN DE DATOS DE ENTRADA	40
3.1.1. SELECCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	40
3.1.2. TOMA DE DATOS	40

3.2. PROCESAMIENTO DE DATOS	40
3.2.1. ELECCIÓN DE LA SECCIÓN CRÍTICA	40
3.2.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS Y SELECCIÓN DE ESPECTRO DE ACELERACIONES	40
3.2.3. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LA ESTRUCTURA.....	41
3.2.4. CÁLCULO DE ACELERACIÓN DE FLUENCIA	41
3.2.5. CÁLCULO DE DEFORMACIONES PERMANENTES PARA LA SECCIÓN CRÍTICA	41
3.2.6. DESARROLLO DEL ANÁLISIS COMPARATIVO	42
4. CASO DE ESTUDIO.....	43
4.1. UBICACIÓN.....	43
4.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS	44
4.3. SISMICIDAD.....	45
4.3.1. RESUMEN DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO	45
4.3.2. RESUMEN DEL ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO.....	46
4.4. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	48
4.4.1. FUNDACIÓN	48
4.4.2. MATERIAL DE DESMONTE	49
4.5. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	49
4.6. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	50
4.6.1. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LA CIMENTACIÓN.....	50
4.6.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL DESMONTE.....	50
4.6.3. RESUMEN PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LA ESTRUCTURA	52
4.7. CONDICIONES DEL NIVEL FREÁTICO	53
5. DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR UN SISMO	53
5.1. CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN DE FLUENCIA(AY)	53
5.2. CÁLCULO MEDIANTE EL MÉTODO DE NEWMARK	54
5.3. CÁLCULO MEDIANTE EL MÉTODO DE MAKDISI-SEED	58
5.4. CÁLCULO MEDIANTE EL MÉTODO DE BRAY-TRAVASAROU	64
5.5. CÁLCULO MEDIANTE EL MÉTODO DE MACEDO-BRAY-TRAVASAROU.....	69
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	75
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	80
7.1. CONCLUSIONES	80
7.2. RECOMENDACIONES.....	83
BIBLIOGRAFÍA	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Depósito de desmorte en el Valle de la mina Antamina.	6
Figura 2.2: Tipos de Depósito de desmorte y reservas de almacenamiento.	8
Figura 2.3: Tipos de métodos de construcción en depósito de desmorte.	10
Figura 2.4: Fuerzas de una masa deslizante triangular con falla plana en un análisis pseudoestático.	12
Figura 2.5: Esquema de análisis dinámico desacoplado y acoplado.	19
Figura 2.6: Gráfica de la analogía entre (a) falla potencial de deslizamiento y (b) bloque apoyado en una superficie plana.	20
Figura 2.7: Gráfica de acelerograma integrada 2 veces para el cálculo de deformaciones durante un sismo.	21
Figura 2.8: Variación del factor de seguridad con el coeficiente pseudoestático.	23
Figura 2.9: Cálculo de deformaciones estandarizadas para un sismo cuando varía la resistencia ya sea simétrica (izquierda) o asimétrica (derecha).....	24
Figura 2.10: Aceleración horizontal máxima en la cresta vs. Aceleración horizontal máxima en la roca para algunos vertederos de residuos sólidos.	26
Figura 2.11: Profundidad de la superficie de falla potencial y altura de la presa / terraplén.	26
Figura 2.12: Variación de la relación de aceleraciones máximas con respecto a la profundidad de la potencial superficie de falla de la presa o terraplén.	27
Figura 2.13: Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia por terremotos de diferentes rangos de magnitudes. a) resumen de varios sismos y presas/terraplenes.....	28
Figura 2.14: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizante.	32
Figura 2.15: Dependencia de la probabilidad de desplazamiento nulo ($D < 1$ cm) en el (a) coeficiente de fluencia, (b) periodo fundamental, y (c) aceleración espectral en el periodo degradado (1.5Ts).....	33
Figura 3.1: Organigrama de la metodología.	39
Figura 4.1: Mapa de ubicación del departamento de la Libertad.	43
Figura 4.2: Espectros de peligro uniforme para 475, 1000 y 2475 años de periodo de retorno.	46
Figura 4.3: Espectros de respuesta determinísticos para el percentil 50 y para el percentil 84.	48
Figura 4.4: Sección del Depósito de desmorte.	50
Figura 4.5: Huso granulométrico del material de desmorte.	51
Figura 4.6: Ubicación del nivel freático en el depósito de desmorte.	53
Figura 5.1: Sección crítica con su factor de seguridad.	54
Figura 5.2: Obtención de la aceleración horizontal máxima en la cresta a partir de la intersección de la aceleración horizontal máxima en la roca con la curva máxima de los puntos.	59
Figura 5.3: Altura total de la sección crítica (h) y la altura de la superficie de falla (y).	60
Figura 5.4: Obtención de la relación de aceleraciones máximas ($K_{max}/PGA/g$) a partir de la intersección de la profundidad de la potencial superficie de falla del depósito de desmorte del promedio de todos los datos.	61

Figura 5.5: Obtención del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia por terremotos de diferentes rangos de magnitudes.	63
Figura 5.6: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizante.	64
Figura 5.7: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.254g y 0.427g.	65
Figura 5.8: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.50g.	66
Figura 5.9: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizante.	69
Figura 5.10: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.50g.	70
Figura 5.11: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.254g y 0.427g.	71
Figura 6.1: Gráfica comparativa de la Aceleración pico del suelo (g) vs. desplazamientos horizontales permanentes (cm) para los cuatro métodos empíricos.	76



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Diagrama de flujo para el análisis de estabilidad sísmica (ANCOLD, 2019)	17
Tabla 2.2: V_{max}/a_{max} en función al tipo de suelo (Seed e Idriss, 1982).....	24
Tabla 4.1: Peligro Sísmico para el Estudio de estabilidad del Depósitos de desmonte.....	46
Tabla 4.2: Parámetros sísmicos y fuentes considerados en el cálculo del peligro Sísmico con el método determinístico: sismos interplaca, intraplaca y corticales.....	47
Tabla 4.3: Modelo Geomecánico del depósito de desmonte y cimentación.	53
Tabla 5.1: V_{max}/a_{max} en función al tipo de suelo (Seed e Idriss 1982).....	55
Tabla 5.2: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Newmark	57
Tabla 5.3: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Makdisi-Seed.....	64
Tabla 5.4: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Bray - Travararou.....	69
Tabla 5.5: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Macedo-Bray- Travararou.....	74
Tabla 6.1: Resumen de resultados de desplazamientos permanentes usando cuatro métodos empíricos.....	75
Tabla 6.2: Cuadro comparativo de desplazamientos máximos observados con tres métodos simplificados. (Bray y Travararou, 2007)	78

1.GENERALIDADES

1.1. Introducción

El Perú se ubica en una zona de constante actividad sísmica, por lo que es fundamental realizar un análisis exhaustivo del efecto que tiene el movimiento del terreno sobre las diferentes estructuras. Tal es el caso de estructuras mineras como los depósitos de relave, pilas de lixiviación, depósitos de desmonte; cuyas fallas total o parcial ante un evento sísmico no solo afectarían a la infraestructura en general, si no también ocasionarían la pérdida de vida humanas, pérdidas económicas a la compañía y un problema medioambiental, debido a los contenidos altamente tóxicos.

Por ello, para el caso de un depósito de desmonte, es fundamental realizar un análisis riguroso durante el diseño, desde la aplicación simple de un análisis pseudoestático hasta el análisis no lineal de elementos finitos. Cuando se desea determinar el rendimiento potencial de una estructura un indicador clave es el desplazamiento sísmico. Las estimaciones de los desplazamientos permanentes producidos por un sismo son aproximadas debido a la complejidad de la respuesta dinámica de los suelos por la que están conformados y la variabilidad del movimiento sísmico.

En el presente trabajo de investigación, se calculará los desplazamientos horizontales máximos permanentes inducidos por un evento sísmico de un depósito de desmonte mediante los principales métodos empíricos tales como el método de Newmark (1965), método simplificado Makdisi y Seed (1978), el método probabilístico Bray y Travararou (2007); y el método probabilístico Macedo, Bray y Travararou (2017). Posteriormente, se realizará un análisis comparativo con la finalidad de conocer cuáles de las metodologías mencionadas ofrecen los resultados más confiables y sean las más adecuadas para este caso de estudio.

Cabe mencionar que los métodos de Makdisi y Seed (1978) y de Bray y Travararou (2007) se basan en el modelo simplificado tipo Newmark (1965) y estos métodos son habitualmente empleados para proporcionar una evaluación aproximada del desplazamiento debido a un evento sísmico. Se incluye el método Macedo, Bray y Travararou (2017) debido a que las ecuaciones predictivas propuestas representan mejor un sistema en zonas de subducción.

1.2.Descripción del Proyecto

En la actualidad, para el diseño de los depósitos de desmonte existen referentes tales como la guía del Australian National Committee on large dams (ANCOLD, por sus siglas en inglés), la cual recomienda seguir una serie de pasos para el diseño, construcción, gestión y operación de las presas. Como parte del análisis de estabilidad sísmica de un talud, se sugiere que ante un factor de seguridad en condición pseudoestática menor a 1, el siguiente paso debe ser calcular las deformaciones inducidas por el sismo utilizando métodos simplificados. Sin embargo, existen diferentes procedimientos para el cálculo de dichas deformaciones.

En el presente trabajo se muestra una revisión y análisis comparativo de las principales metodologías para el cálculo de las deformaciones permanentes. Para tal fin se ha elegido como caso de estudio un depósito de desmonte minero ubicado en el departamento de La Libertad. Como parte del desarrollo de la tesis se definieron los parámetros geotécnicos y sísmicos para la evaluación de estabilidad en el talud de la sección crítica para determinar la aceleración de fluencia. Posteriormente, se procedió a determinar la respuesta sísmica del depósito de desmonte mediante el cálculo de los desplazamientos permanentes utilizando los métodos propuestos por los siguientes autores Newmark (1965), Makdisi-Seed (1978), Bray-Travararou (2007) y Macedo-Bray-Travararou (2017). Finalmente, se realizó una comparación entre los resultados obtenidos de los diferentes procedimientos y se verificó el método que otorgaba los

resultados más confiables, cuyos valores representen mejor las características sísmicas del sitio para el caso de estudio.

1.3.Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El objetivo general es proponer la metodología más adecuada para estimar las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en un depósito de desmonte, a partir de los resultados de una revisión de cuatro métodos simplificados aplicados comúnmente.

1.3.2. Objetivos específicos

- Revisión de las principales metodologías disponibles para el cálculo de deformaciones permanentes.
- Selección de la sección crítica de análisis para el depósito de desmonte.
- Establecer las condiciones de sitio y definir los parámetros sísmicos para el caso de estudio.
- Definir los parámetros geotécnicos para el caso de estudio.
- Estimar las deformaciones permanentes inducidas por un sismo empleando diferentes metodologías.
- Realizar el análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante los diferentes métodos.

1.4. Hipótesis

Basado en Macedo, Bray y Travararou (2017), dicho método es el más adecuado dado que considera la respuesta dinámica del suelo, además de sustentarse en un catálogo de registros sísmicos en zonas de subducción, como es el caso de Perú. Es por ello, que este método ofrece valores más confiables que representan mejor las características sísmicas del sitio comparado con el resto de los métodos.



2.MARCO TEÓRICO

2.1. Definición de depósito de desmonte

Un depósito de desmonte es una estructura minera, la cual se encarga de almacenar el material estéril proveniente de las labores mineras tanto a tajo abierto como excavación subterránea. Los materiales provenientes de operaciones de excavación (residuos de roca triturada y suelo natural) y materiales residuales de operaciones de lixiviación son referidos genéricamente como desmonte. Los cuales se colocan en pilas o rellenos en áreas periféricas al proyecto de explotación minera y están destinadas a la contención a largo plazo en la mayoría de casos.

Como se sugiere en el Manual de diseño e investigación de la guía provisional del British Columbia Mine Waste Rock Pile Research Committee (BCMWRPRC, 1991a) la calidad del material de relleno de roca se caracteriza cualitativamente enfocado en la resistencia, la durabilidad y la distribución del tamaño de las partículas, como se menciona a continuación:

- Calidad mala: rocas débiles con poca durabilidad y un contenido de finos (% que pasa por el tamiz No. 200) superior al 25%.
- Calidad moderada: Resistencia y durabilidad intermedia de la roca y un contenido de finos (% que pasa por el tamiz No. 200) en el rango de 10–25%.
- Calidad alta: Rocas fuertes y duraderas con menos de 10% de finos.

El material del desmonte es “solo roca con pequeño contenido metálico y tierra removida por lo que no ocasionan mayor efecto sobre el medio ambiente”. A pesar de que no posea valor comercial, la estructura minera estará debidamente acondicionada para el almacenamiento del desmonte de material. Mientras la mina realice sus operaciones y después de su cierre, la empresa deberá de monitorear y controlar permanentemente el depósito de desmonte ya que si

el material entra en contacto con el agua o el aire puede provocar compuestos químicos debido a que contiene minerales en bajas cantidades. Al cierre de la mina, la empresa busca reintegrar el desmonte al medio ambiente por lo que usualmente revegetan los desmontes debido a una política de responsabilidad social y ambiental (SNMPE, 2008).

Asimismo, una alternativa para disminuir la infiltración del agua de lluvia, sería que la empresa minera coloque coberturas sobre la extensión del depósito de desmonte, por ejemplo, una capa protectora a base de piedra caliza, arcilla y suelo orgánico (Compañía Minera Yanacocha).



Figura 2.1: Depósito de desmonte en el Valle de la mina Antamina.

Fuente: Hawley. Compañía Minera Antamina S.A.

2.1.1. Tipos de depósito de desmonte

Los depósitos de desmonte se clasifican en su mayoría de acuerdo a su propósito previsto, en otras palabras, si será de almacenamiento temporal o permanente; además por el tipo de material que se utiliza para su construcción. Según el tipo de material se encuentran los rellenos de roca, rellenos de tierra y rellenos mixtos. Los rellenos de roca están constituidos por las

rocas extraídas, taludes naturales que contienen partículas angulares con pocos finos. Los rellenos de tierra están compuestos por suelos superficiales, suelos residuales, material saprolítico débil y rocas disgregadas al momento de la excavación. Por último, el relleno mixto está compuesto por materiales rocosos y de tierra.

Por otro lado, según Wahler (1979) los depósitos de desmonte también se pueden clasificar de acuerdo a su configuración y las limitaciones topográficas. Un ejemplo de esto son los rellenos de valle (que llenan parcial o total el valle) y los rellenos de valle cruzado (que no llenan totalmente el valle). De acuerdo a la configuración estos pueden requerir la instalación de una estructura de drenaje para evitar la acumulación de agua aguas arriba del relleno. Existen otras configuraciones como los rellenos de laderas, que se construyen en terrenos inclinados; además no bloquean ningún drenaje importante. Los taludes normalmente están inclinados en la misma dirección que la topografía y el pie del talud se construye sobre el terreno más plano al fondo del valle.

Los rellenos formando cresta son una variante del tipo de relleno de ladera, en donde el relleno se extiende sobre la cresta de una cumbre con pendientes que se configuran en ambos lados. Finalmente están los rellenos en pilas; que se construyen mayormente de abajo hacia arriba en montacargas.

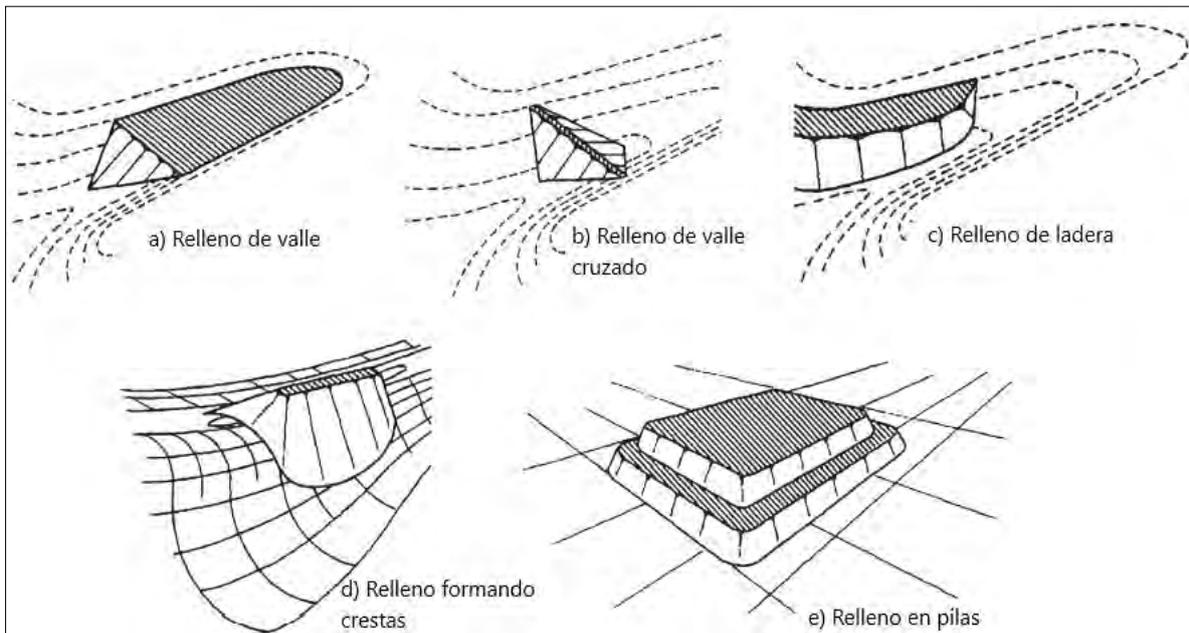


Figura 2.2: Tipos de Depósito de desmonte y reservas de almacenamiento.

Fuente: After Wahler, 1979.

2.1.2. Métodos de construcción

La secuencia de construcción y la tasa de desarrollo pueden tener un impacto muy significativo en la estabilidad y rendimiento de los depósitos de desmonte y reservas de almacenamiento. Todos los demás factores siendo iguales, vertederos de residuos y pilas de acopio que se construyen lentamente y de abajo hacia arriba en ascensores delgados son mucho más estables y funcionan mucho mejor que los que se construyen rápidamente usando elevadores altos individuales. En este contexto, el rendimiento incluiría tanto la inestabilidad como el asentamiento

- Primer método: La secuencia de construcción es descendente con una sola o varias banquetas, las cuales tienen alturas mayores a 200m. Son construidas sobre terrenos muy empinados y con pendientes de cimentación de más de 32° . Desde una perspectiva de estabilidad geotécnica, este método constructivo es el menos favorable, sin embargo, representa el enfoque más económico debido a distancias de recorrido más cortas.

- Segundo método: La secuencia de construcción es descendente con una sola o varias banquetas, las cuales tienen alturas menores a 200m. Son construidas sobre terrenos empinados y con pendientes de cimentación de 25° a 32° . Desde una perspectiva de estabilidad geotécnica, mejora su estabilidad en comparación con el Método I. Las alturas de elevación de los taludes son más bajas, lo que representa un mayor recorrido de distancias y un aumento de costos de transporte en comparación con el Método I.
- Tercer método: La secuencia de construcción es descendente y ascendente, cuando los taludes tienen alturas menores a 200m. Son construidas sobre terrenos moderados y con pendientes en la fundación menores de 25° . Seguidas de varias banquetas en la parte inferior y con pendientes de cimentación de 25° a 32° . Este enfoque representa una mayor estabilidad durante la construcción de abajo hacia arriba y es menos costosa de arriba hacia abajo.
- Cuarto método: La secuencia de construcción es ascendente con una sola o varias banquetas, cuando los taludes tienen alturas mayores a 100m. Son construidas sobre terrenos moderados y con pendientes de cimentación de 15° a 25° . Como se indicó anteriormente, de abajo hacia arriba la construcción suele ser más estable a comparación de la construcción de arriba hacia abajo, pero puede ser más costoso si se debe transportar el material.
- Quinto método: La secuencia de construcción es ascendente y descendente con múltiples banquetas, cuando los taludes tienen alturas mayores a 50m. Son construidas sobre terrenos planos y con pendientes de cimentación menores de 15° . Desde una perspectiva de estabilidad geotécnica, este método constructivo es el más favorable, debido a que tiene alturas de elevación bajas.

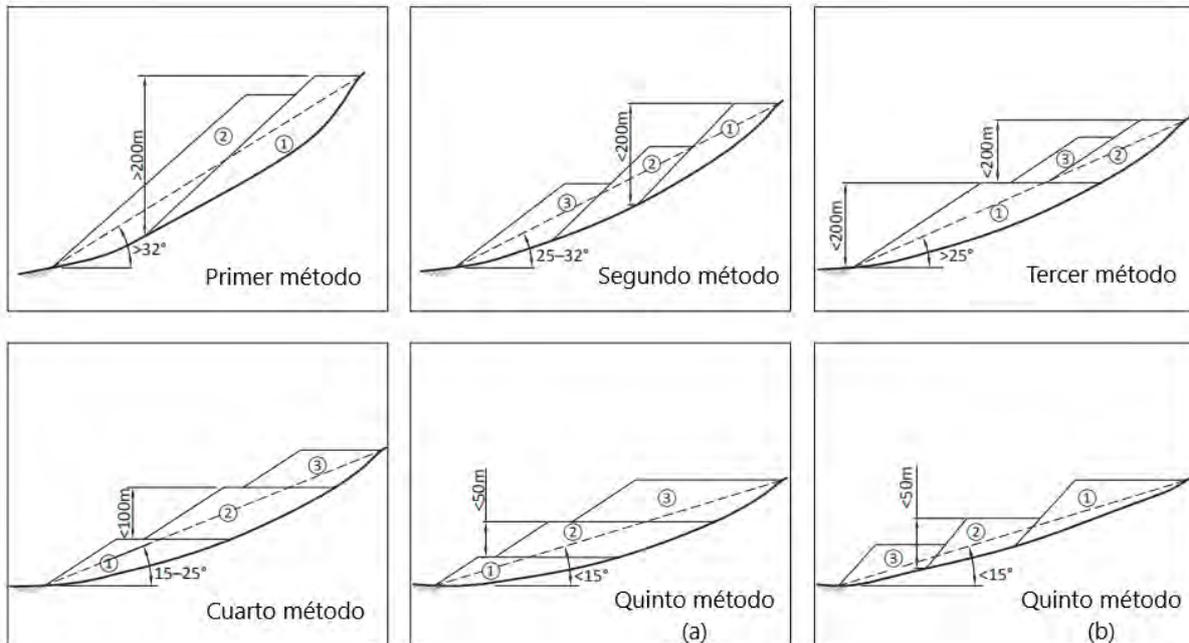


Figura 2.3: Tipos de métodos de construcción en depósito de desmonte.

Fuente: Hawley. 2017.

2.1.3. Drenaje

El subdrenaje hace referencia a la recolección y transporte de exceso de agua (por ejemplo, agua subterránea, agua meteórica) o lixiviado. El desfogue de agua se realiza mediante una red de drenes interconectados o una capa de drenaje construida dentro o sobre la fundación. Es importante prevenir el desarrollo de la napa freática dentro de un vertedero con la finalidad de mejorar la estabilidad de los taludes en reposo, bajo fuerzas sísmicas y disminuir el peligro de licuefacción.

Los sistemas de drenaje subterráneo deben diseñarse con una capacidad adecuada para eliminar todos los flujos potenciales y debe ser construido con materiales de drenaje libre, tales como roca de buena calidad. Algunos elementos de drenaje son los drenes franceses, drenes chimenea, drenes de talón, geocompuesto de drenaje, entre otros.

2.2. Análisis Pseudoestático

El Análisis Pseudoestático es una metodología que consiste en representar la acción del sismo como unas cargas estáticas adicionales, a diferencia del análisis estático. Estas son conocidas como fuerzas de inercia, las cuales se originan debido a la aceleración y la masa del cuerpo deslizando Figura 2.4. Asimismo, se calcula como el producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa deslizando ecuaciones 1 y 2.

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (1)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2)$$

Donde:

- F_h: Fuerza sísmica horizontal
- F_v: Fuerza sísmica vertical
- a_h : aceleración horizontal
- a_v: aceleración vertical
- W: masa de la superficie deslizando
- k_h : coeficiente sísmico horizontal
- k_v: coeficiente sísmico vertical

Para la evaluación de la estabilidad de un talud frente a un sismo se calcula un factor de seguridad (FS) usando equilibrio límite mediante el equilibrio de fuerzas y momentos.

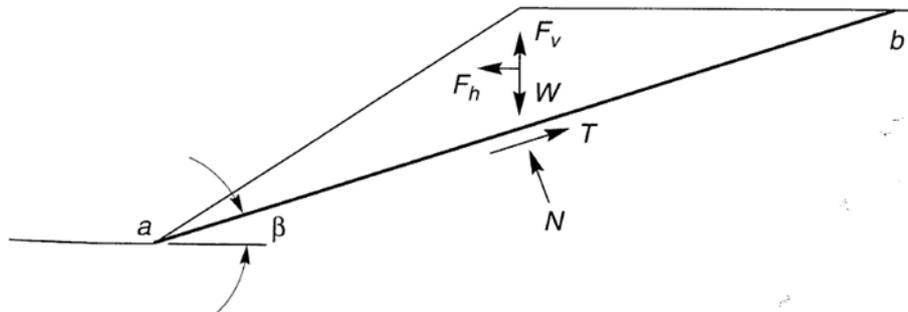


Figura 2.4: Fuerzas de una masa deslizante triangular con falla plana en un análisis pseudoestático.

Fuente: Kramer, 1996.

2.2.1. Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico es representado como un porcentaje de la aceleración de ingreso obtenido de un acelerograma, respecto de la aceleración (g). Según Jaime Suárez 2009 “los coeficientes sísmicos k_h y k_v están expresados en términos de veces la aceleración (g) que produce el sismo”. Estos valores se utilizan para obtener la fuerza pseudoestática que se incorpora en el análisis sísmico.

Por otra parte, la magnitud del coeficiente sísmico debe ser tal que represente la intensidad del evento sísmico, la duración y frecuencia de la señal sísmica. Su elección se torna dificultosa, por lo que surgieron diferentes investigaciones a lo largo del tiempo. Hay quienes asumen que el K_h es igual a la máxima aceleración pico que representa a la zona de estudio; sin embargo, este análisis es conservador, y para K_h mayores a 0.4, presenta dificultades (Jaime Suárez 2009).

Si la masa se comporta como rígida, se puede tomar valores máximos de aceleraciones con sus respectivas amplitudes originadas por el sitio y la topografía. Por otra parte, en la mayoría de casos el suelo no se comporta como rígido, por ello se asume valores de $K_h = 0.1, 0.2$ y 0.5 , los cuales dependen de la magnitud del sismo esperado (Terzaghi 1950).

Según Marcuson (1981) recomienda usar valores comprendidos entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ de la máxima aceleración esperada. En la práctica es común que se desprece el coeficiente sísmico vertical, debido a que su influencia no es notoria en el cálculo del factor de seguridad.

2.2.2. Ubicación de la fuerza pseudoestática

Duncan et al. (2014) mencionan que Terzaghi sugiere que la fuerza pseudoestática debe actuar en el centro de gravedad del total de la masa de suelo deslizante o de cada una de las rebanadas, las cuales son divisiones de la masa de suelo deslizante. Sin embargo, no se cumple tal afirmación ya que las aceleraciones no son constantes a lo largo de la masa de suelo.

Se han realizado análisis para entender mejor la distribución de aceleraciones en la masa del suelo. Por ejemplo, Makdisi y Seed (1978) determinaron que la aceleración va aumentando desde la base hacia la parte superior del talud, por lo que sería lógico ubicar la fuerza por encima del centro de gravedad (Duncan 2014).

2.2.3. Factor de seguridad dinámico

Una medida de la estabilidad del talud es el factor de seguridad (FS) que se calcula como el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes (Ecuación 3).

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Actuantes}} = \frac{cl_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \varphi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (3)$$

Donde:

- c = Cohesión.
- l_{ab} = Longitud del plano de falla.

- β = Ángulo de inclinación de la falla.
- φ = Ángulo de fricción.
- W = Peso de la masa deslizante.

El factor de seguridad debe resultar mayor a la unidad para tener una confiabilidad de que el talud no llegue a la falla. En cuanto al cálculo, se evalúa en dirección paralela a la falla, y se utiliza los parámetros resistentes tales como cohesión (c) y ángulo de fricción interna del suelo (Φ), los cuales se obtienen del círculo de Mohr-Coulomb. (Kramer 1996).

En la Figura 2.4, se observa que las fuerzas de inercia se producen en el sentido horizontal y vertical; sin embargo, este último se suele despreciar ya que en la práctica la influencia es baja en el cálculo del FS.

El factor de seguridad se puede determinar en los diferentes tipos de fallas como planar, circular y no circular. Existen hoy en día programas disponibles y ampliamente difundidos tales como Slope/W, Slide, entre otros, que calculan el FS con el método de equilibrio límite para estabilidad de taludes. Asimismo, estos softwares incluyen un comportamiento pseudoestático.

2.2.4. Limitaciones del análisis pseudoestático

El método pseudoestático tiene algunas limitaciones como por ejemplo no es confiable en suelos limosos y de arenas finas que producen presiones de poros altas y en suelos que presentan una degradación de la resistencia de hasta 15% a causa del movimiento cíclico. (Jaime Suárez 2009).

La representación del comportamiento dinámico de la estructura es compleja y no se puede asegurar que ésta actúe como una fuerza horizontal aplicada en la masa de suelo deslizante.

Además, la elección del coeficiente sísmico es una gran variable, pues es necesario elegir la aceleración de ingreso que represente al evento sísmico real. Una interpretación correcta del valor del Factor de seguridad (FS), también es un factor relevante en el análisis pseudoestático.

El método Pseudoestático como menciona Kramer nos proporciona un valor de factor de seguridad que indica si el valor resultante es mayor a 1, el talud no va sufrir falla o colapso; sin embargo, ocurrieron casos de taludes que fallaron durante fuertes eventos sísmicos a lo largo del tiempo aun cuando presentaron valores de FS mayores a 1 (Kramer 1996).

2.3.Respuesta Sísmica del suelo

Es fundamental realizar una evaluación de la respuesta del suelo ante un sismo para evitar futuros problemas en un proyecto. El análisis de respuesta sísmica del suelo se usa para “predecir los movimientos de la superficie del suelo para el desarrollo del diseño de espectros de respuesta, para evaluar los esfuerzos dinámicos y deformaciones a fin de evaluar el peligro de licuefacción, y así determinar las fuerzas inducidas por sismos que pueden producir la inestabilidad del suelo y de las estructuras de retención” (Kramer, 1996, página 254).

En la práctica, los métodos empíricos se basan en el registro de sismos pasados y con ello se desarrolla una regresión estadística obteniéndose las relaciones predictivas denominadas leyes de atenuación, las cuales se expresan en función de la magnitud del terremoto y la distancia del sitio a la fuente. Las relaciones predictivas al ser usadas con un análisis de peligro sísmico logran estimar las características del movimiento de roca en una zona.

El suelo cumplirá una función muy importante, a pesar de que para algunos sismos el recorrido de las ondas sísmicas desde el foco hacia la superficie atraviese kilómetros de roca y, menos de 100 m de suelo.

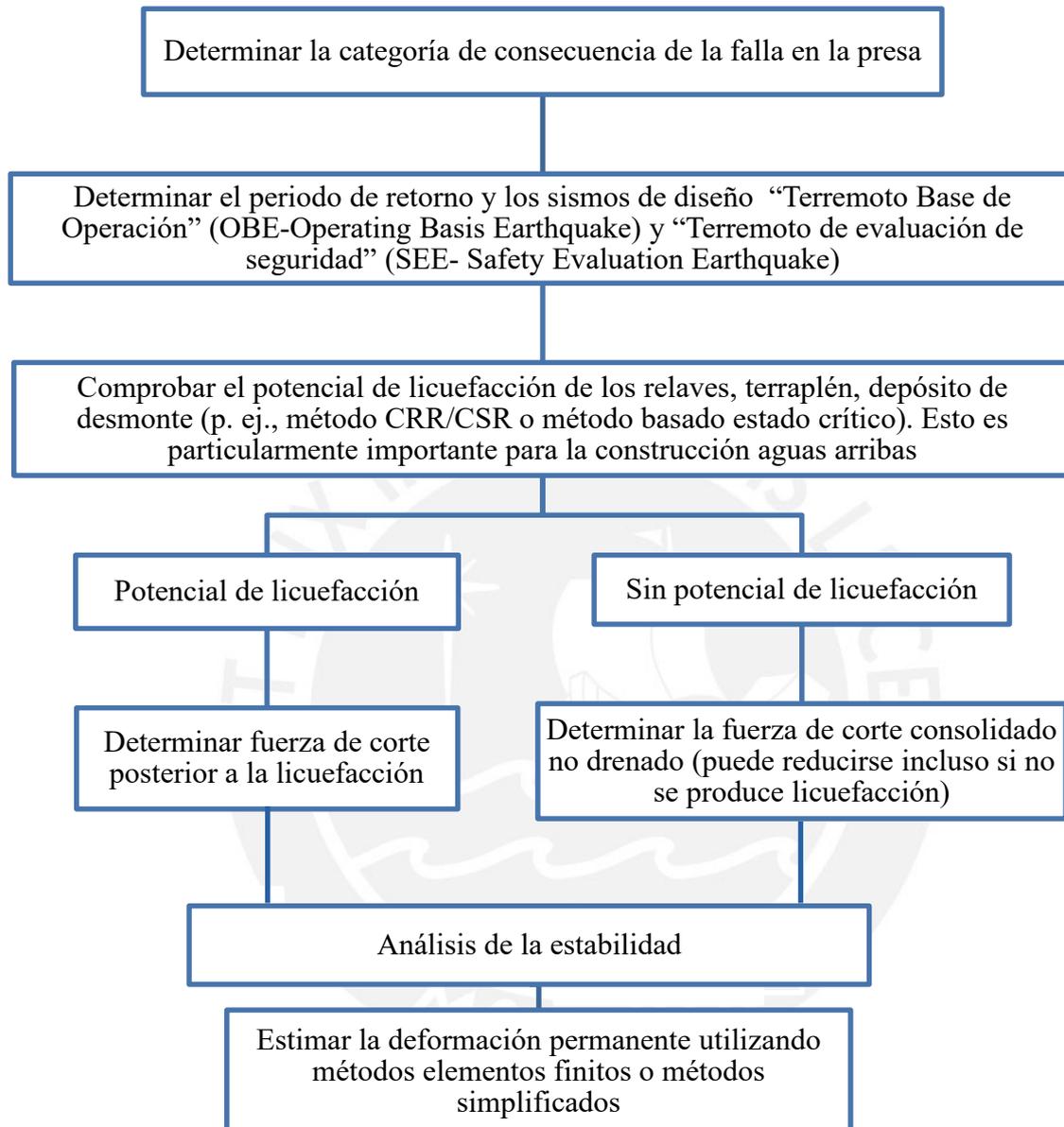
Para realizar una correcta determinación de las características del movimiento de la superficie del suelo, se considerará la influencia de las condiciones locales del suelo. Se han desarrollado técnicas que se agrupan según la dimensionalidad: técnicas unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales. Cabe mencionar que para el desarrollo de la presente tesis solo se abordará el análisis de respuesta bidimensional.

2.4. Normatividad Internacional ANCOLD

En el 2019, la guía del Australian National Committee on large dams (ANCOLD, por sus siglas en inglés) propuso una guía en la cual recomienda seguir una serie de pasos para la evaluación de los daños que podrían suceder en una presa a causa de un sismo. Las contribuciones de diseño, construcción, gestión y operación de las presas de relaves, sirven como referencia para otras estructuras por ejemplo un depósito de desmonte de mina.

De acuerdo a la caracterización geotécnica y el estudio de peligro sísmico correspondiente al sitio donde se encuentra la estructura minera, se seguirá una serie de lineamientos que abarcan como puntos principales determinar una aceleración de diseño, analizar si se producirá licuefacción en el material, determinar la fuerza de corte y parámetros geotécnicos, realizar el análisis de estabilidad y finalmente estimar la deformación permanente utilizando métodos elementos finitos o métodos simplificados (Tabla 2.1).

Tabla 2.1: Diagrama de flujo para el análisis de estabilidad sísmica (ANCOLD, 2019)



2.5. Desplazamientos permanentes permisibles

La importancia de interpretación de los desplazamientos permanentes debe evaluarse por su probable efecto sobre un potencial deslizamiento de tierra. Se mencionan recomendaciones propuestas por algunos autores:

- Hynes-Griffin y Franklin (1984) propusieron usar un límite arbitrario de 100 cm como representación de desplazamientos tolerables. Considerando un factor de amplificación

de tres veces más entre la aceleración base y la de la cresta de la presa, concluyeron que un factor de seguridad mínimo de 1.0 con un coeficiente sísmico de la mitad de la aceleración máxima del suelo en la base de la presa, aseguraría que las deformaciones no excederían de 1 metro.

Otros autores proponen que a partir de rangos de desplazamientos de 5 a 10 cm, en la mayoría de casos se comienzan a causar grietas en el suelo.

- Wieczorek et al. (1985) mencionan que a partir de 5 cm ocurre un desplazamiento crítico, el cual ocasiona un agrietamiento macroscópico del suelo y si aumenta podría ocasionar una falla general de deslizamientos de tierra en el condado de San Mateo, California.
- Keefer y Wilson (1989) mencionan que el desplazamiento crítico para deslizamientos de tierra coherentes en el sur de California es 10 cm.
- Jibson y Keefer (1993) indican un rango de 5 a 10 cm como desplazamiento crítico para deslizamientos de tierra en el valle del Misisipi.

Aquellos suelos previamente no deformados pueden perder parte de su resistencia máxima al corte y terminar en una condición debilitada o de resistencia residual. En tal caso de pérdida de fuerza, un análisis de estabilidad estática de resistencia residual se puede realizar para determinar la estabilidad del talud después de que cese el terremoto.

2.6.Métodos empíricos para el cálculo de desplazamientos permanentes

Los siguientes métodos se han enumerado de acuerdo al tiempo en el que fueron propuestos. En el año 1965, el investigador Newmark elaboró el primer cálculo de deformaciones

permanentes bajo la acción de un movimiento sísmico, mediante la analogía del deslizamiento de un bloque rígido. Posteriormente, Makdisi-Seed en el año 1978 se basó en el método anteriormente propuesto, con la diferencia de que agregó el efecto de los coeficientes sísmicos e introduce indirectamente una respuesta dinámica de la estructura. Después, Bray y Travararou propusieron en el año 2007 un método que considera la respuesta dinámica de la estructura de manera directa a diferencia de las anteriores propuestas. Por último, el método más reciente propuesto para zonas de subducción por Macedo, Bray y Travararou en el año 2017, el cual se basó en el método anterior de Bray y Travararou.

Las diferencias que se resaltan entre un método y otro están en cómo determinar la respuesta dinámica de la masa deslizante. Debido a esto hay dos procedimientos de análisis dinámicos importantes: análisis desacoplado y acoplado (Figura 2.5).

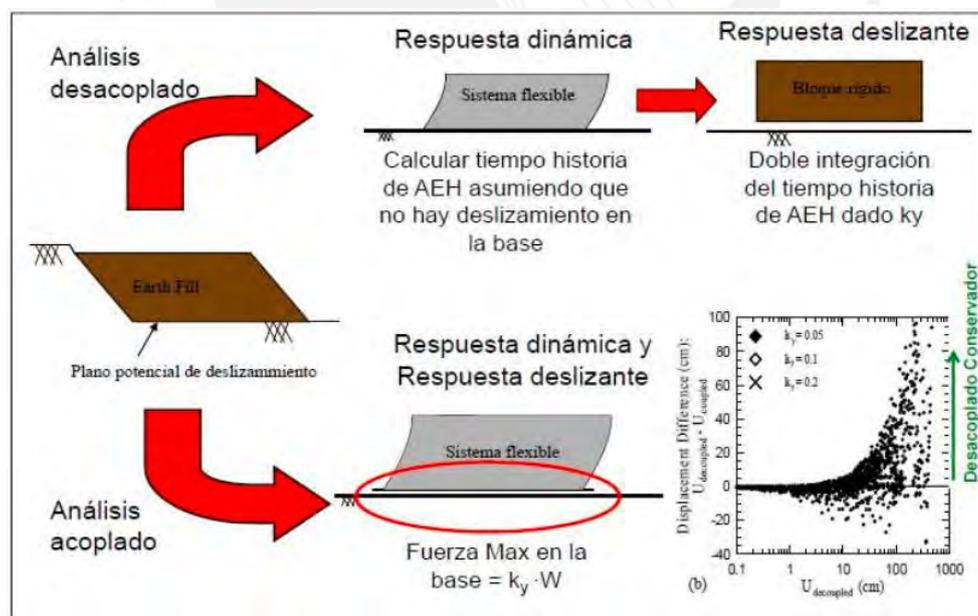


Figura 2.5: Esquema de análisis dinámico desacoplado y acoplado.

Fuente: Bray, 2007.

El análisis desacoplado se divide en dos fases: (i) cálculo de la respuesta dinámica en términos de aceleración, donde se asume que no se producen deslizamiento a lo largo de la base; y (ii)

cálculo de desplazamientos permanentes, donde se asume que la masa deslizante se comporta como un bloque rígido. Por otro lado, el análisis acoplado considera que las aceleraciones y desplazamientos se producen en forma simultánea dentro de un mismo análisis dinámico en una estructura.

A continuación, se presentan algunos de los métodos simplificados más utilizados para el cálculo de desplazamientos permanentes en taludes, considerando los parámetros necesarios y las asunciones que se toman en cada uno.

2.6.1. Método de Newmark (1965)

El método de Newmark consiste en representar el deslizamiento de una masa de suelo por un bloque rígido que se desliza a través de una pendiente, es decir, sin que exista una deformación interna. La pendiente representa la falla de un talud, como se muestra en la Figura 2.6.

Para que el bloque se deslice es necesario que las fuerzas de inercia causadas por el sismo y la situación del talud (Estáticas + Dinámicas) sean mayores a las fuerzas resistentes disponibles del suelo (Jaime Suárez 2009).

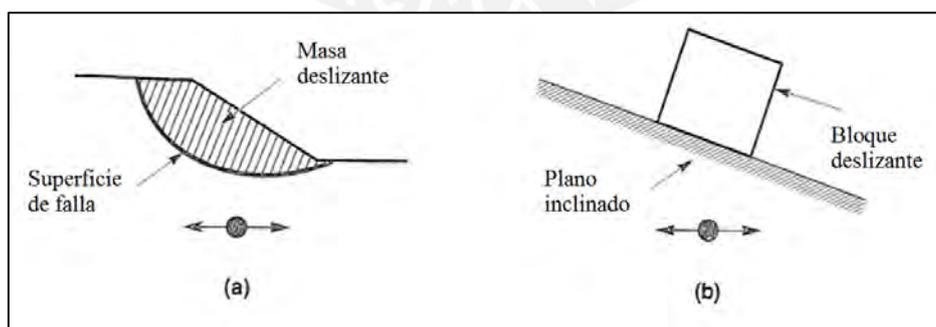


Figura 2.6: Grafica de la analogía entre (a) falla potencial de deslizamiento y (b) bloque apoyado en una superficie plana.

Fuente: Kramer, 1996.

Para determinar las deformaciones permanentes que se producen a causa de un sismo, es necesario trabajar con una historia de aceleraciones (acelerograma) que sea representativa del lugar de análisis. Una vez que se cuente con la historia de aceleraciones, ésta debe ser comparada con la aceleración de fluencia (a_y), a fin de que los intervalos donde las aceleraciones excedan a la aceleración de fluencia sean integrados dos veces consecutivas para determinar los desplazamientos permanentes acumulados durante el sismo (Figura 2.7).

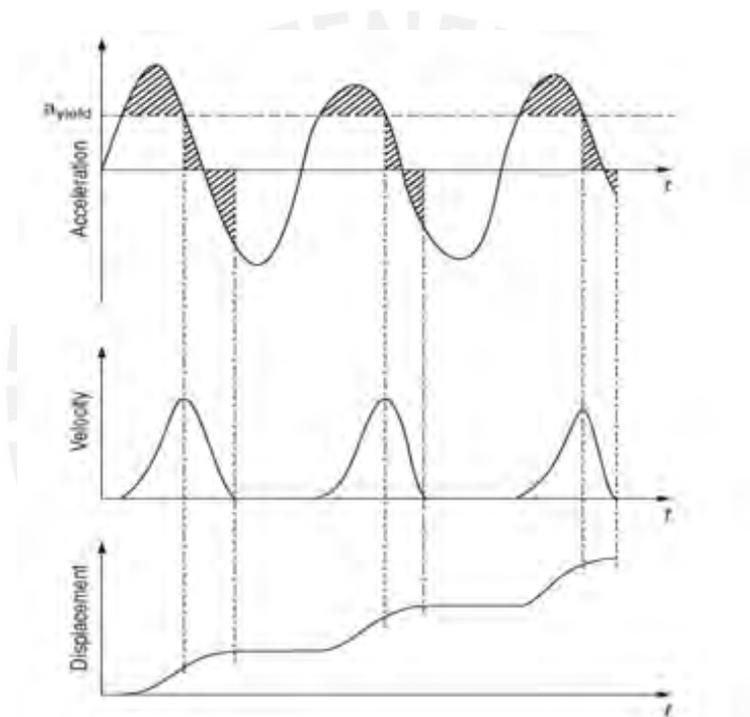


Figura 2.7: Gráfica de acelerograma integrada 2 veces para el cálculo de deformaciones durante un sismo.

Fuente: Duncan y Wright, 2014.

2.6.1.1. Consideraciones generales

Para el uso del método del bloque rígido es necesario verificar que el material cumpla con determinadas características y tener en cuenta las consideraciones del análisis:

- El método de Newmark asume una superficie de falla bien definida.
- El suelo se comporta como un material rígido y perfectamente plástico.

- El suelo no presenta una pérdida de resistencia despreciable durante el sismo.
- Solo habrá deformaciones permanentes si las fuerzas actuantes superan la resistencia al corte del suelo. Además, el deslizamiento solamente es hacia abajo.
- El método solo se aplica a taludes que no sufran de licuefacción y no pierdan importante resistencia estática debido al sismo.

2.6.1.2. Aceleración de fluencia

La aceleración de fluencia (a_y), es la aceleración mínima a partir del cual el bloque empezará a deslizarse y le corresponde un coeficiente sísmico de fluencia (K_y), que se relacionan como:

$$a_y = K_y \cdot g \quad (4)$$

A partir de la aceleración de fluencia y la masa deslizante (W) se obtiene la fuerza de inercia (F_i) como:

$$F_i = W \cdot a_y \quad (5)$$

Para obtener el valor de (a_y), se desarrolla un análisis pseudoestático y de equilibrio límite, donde se determina la aceleración que genere un factor de seguridad dinámico (FS) equivalente a uno. (Kramer 1996).

El valor de (K_y) se puede calcular, según Jaime Suárez, con la mayoría de los programas de equilibrio límite, que cuentan con una opción para obtener el coeficiente de aceleración para un factor de seguridad igual a 1.0 (Figura 2.8).

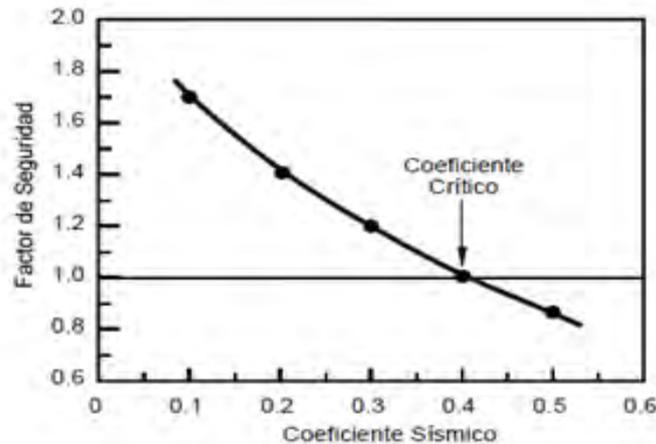


Figura 2.8: Variación del factor de seguridad con el coeficiente pseudoestático.

Fuente: Jaime Suarez, 2009.

2.6.1.3. Cálculo de desplazamientos permanentes

Para obtener los desplazamientos permanentes, Newmark propuso un gráfico de deformaciones estandarizadas para un sismo cuando varía la resistencia ya sea simétrica o asimétrica (Figura 2.9.), el cual se basa en el análisis de respuesta de cuatro terremotos ocurridos en la costa oeste de los Estados Unidos.

Para obtener los desplazamientos normalizados cuando se tiene una resistencia asimétrica, las ecuaciones de la curva límite superior están conformadas de la siguiente manera:

$$u = \frac{(V_{\max})^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \times \left(\frac{A}{N}\right) \quad \frac{N}{A} > 0.15 \quad (6)$$

$$u = \frac{6(V_{\max})^2}{2gN} \quad \frac{N}{A} < 0.15 \quad (7)$$

Donde:

- u : desplazamiento máximo permanente (in)
- A : aceleración máxima de la onda sísmica (in/s^2) (PGA)

- V_{max} : velocidad máxima de la onda sísmica (in/s)
- N : aceleración de fluencia (fracción de g) (ky)
- g : aceleración de la gravedad (in/s^2)

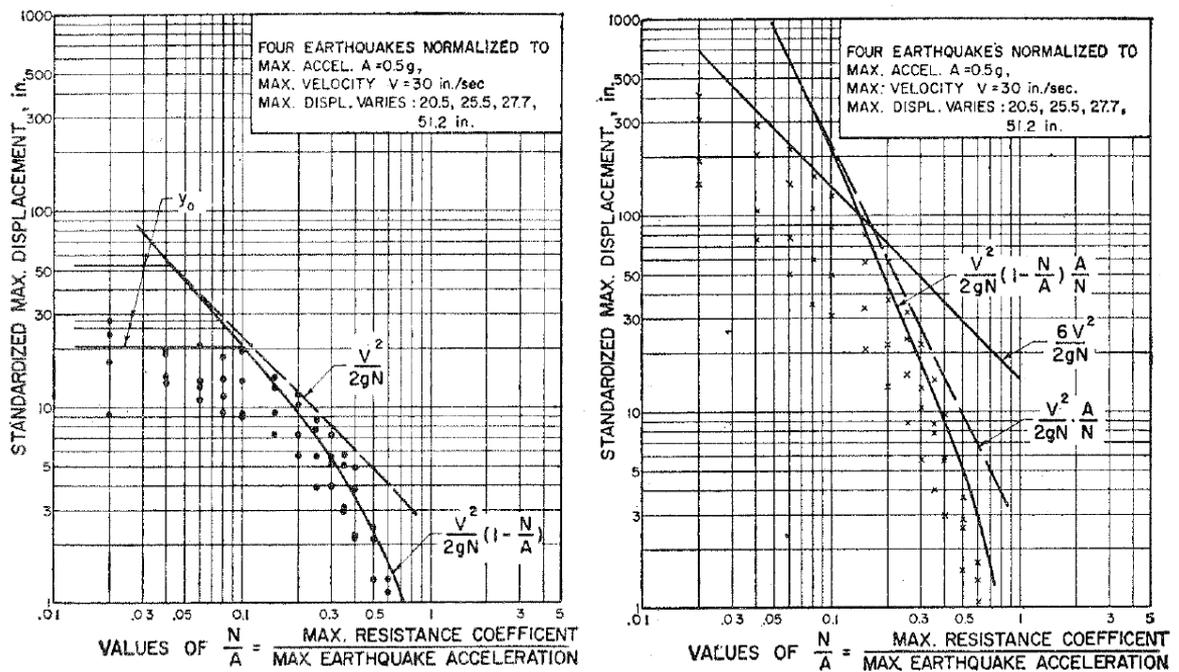


Figura 2.9: Cálculo de deformaciones estandarizadas para un sismo cuando varía la resistencia ya sea simétrica (izquierda) o asimétrica (derecha)

Fuente: Duncan y Wright, 2014.

Para obtener la máxima velocidad del suelo (V_{max}), Seed e Idriss (1982) propusieron unas correlaciones de V_{max}/a_{max} en función al tipo de suelo como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: V_{max}/a_{max} en función al tipo de suelo (Seed e Idriss, 1982)

Tipo de material	V_{max}/a_{max}	
	cm/s/g	in/s/g
Roca	55.0	21.7
Suelos rígidos	110.0	43.3
Suelos profundamente rígidos	135.0	53.1

2.6.2. Método de Makdisi-Seed (1978)

El cálculo de deformaciones permanentes de presas de tierra y terraplenes inducidos por un sismo mediante el método Makdisi y Seed, utiliza las aceleraciones promedio calculadas por el procedimiento de Chopra (1966). Además, su procedimiento se basa en dos simplificaciones: (1) simplifica los resultados de análisis dinámicos de elementos finitos y (2) simplifica el análisis de vigas de corte de tales estructuras.

Para el procedimiento de este método, con la resistencia de fluencia dinámica del suelo se calcula la aceleración de fluencia (k_y) para una superficie de falla potencial. Luego, se obtendrá la aceleración máxima en la cresta estimada de la estructura ($a_{max,y=0}$), la cual es una de las limitaciones del presente método. Para ello, se empleará la Figura 2.10 propuesta por Bray y Rathje (1998), la cual muestra resultados de análisis en una dirección de movimiento de columnas de desechos situadas sobre una fundación firme para varios movimientos de tierra, y se observa que la aceleración horizontal máxima (MHA), en otras palabras, la aceleración pico del suelo en la cresta del vertedero varía significativamente.

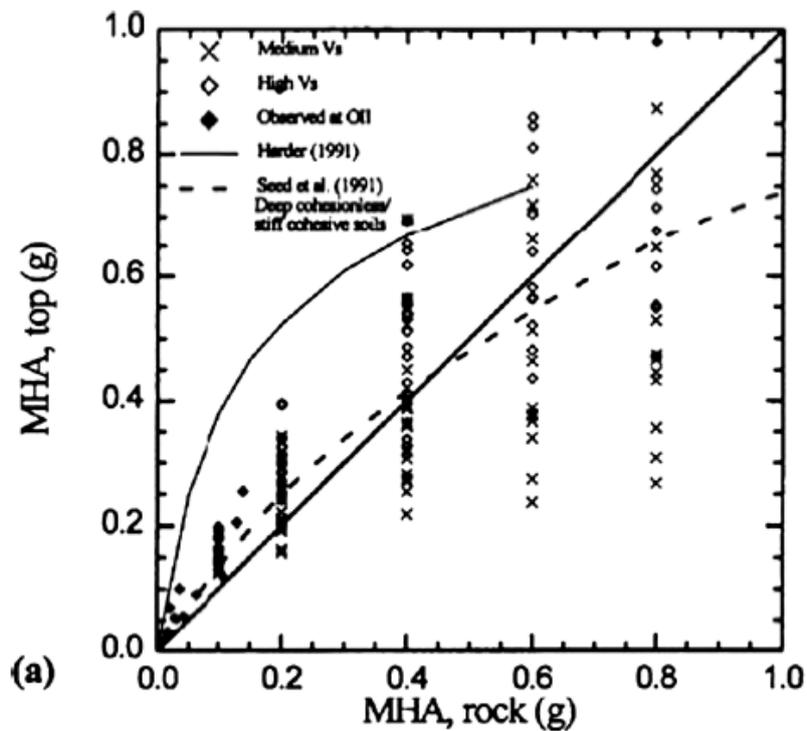


Figura 2.10: Aceleración horizontal máxima en la cresta vs. Aceleración horizontal máxima en la roca para algunos vertederos de residuos sólidos.

Fuente: Bray & Rathje, 1998.

La aceleración horizontal máxima en la cresta ($PG_{Acresta}$) se relaciona con la aceleración pico de la masa deslizante (k_{max}), y a su vez este cociente ($k_{max}/PG_{Acresta,y=0}$) varía con la profundidad de la superficie de falla potencial con respecto a la altura de la presa / terraplén (y/h). En la Figura 2.12, se observa lo anteriormente mencionado.

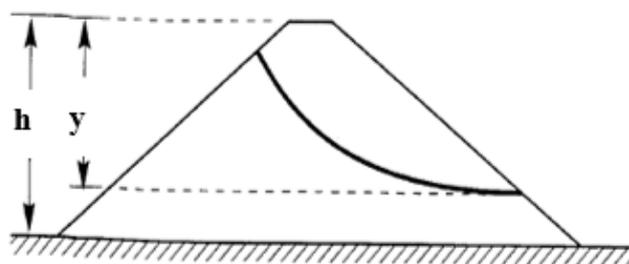


Figura 2.11: Profundidad de la superficie de falla potencial y altura de la presa / terraplén.

Fuente: Makdisi y Seed, 1978.

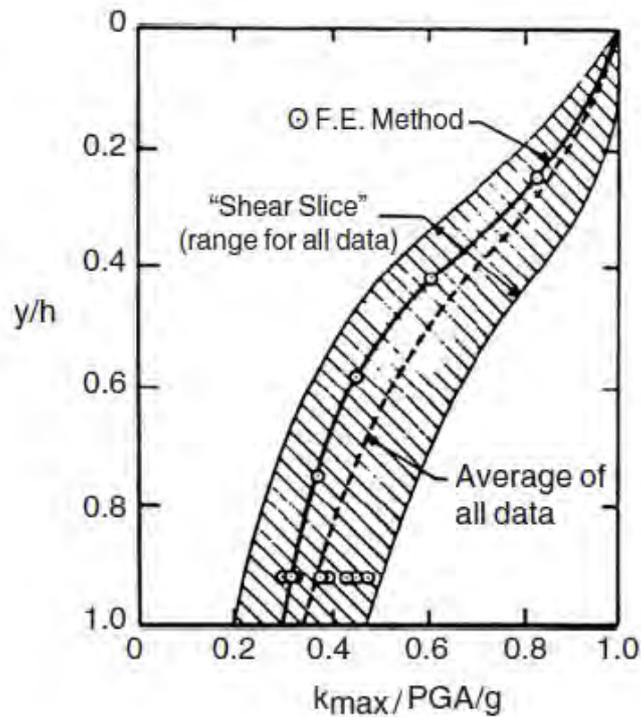


Figura 2.12: Variación de la relación de aceleraciones máximas con respecto a la profundidad de la potencial superficie de falla de la presa o terraplén.

Fuente: Makdisi y Seed, 1978.

A partir de experimentos de modelos de presas a escala, los cuales fueron sometidos a movimientos de suelos reales y sintéticos, con el objetivo que representen diferentes magnitudes de sismos, Makdisi y Seed estimaron la variación de desplazamientos permanentes (U) con respecto a la superficie de la cresta del depósito con la relación k_y/k_{max} y una magnitud (M) de sismo. Se reduce la dispersión de las deformaciones cuando se normaliza el desplazamiento con respecto a la aceleración pico de la base y el período fundamental de la presa o terraplén. El procedimiento de Makdisi-Seed se realiza con las gráficas que se muestran en la Figura 2.13.

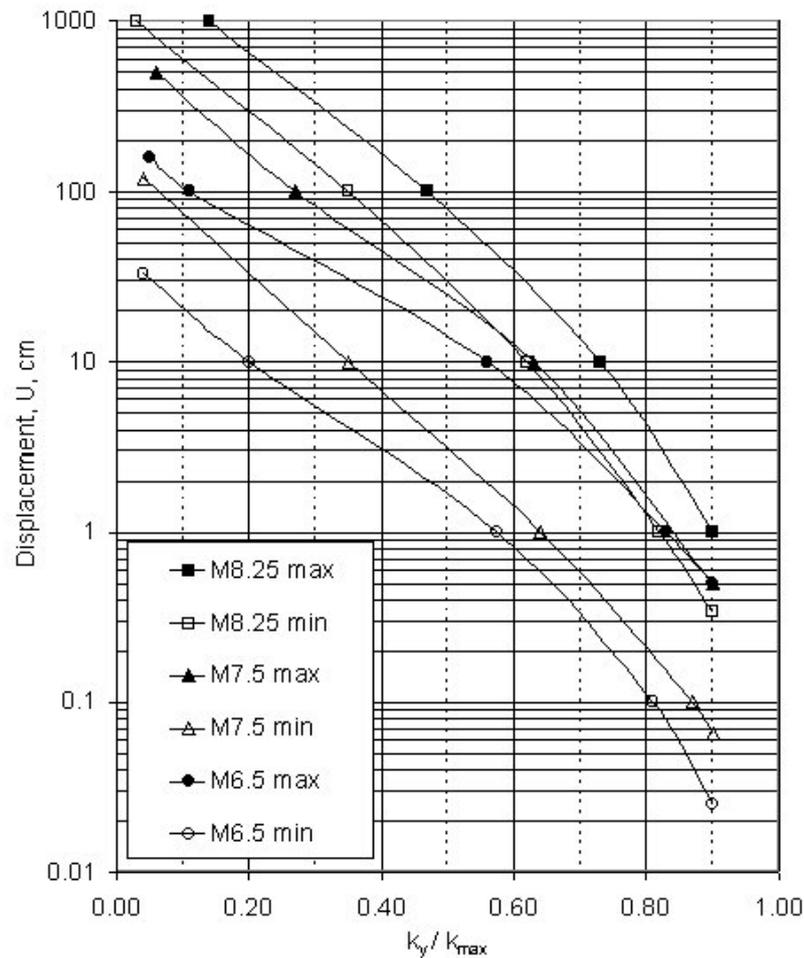


Figura 2.13: Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia por terremotos de diferentes rangos de magnitudes. a) resumen de varios sismos y presas/terraplenes.

Fuente: Makdisi y Seed, 1978.

Cabe mencionar que cuando se aplica el método a otras pendientes (+), sus resultados deben de ser interpretados minuciosamente. Además, al realizar el diseño por sismo, su deformación permanente debe ser menor a 3 pies, aproximadamente 1 metro, con el fin de evitar una posterior falla (Seed, 1969).

2.6.3. Método de Bray y Travararou (2007)

El método de Bray y Travararou es un modelo de análisis acoplado, que consiste en asumir que las aceleraciones y desplazamientos se producen en forma simultánea dentro de un mismo análisis dinámico en una estructura.

A diferencia de los métodos descritos previamente, este se configura a partir de las probabilidades de ocurrencia de ciertos niveles de deformación. Los cuales son (i) la probabilidad de que ocurran desplazamientos nulos y (ii) la cantidad más probable de desplazamientos no nulos.

2.6.3.1 Movimiento del suelo

Para el análisis sísmico de una estructura, se utiliza la aceleración tiempo historia que más se acerca a un sismo real que pueda ocurrir en la zona de estudio. Por lo tanto, son parámetros importantes la aceleración máxima en el suelo (PGA), el periodo medio (T_m) y la duración, que caracterizan la intensidad, el contenido de frecuencias y la duración respectivamente.

Se debe usar al menos dos de los parámetros mencionados para un correcto análisis del problema. Es usual que se use únicamente el valor de PGA para caracterizar el sismo; sin embargo, esto no puede ser válido ya que los movimientos del terreno con igual valor de PGA son variables en cuanto al contenido de frecuencias, la duración y el comportamiento de la estabilidad. Por ello, el PGA se complementa con parámetros que caracterizan el contenido de frecuencia y duración del movimiento del suelo (Bray 2007).

La aceleración espectral es una representación del sismo para el cálculo de las cargas que se producen en una estructura y su uso es común en la ingeniería sísmica. *“Es por ello que Travararou y Bray (2003a) encontraron que la aceleración espectral elástica amortiguada al*

5% en el periodo fundamental degradado de la masa deslizando potencial fue la medida óptima de la intensidad del movimiento del terreno en términos de eficiencia y suficiencia (es decir, minimiza la variabilidad en su correlación con desplazamiento sísmico, y hace que la relación sea independiente de otras variables, respectivamente, Cornell y Luco, 2001)” Bray (2007:330).

Travasarou y Bray (2003a) encontraron que la aceleración espectral en un periodo degradado igual a 1.5 veces el periodo fundamental del talud ($1.5T_s$) es el parámetro de movimiento de suelo más eficiente para todos los taludes. La aceleración espectral captura características importantes del movimiento como la intensidad y el contenido de frecuencias en relación con el periodo fundamental degradado de la masa deslizando. Además, incluye la influencia de la duración, ya que esta tiende a aumentar a medida que la intensidad aumenta.

2.6.3.2 Resistencia Dinámica de la estructura

Una medida de la resistencia dinámica es el coeficiente de fluencia (K_y), que depende del esfuerzo dinámico del material a lo largo de la superficie crítica de falla, la geometría y el peso. El problema para obtener el K_y es determinar los esfuerzos dinámicos, debido a esto se han realizado diferentes trabajos de investigación desarrollados por varios autores. Sin embargo, las metodologías para el cálculo de desplazamientos permanentes asumen que el valor del coeficiente de fluencia es constante. Además, el material no sufrirá una pérdida significativa de su resistencia.

El valor del coeficiente sísmico de fluencia (K_y) se puede obtener mediante el uso de programas computacionales como los que se mencionaron anteriormente en el Método de Newmark, que cumplan con las tres condiciones de equilibrio. Asimismo, se puede obtener

mediante las ecuaciones de análisis pseudoestático, un valor de aceleración cuando se tenga un Factor de seguridad equivalente a 1.

La superficie de falla que dé como resultado un menor valor del factor de seguridad estático no necesariamente será la superficie crítica para el análisis dinámico. *“Se debe realizar una búsqueda para encontrar superficies deslizantes que produzcan también valores de k_y bajos. El parámetro más importante para identificar masas deslizantes potenciales críticas para problemas dinámicos es k_y / k_{max} , donde k_{max} es el coeficiente sísmico máximo, que representa la carga sísmica máxima considerando la respuesta dinámica de la masa deslizante potencial”* (Bray 2007:331)

2.6.3.3 Respuesta dinámica de la estructura

Se ha demostrado que el desplazamiento debido al sismo también depende de la respuesta dinámica de la masa potencial de falla. Sin embargo, el método de Newmark, que consiste en un bloque rígido deslizante, no considera la respuesta dinámica de la masa deformable durante el movimiento del suelo.

En contraste con el modelo original de bloque rígido, Makdisi y Seed (1978) introdujeron un nuevo concepto llamado aceleración equivalente horizontal (AEH) para representar la carga sísmica de una masa deslizante potencial. Al aplicar esta aceleración a la masa deslizante, se obtienen los mismos esfuerzos dinámicos de corte a lo largo de la superficie de falla.

Según Bray un mejor modelo que represente el comportamiento de la respuesta dinámica del suelo, es un modelo de bloque deslizante no lineal acoplado que además tiene en cuenta la deformabilidad de la masa deslizante. Para el cálculo de las deformaciones se debe de obtener el periodo fundamental de la masa deslizante (T_s); para determinar este parámetro se han

propuesto tres relaciones que dependen del tipo de estructura y el tamaño de la masa potencial deslizante (Figura 2.14).

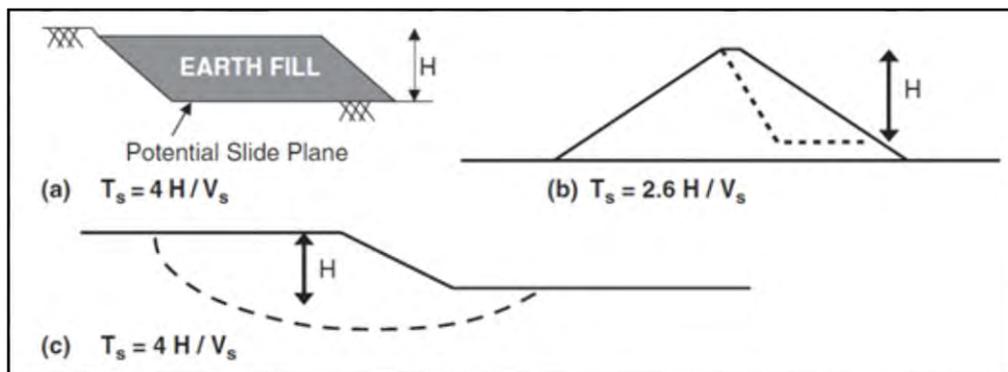


Figura 2.14: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizante.

Fuente: Wartman et al., 2003.

Bray y Travararou (2007) utilizaron el modelo no lineal acoplado del bloque deslizante deformable, propuesto por Rathje y Bray (2000), para el deslizamiento unidireccional. Para obtener una respuesta no lineal de los materiales de la estructura, la respuesta sísmica de la masa deslizante se representa mediante un análisis modal viscoelástico lineal equivalente que toma en cuenta las propiedades dependientes de la deformación.

2.6.3.4 Ecuaciones para estimar el desplazamiento permanente

El modelo que predice el desplazamiento permanente se subdivide en dos fases. En primer lugar, la probabilidad de que ocurra un desplazamiento "cero" (es decir, $D \leq 1$ cm, los desplazamientos menores de 1 cm no tienen importancia para el caso de taludes y por razones de practicidad pueden considerarse despreciables o "cero"), que se obtiene como una función de las variables principales independientes k_y , T_s y S_a ($1.5T_s$); esto se ilustra en la Figura 2.15. Los desplazamientos sísmicos que resulten menores a 1 cm se agrupan en $d_0 = 1$ cm.

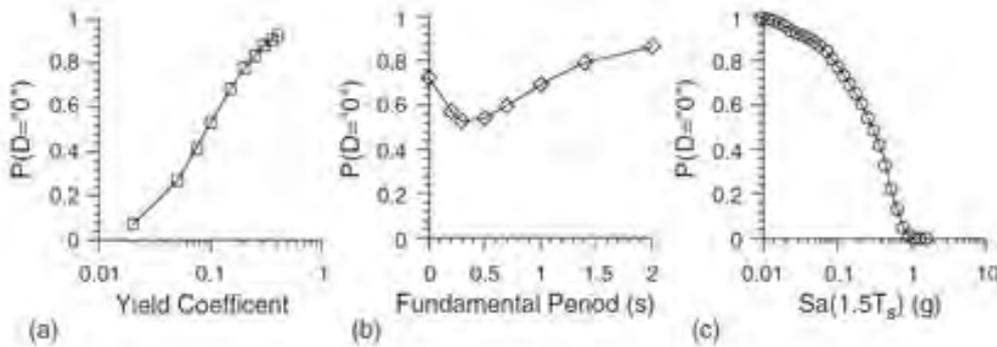


Figura 2.15: Dependencia de la probabilidad de desplazamiento nulo ($D < 1$ cm) en el (a) coeficiente de fluencia, (b) período fundamental, y (c) aceleración espectral en el periodo degradado ($1.5T_s$).

Fuente: Bray y Travararou, 2007.

La probabilidad de desplazamiento "cero" aumenta notoriamente a medida que aumenta el coeficiente de fluencia (Figura 2.15.a), y disminuye rápidamente a medida que se incrementa la aceleración espectral del movimiento de suelo en el período degradado ($1.5T_s$) (Figura 2.15.c). Por otro lado, se puede ver que la probabilidad de desplazamiento "cero" disminuye en los valores iniciales de T_s , debido a que el período fundamental del talud se acerca al período medio (T_m). Luego aumenta considerablemente a medida que el período del talud continúe incrementándose a medida que se aleja de la condición de resonancia (Figura 2.15.b).

En segundo lugar, en el caso que se obtenga una probabilidad no despreciable de desplazamiento "distinto de cero", se deben estimar mediante la siguiente fórmula, que calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1,76 - 3,22\ln(ky) - 0,484(T_s)\ln(ky) + 3,52 \ln(Sa(1,5T_s)) \quad (8)$$

Donde:

- Φ : función de distribución acumulativa normal estándar
- T_s : primer período fundamental de la masa deslizando

- $Sa(1,5Ts)$: la aceleración espectral inducida por un sismo de entrada con el período degradado $(1,5Ts)$
- Ky : coeficiente de fluencia.

Si la probabilidad resultante de la ecuación 8 es alta, entonces el comportamiento frente al sismo inducido en la estructura se puede considerar como satisfactorio. En caso contrario, se deberá de calcular la cantidad de desplazamientos diferentes de cero según la siguiente ecuación:

Para $Ts \leq 0.05seg$

$$\ln(D) = -0,22 - 2,38\ln(ky) - 0,333(\ln(ky))^2 + 0,566\ln(ky)\ln(Sa(1,5Ts)) + 3,04\ln(Sa(1,5Ts)) - 0,244(\ln(Sa(1,5Ts)))^2 + 1,5Ts + 0,278(M - 7) \pm \varepsilon \quad (9)$$

Para $Ts > 0.05seg$

$$\ln(D) = -1,10 - 2,38\ln(ky) - 0,333(\ln(ky))^2 + 0,566\ln(ky)\ln(Sa(1,5Ts)) + 3,04\ln(Sa(1,5Ts)) - 0,244(\ln(Sa(1,5Ts)))^2 + 1,5Ts + 0,278(M - 7) \pm \varepsilon \quad (10)$$

Donde:

- ε : Representa a una variable aleatoria de distribución normal, media cero y desviación estándar $\sigma=0,66$

Por lo tanto, el rango de desplazamientos de excedencia entre un 16% y 84% con $\varepsilon=0$, representado por $(D + \sigma) - (D - \sigma)$, se puede aproximar a $(D/2) - (2D)$, es decir, se aproxima a la mitad y al doble del desplazamiento obtenido.

2.6.4. Método de Macedo, Bray y Travararou (2017)

Para el desarrollo del presente método, se trabajó con el marco teórico del método empírico de Bray y Travararou (2007). Cabe recalcar que la principal fuente de incertidumbre para el cálculo de desplazamientos en taludes es el movimiento de entrada del suelo durante los movimientos sísmicos; es por ello que el método consideró una base de datos de 1620 registros de movimiento de suelo de terremotos de subducción, los cuales se conformó bajo los siguientes criterios:

- 1) Rango de magnitudes $5.8 \leq M_w \leq 9.0$
- 2) Distancia epicentral $R \leq 450$ km
- 3) Tipo de suelo A, B, C y D de acuerdo al Internacional Building Code (IBC)
- 4) Se han considerado un rango de frecuencia de 0.2-10Hz.

Este nuevo modelo captura adecuadamente los desplazamientos en zonas donde ocurren los terremotos de subducción; ya que la base de datos se ha actualizado los registros. Cabe mencionar que se adecua a un escenario realista de algunos proyectos por ejemplo la costa de América del Sur. Por otro lado, el método de Bray y Travararou (2007) se desarrolló utilizando registros de terremotos superficiales, los cuales ocurren en la mayor parte de los Estados Unidos de América, por lo que tiende a sobreestimar los desplazamientos sísmicos cuando se estudia un caso de talud ubicado en una zona de subducción.

2.4.3.4 Ecuaciones para estimar el desplazamiento permanente

En primer lugar, se debe calcular la probabilidad de desplazamiento nulo, es decir, los desplazamientos menores a 1 cm; para ello se hará uso de las siguientes ecuaciones:

Para $T_s \leq 0.7$ seg:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi \left(-2.75 - 3.3\text{Ln}(K_y) - 0.18 \left(\text{Ln}(K_y) \right)^2 - 0.56T_s\text{Ln}(K_y) + 1.94T_s + 2.95\text{Ln}(S_a(1.5T_s)) \right) \quad (11)$$

Para $T_s > 0.7\text{seg}$:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi \left(-3.77 - 5.17\text{Ln}(K_y) - 0.40 \left(\text{Ln}(K_y) \right)^2 - 0.43T_s\text{Ln}(K_y) - 1.03T_s + 2.91\text{Ln}(S_a(1.5T_s)) \right) \quad (12)$$

Donde:

- Φ : función de distribución acumulativa normal estándar
- T_s : primer período fundamental de la masa deslizante
- $S_a(1,5T_s)$: la aceleración espectral inducida por un sismo de entrada con el período degradado $(1,5T_s)$
- K_y : coeficiente de fluencia.

En segundo lugar, en el caso que se obtenga una probabilidad no despreciable de desplazamiento "igual a cero", se deben estimar los desplazamientos mediante la siguiente fórmula:

Para $T_s \leq 0.05\text{seg}$

$$\text{Ln}(D) = -6.37 - 3.045\text{Ln}(K_y) - 0.328 \left(\text{Ln}(K_y) \right)^2 + 0.448\text{Ln}(K_y)\text{Ln}(S_a(1.5T_s)) + 2.605\text{Ln}(S_a(1.5T_s)) - 0.233 \left(\text{Ln}(S_a(1.5T_s)) \right)^2 - 1.407T_s + 0.643M \pm \varepsilon \quad (13)$$

Para $T_s > 0.05\text{seg}$

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.97 - 3.045\ln(K_y) - 0.328 \left(\ln(K_y) \right)^2 + 0.448\ln(K_y)\ln(Sa(1.5Ts)) + \\ & 2.605\ln(Sa(1.5Ts)) - 0.233 \left(\ln(Sa(1.5Ts)) \right)^2 - 1.407Ts + 0.643M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (14)$$

Donde:

- ε : Representa a una variable aleatoria de distribución normal, media cero y desviación estándar $\sigma=0,73$.

Por lo tanto, el rango de desplazamientos de excedencia entre un 16% y 84% con $\varepsilon=0$, representado por $(D+\sigma) - (D-\sigma)$, se puede aproximar a $(D/2) - (2D)$, es decir, se aproxima a la mitad y al doble del desplazamiento obtenido.

2.6.5. Limitaciones de los métodos simplificados

El método pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

- No es confiable en los suelos que generan presiones de poros altas.
- No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a la onda sísmica.

En primer lugar, se identifica el material de la estructura de tierra y la fundación, los cuales ante el resultado de una carga cíclica podrían perder significativa resistencia produciendo licuefacción de suelos. En caso se presente este fenómeno, sería el principal enfoque de evaluación puesto que podría ocurrir grandes desplazamientos del flujo deslizando.

Por otra parte, en caso los materiales dentro o debajo de la estructura de tierra no perdieran una resistencia significativa debido a la carga cíclica del sismo, la estructura tendrá deformaciones permanentes que pueden poner en peligro su adecuado funcionamiento.



3.METODOLOGÍA Y ÁREA DE ESTUDIO

Según Hernández, Fernández y Baptista, un estudio cuantitativo se fundamenta en investigaciones previas. Asimismo, las principales metas de la investigación de un enfoque cuantitativo son la formulación y la demostración de teorías; para ello se deberá elaborar un proceso secuencial y probatorio en la elaboración de la tesis (Hernández et al., 2014). De acuerdo a lo mencionado, se ha optado que la metodología de la presente tesis tendrá un enfoque cuantitativo ya que se evaluará y comparará las deformaciones permanentes obtenidas de acuerdo al método empleado.

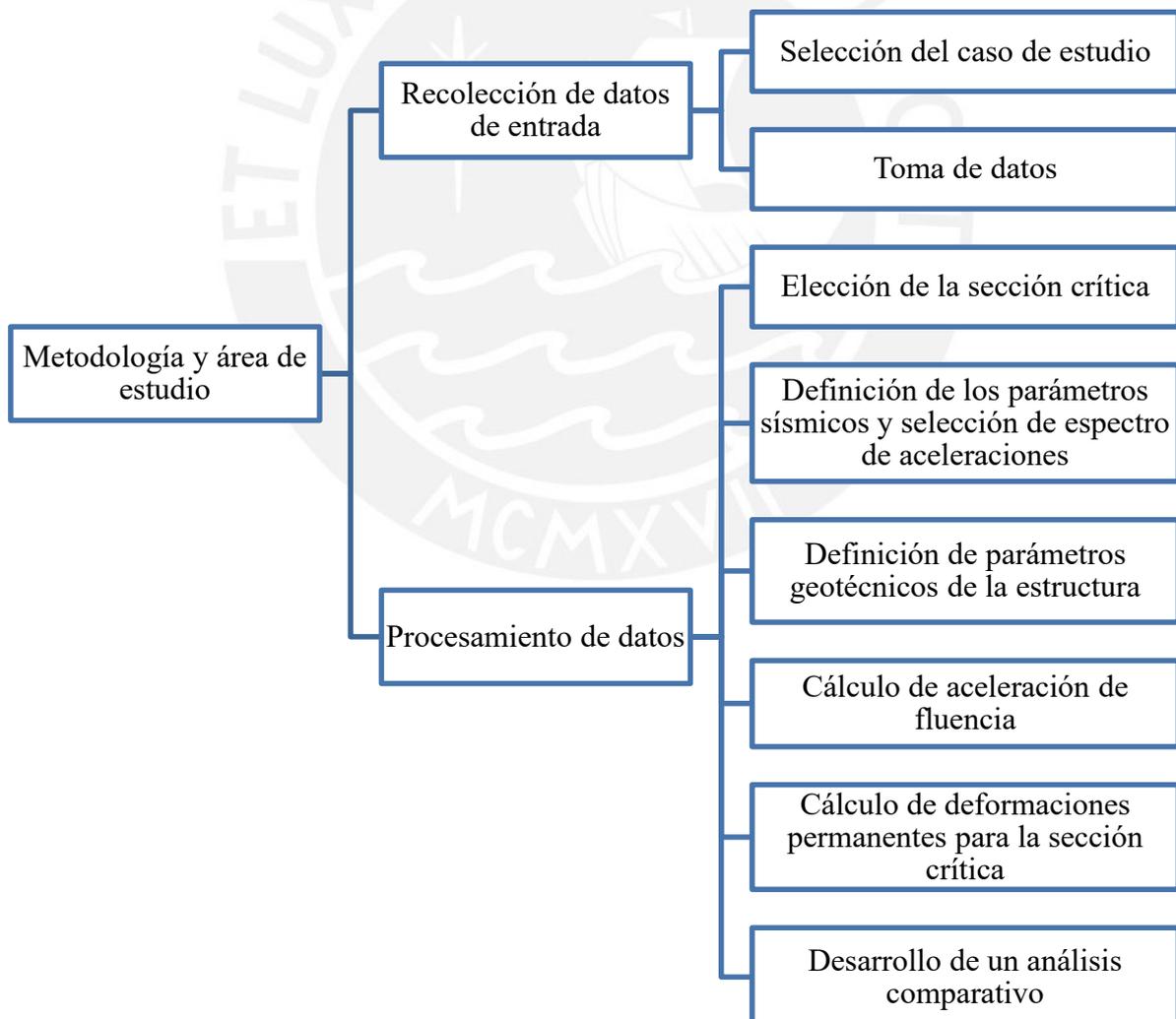


Figura 3.1: Organigrama de la metodología.

Fuente: Propia.

3.1. Recolección de datos de entrada

3.1.1. Selección del caso de estudio

Para el presente trabajo se ha seleccionado el siguiente caso de estudio: Un depósito de desmonte del tipo vertido, el cual se llevó a cabo siguiendo la práctica constructiva de tipo escalonamiento hacia abajo.

3.1.2. Toma de datos

Para lograr los objetivos específicos se recolectarán los parámetros de diseño correspondiente al depósito de estudio ubicado en el departamento de La Libertad, tales como: topografía, estudio de peligro sísmico, estudio geotécnico, estudio geológico y diseño civil de la estructura. Cabe mencionar que esta información fue obtenida de un expediente técnico elaborado por especialistas en el año 2018.

3.2. Procesamiento de datos

3.2.1. Elección de la sección crítica

A partir de la información recolectada, se procederá a definir el modelo de análisis, es decir, se determinará una sección crítica. La sección crítica de estudio se dará cuando el depósito concluya las fases de construcción y después del cierre de la mina.

3.2.2. Definición de los parámetros sísmicos y selección de espectro de aceleraciones

Los parámetros sísmicos de la zona del caso de estudio, serán obtenidos del estudio de peligro sísmico, el cual fue realizado considerando dos enfoques de estudio probabilístico y determinístico. Por consiguiente, se obtiene del expediente los espectros de peligro uniforme

para 475, 1000 y 2475 años de periodo de retorno y espectros de respuesta determinísticos para el percentil 50 y para el percentil 84.

3.2.3. Definición de parámetros geotécnicos de la estructura

Se procederá a definir los parámetros de resistencia y parámetros dinámicos, los cuales serán extraídos del informe de estudio geotécnico del depósito de desmonte. Por ejemplo, el peso específico (γ), la cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ) y velocidad de onda de corte (v).

3.2.4. Cálculo de aceleración de fluencia

Una variable común requerida en todos los métodos es la aceleración de fluencia, la cual será hallada mediante el análisis de equilibrio límite. Por ello, la sección crítica elegida fue del análisis estático local (falla circular), en el cual se considera solo la zona del último banco inferior del depósito del desmonte.

3.2.5. Cálculo de deformaciones permanentes para la sección crítica

Con la información recolectada, se procederá a realizar el cálculo de desplazamientos horizontales máximos permanentes usando diferentes métodos empíricos tales como:

- Método de Newmark
- Método de Makdisi-Seed
- Método de Bray y Travararou
- Método de Macedo, Bray y Travararou

Para la obtención de resultados se hará uso de fórmulas y ábacos de acuerdo a cada autor.

3.2.6. Desarrollo del análisis comparativo

Una vez obtenidos los resultados de las deformaciones permanentes para cada uno de los métodos, se realizará un análisis comparativo mediante un gráfico que represente los desplazamientos obtenidos para cada método (cm) vs. la aceleración pico de suelo (g). Por consiguiente, se obtiene los métodos más recomendables y cuyas respuestas sean más confiables. Finalmente, se explicará las conclusiones y recomendaciones.



4.CASO DE ESTUDIO

4.1. Ubicación

Para el presente trabajo se ha seleccionado el siguiente caso de estudio: Un depósito de desmonte que se encuentra ubicado íntegramente en el departamento de La Libertad. Con respecto a su clima, éste es cálido y templado. La temperatura es en promedio 13.9 °C, siendo enero el mes más caluroso del año y junio el más frío. Durante la estación de verano hay gran presencia de precipitaciones; en contraste, en la estación de invierno es poca la presencia de lluvia. La precipitación es de 856 mm al año. La precipitación más baja se da en julio, con un promedio de 13 mm y la precipitación es mayor en marzo con un promedio de 149 mm.



Figura 4.1: Mapa de ubicación del departamento de la Libertad.

Fuente: Propia.

4.2.Aspectos geológicos

De acuerdo al mapa tectónico propuesto por Macharé et al (2003), se observa cuatro sistemas de fallas cerca de la región de estudio ubicada en el centro-norte de Perú.

El primero de ellos es el sistema de fallas de Chalquibamba (PE-04), que se ubica en el departamento de Cajamarca, al norte de la localidad de Chalquibamba y al este de Marcabal; por lo tanto, está situado en la cordillera occidental. La traza de falla tiene un largo de 9.5 km aproximadamente y es de tipo normal.

La falla de Quiches (PE-08) agrupa a un reducido número de trazas de fallas que se ubican al norte de la región Ancash, entre Quiches y Chinalco y al occidente del río Santa María. Este sistema de fallas se reactivó con el terremoto de 1946 (7.2 Ms) sobre una longitud de 20 km. Este sistema de fallas es del tipo normal.

La falla Shonita (PE-05) se ubica en la provincia de Santiago de Chuco, departamento de La Libertad. La falla se reconoce por un escarpe que corta la topografía actual produciendo un salto vertical de 25 m, que se prolonga sobre una longitud de 2.8 km.

Por último, la Falla Limite Este (PE-09) se encuentra en la margen Este de los Andes peruanos y al Oeste de la falla de la Cordillera Blanca y se emplaza sobre una extensión de 120-170 km.

Las fallas mencionadas han producido importante sismicidad netamente local y algunas de ellas, sismos de importancia con daños y efectos mayores en áreas reducidas. Desde el punto de vista sísmico, estas fallas están activas.

4.3.Sismicidad

Los parámetros sísmicos se han obtenido de un informe privado sobre la evaluación de peligro sísmico para un depósito de desmonte ubicado en la zona de estudio y en la presente tesis solo se muestra los resultados de dicho análisis.

Para el desarrollo de cualquier proyecto de ingeniería es necesario realizar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable del peligro sísmico para poder planificar y mitigar los grandes efectos que podría conllevar (Castillo y Alva, 1993). Por ende, se elabora una evaluación del peligro sísmico ya sea desde el punto probabilístico o determinístico para comprender el probable comportamiento sísmico de un lugar.

Los trabajos de investigación de Silgado (1978) y Dorbath et al. (1990) proporcionaron un registro de datos sísmicos históricos más completo hasta la actualidad. La región centro-norte del Perú fue afectada con mayor intensidad por los sismos del año 1725, 1746, 1940, 1947, 1966, 1970, 1974, 1993 y 2007.

4.3.1. Resumen del análisis Probabilístico de Peligro Sísmico

Con la información de las características sísmicas de las fuentes sismogénicas y la ley de atenuación, se calcula el peligro sísmico considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas, la distancia de cada fuente y el área donde se encuentra el proyecto. Asimismo, para la evaluación del peligro sísmico para el caso de estudio del depósito de desmonte ubicado en La Libertad se ha considerado los sismos de subducción (interfase e intraplaca) y los continentales con sus respectivas leyes de atenuación. Por lo tanto, las aceleraciones sísmicas obtenidas mediante el método probabilístico para periodos de retorno de 475 y 2475 años, se muestran en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1: Peligro Sísmico para el Estudio de estabilidad del Depósitos de desmonte.

Depósito de Desmonte	Período de Retorno en años / PGA en “g”	
	475	2475
	0.254	0.427

Finalmente, la Figura 4.2 indica que la aceleración máxima horizontal de terreno (PGA) tiene un valor estimado de 0.254 g para un periodo de retorno de 475 años; 0.327g para un periodo de retorno de 1000 años y 0.427 g para un periodo de retorno de 2475 años.

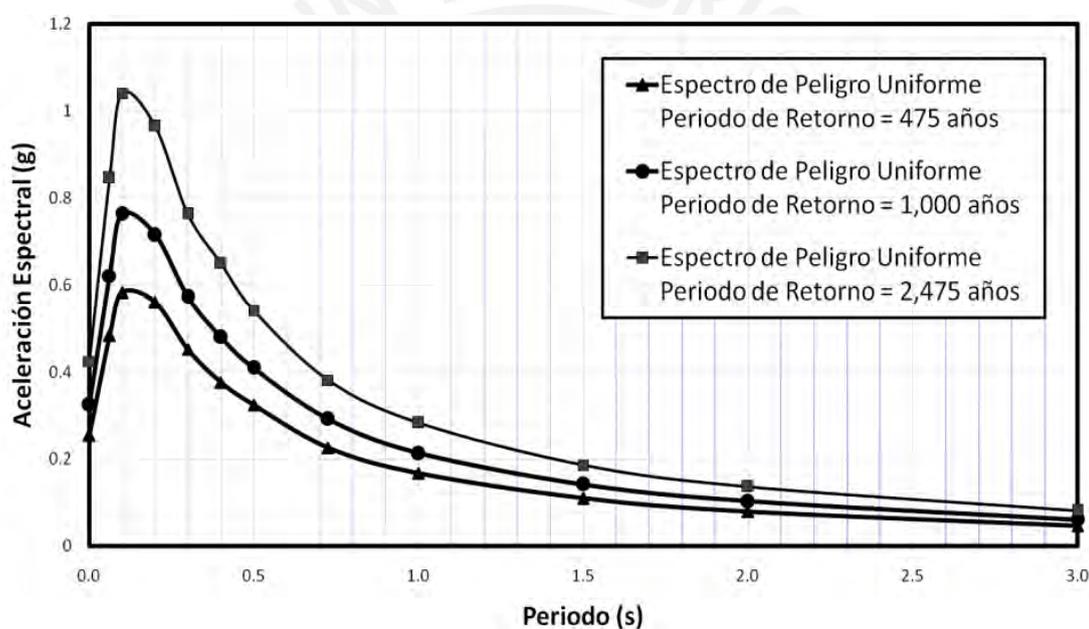


Figura 4.2: Espectros de peligro uniforme para 475, 1000 y 2475 años de periodo de retorno.

Fuente: Consultora A.

4.3.2. Resumen del Análisis Determinístico de Peligro Sísmico

El análisis determinístico se basa en el Sismo Máximo Creíble (MCE, de sus siglas en inglés). El MCE es el sismo máximo que puede suceder a lo largo de una determinada falla o dentro de un determinado lugar caracterizado por un marco sismotectónico supuesto o conocido (ICOLD, 1989). Con el fin de estimar el movimiento sísmico más desfavorable para el caso de estudio, no considera información sobre los siguientes datos: probabilidad de ocurrencia del evento

seleccionado, probabilidad de ocurrencia del evento en el lugar asumido, nivel de movimiento esperado en un periodo de tiempo, vida útil de la estructura, entre otros. Se obtiene la aceleración PGA tanto para sismos que ocurren debido al proceso de subducción de placas como sismos continentales con origen en las fallas tectónicas.

Seguidamente, se caracterizan los parámetros de cada fuente determinando la distancia aproximada más cercana del sitio a la misma, se evalúan las condiciones de suelo adyacente al sitio y se emplean ecuaciones de predicción de movimiento. Normalmente, se obtienen parámetros relacionados con valores estadísticos correspondientes a la mediana (percentil 50), y a la media más una desviación estándar (percentil 84). Para el desarrollo del presente trabajo se señala en la Tabla 4.2 solamente las aceleraciones máximas con respecto al percentil 84 debido a que toma un mayor rango de parámetros para su estudio a diferencia del percentil 50.

Tabla 4.2: Parámetros sísmicos y fuentes considerados en el cálculo del peligro Sísmico con el método determinístico: sismos interplaca, intraplaca y corticales.

Fuente Sísmica (Tipo)	Magnitud (Mw)	amax (g) Percentil 84
Interface	9.0	0.19
Intraplaca	8.0	0.50
Falla Chalquibamba	5.8	0.092
Falla Shonita	5.8	0.083
Falla Quiches	6.2	0.119
Falla Límite Este	7.0	0.410

La aceleración horizontal máxima bajo criterios determinísticos, ya sea para fuentes de subducción, deformación interna y cortical, presenta niveles de demanda sísmica que podrían en su mayoría no ser peligro para el área del proyecto. Sin embargo, la aceleración máxima del

MCE será igual a 0.50g, condición más conservadora para el análisis. La magnitud promedio (Mw) entre las magnitudes mínimas y máximas tiene un valor de 7.0.

Finalmente, la Figura 4.3 se muestra los espectros de diseño determinísticos para el percentil 50 y para el percentil 84.

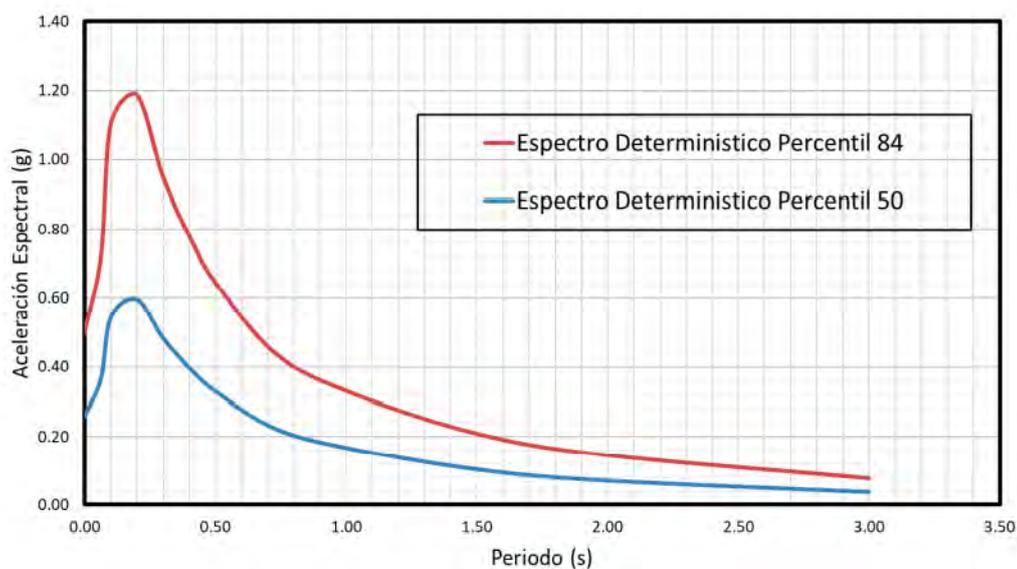


Figura 4.3: Espectros de respuesta determinísticos para el percentil 50 y para el percentil 84.

Fuente: Consultora A.

4.4. Características Geotécnicas

4.4.1. Fundación

El basamento rocoso está constituido por granodiorita, la cual está cubierta por depósitos cuaternarios. La granodiorita presenta las siguientes características: Es de color gris claro, holocristalino, fanerítico, grano medio a gruesa, y entre los principales minerales esenciales se encuentra la plagioclasa, ortosa y el cuarzo. El macizo rocoso tiene una resistencia de medianamente dura a dura, moderada a intensamente fracturada y moderada a altamente meteorizada.

Los depósitos cuaternarios que están emplazados sobre el basamento son de tipo coluvial y aluvial. El depósito coluvial antiguo (Q-cl2) está compuesto por grava arenosa con limo, muy densa, ligeramente húmeda, fragmentos angulosos, tamaño máximo 1.0 m de diámetro, mientras que el depósito aluvial (Q-al-f1) está compuesto por arena gravosa con cantos y algunos bolones, suelta, muy húmeda a saturada.

Para el modelo de la sección crítica se considera que toda la profundidad de la cimentación tiene las propiedades geomecánicas de la granodiorita.

Para el caso de estudio se considera que todo el suelo por encima de la fundación se remueve y se retire, con la finalidad que el material de desmonte se cimente sobre el basamento rocoso.

4.4.2. Material de desmonte

El cuerpo del depósito de desmonte, proveniente del interior de la mina, está constituido por grava arenosa con cantos y algunos bloques, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, de fragmentos angulosos, de acuerdo a lo observado en las calicatas hasta una profundidad de 2.0 metros. Asimismo, según la clasificación SUCS se identificó como una grava mal graduada con limos y arenas.

4.5. Características Geométricas

La altura del depósito de desmonte es aproximadamente 218 m. y está ubicado sobre una cimentación rocosa. La pendiente del talud varía entre 18° a 27° de acuerdo al escalonamiento.

Las características geométricas del depósito de desmonte se muestran en la Figura 4.4.

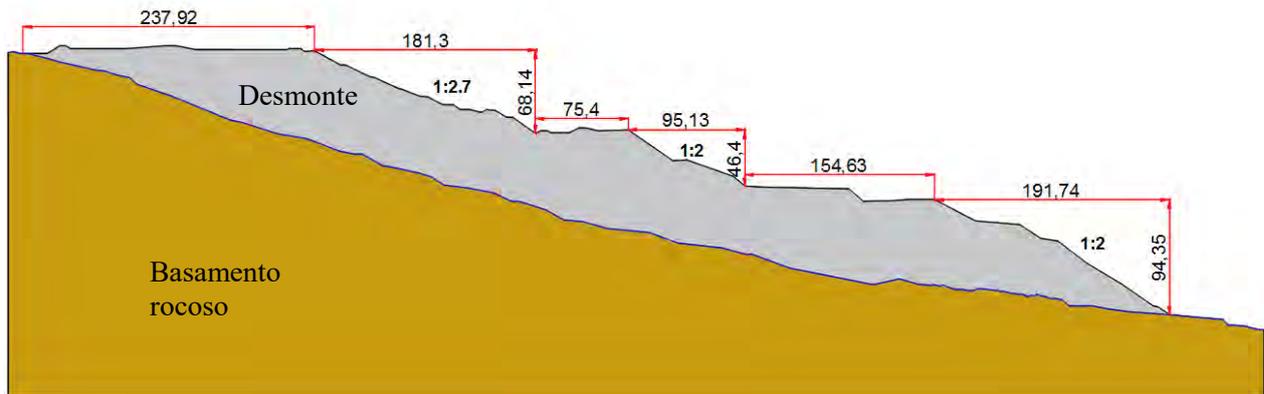


Figura 4.4: Sección del Depósito de desmonte.

Fuente: Propia.

4.6. Parámetros Geotécnicos

4.6.1. Parámetros geotécnicos de la cimentación

Los parámetros en la cimentación del depósito son los siguientes: Cimentación roca granodiorita; peso específico 26.8 kN/m^3 , ángulo de fricción 45° y 100 kPa de cohesión. Para el análisis de equilibrio límite, la cimentación se caracterizará como un material impenetrable; ya que, al estar conformado por roca, este tiene una gran resistencia y la falla solo se dará en el área conformada por el depósito de desmonte.

4.6.2. Parámetros geotécnicos del desmonte

El material que conforma el cuerpo del depósito de desmonte se clasifica en promedio como una grava mal graduada con limos y arenas (GP-GM) con 71.2% de gravas, 23.1% de arenas y 5.6% de finos, además presenta un límite líquido (LL) igual a 18 y un índice de plasticidad (IP) igual a 4. En la Figura 4.5 se muestra la gráfica de granulometría para diferentes muestras del depósito.

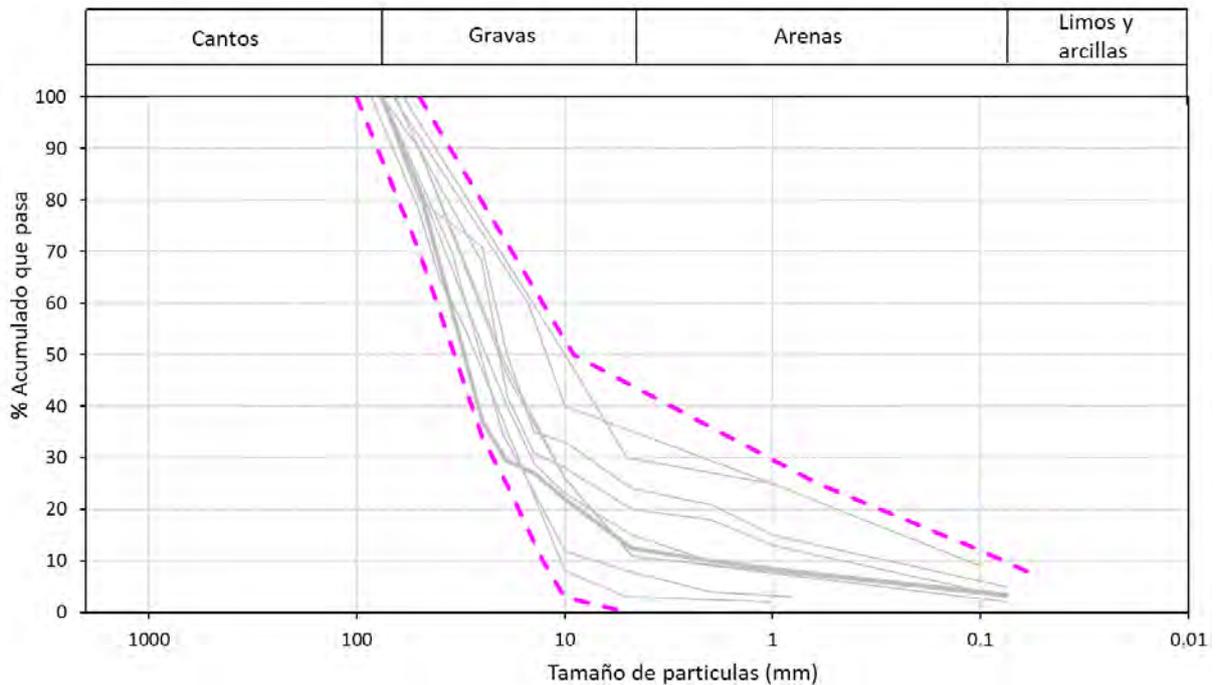


Figura 4.5: Huso granulométrico del material de desmonte.

Fuente: Consultora A.

Las propiedades representativas del material son: densidad seca de 20.4 kN/m^3 con una humedad de 2.75% .

Para la evaluación del material que conforma el depósito de desmonte se hace uso de la teoría de Mohr Coulomb. La base de esta teoría consiste en resaltar la resistencia al corte del suelo en base a la siguiente expresión:

$$s = c + \sigma'_N * \tan(\phi)$$

Donde:

- s : resistencia del suelo ante el esfuerzo cortante
- c : cohesión
- ϕ : ángulo de rozamiento interno del material

- σ'_N : tensión normal

La resistencia del suelo ante el esfuerzo cortante es la suma de su cohesión y del rozamiento en el plano de rotura, y este último está determinado por el producto de la tensión normal a dicho plano y la tangente del ángulo de rozamiento interno del material.

Los valores de resistencia cortante se obtienen de los ensayos de laboratorio (Triaxial CU), estos se ajustan de tal forma que se obtenga una cohesión de 0 kPa, valor característico para materiales granulares.

De acuerdo al estudio geotécnico, se obtuvo un ángulo de fricción de 22° y un peso específico de 20 kN/m^3 .

Por otra parte, mediante los ensayos geofísicos se tiene dos registros de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), las cuales muestran velocidades de ondas de corte a lo largo de la profundidad para el depósito de desmonte. Se observa que el primer ensayo registró velocidades en el rango 280 m/s hasta 620 m/s. Asimismo, un segundo registro indicó un rango de valores entre 250 m/s a 780 m/s. Ambos ensayos alcanzaron una profundidad de estudio de 30 metros. Por último, el promedio entre ambos datos nos da una velocidad de onda de 482 m/s aproximadamente para el depósito, la cual se empleará como dato de entrada para los cálculos.

4.6.3. Resumen parámetros geotécnicos de la estructura

En la Tabla 4.3 se muestra el resumen de los parámetros geotécnicos de los materiales que conforman el modelo del análisis de equilibrio límite.

Tabla 4.3: Modelo Geomecánico del depósito de desmonte y cimentación.

Material tipo	Descripción	Peso específico del suelo γ (kN/m ³)	Cohesión c (kN/m ²)	Ángulo de Fricción ϕ (°)
1	Desmante de Mina – Vertido	20.0	0	22
2	Roca – Cimentación	26.8	100	45

4.7. Condiciones del nivel freático

De acuerdo con la información piezométrica del sitio, el nivel de agua subterránea se ubica a nivel de la superficie del terreno tal como se muestra en la Figura 4.6.

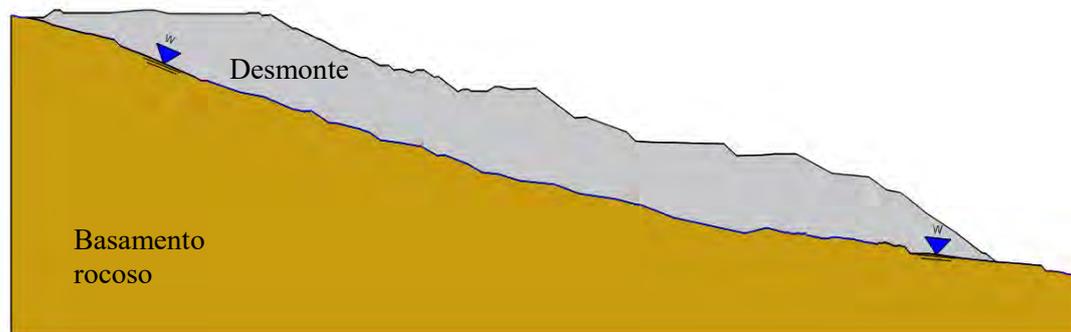


Figura 4.6: Ubicación del nivel freático en el depósito de desmonte.

Fuente: Propia.

5. DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR UN SISMO

5.1. Cálculo de la aceleración de fluencia (a_y)

El talud de la sección crítica a analizar se encuentra en la zona inferior del depósito de desmonte y cuenta con una altura de 94m, representando el 43% de la altura total. Del análisis de

estabilidad de taludes se obtuvo el coeficiente sísmico igual a 0.09. Con este valor se procederá a realizar el cálculo de las deformaciones permanentes.

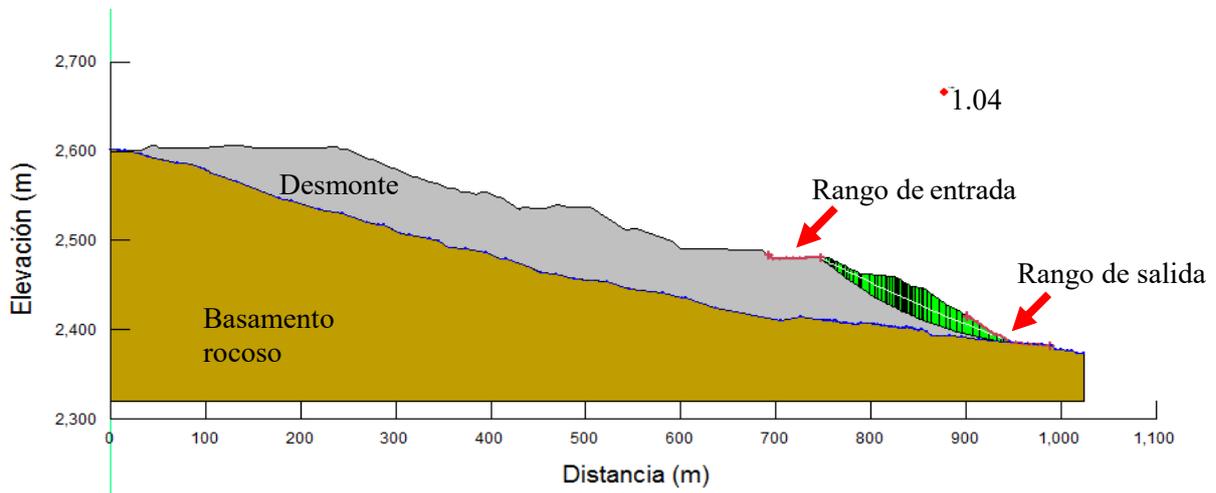


Figura 5.1: Sección crítica con su factor de seguridad.

Fuente: Propia.

5.2. Cálculo mediante el método de Newmark

Los desplazamientos permanentes mediante el método de Newmark (1963) fueron determinados a partir de los resultados de análisis previos de la evaluación de peligro sísmico, condiciones geotécnicas del depósito de desmorte y de la fundación rocosa. Finalmente, se calcula los desplazamientos permanentes mediante la ecuación propuesta por los autores (Ec. 6 y 7).

5.2.1. Datos de entrada

Se tendrá en cuenta los siguientes datos de entrada, Los datos de entrada se trabajan en unidades inglesas:

A partir de la evaluación de peligro sísmico se obtuvo tres aceleraciones pico del suelo (A) mediante el enfoque probabilístico y determinístico. Los valores de las aceleraciones son 0.254g, 0.427g y 0.50g, los cuales se identificará como caso A, B y C respectivamente.

De acuerdo a la Tabla 5.1 propuesta por Seed e Idriss, se obtiene la relación V_{\max}/a_{\max} para un tipo de material predominante en la cimentación que es roca. Por ende, el cociente V_{\max}/a_{\max} tiene un valor de 21.7 (in/s)/g. Otro dato a considerar es la aceleración de la gravedad que es igual 9.81m/s² lo que equivale a 386.2 in/s².

Tabla 5.1: V_{\max}/a_{\max} en función al tipo de suelo (Seed e Idriss 1982)

Tipo de material	V_{\max}/a_{\max}	
	cm/s/g	in/s/g
Roca	55.0	21.7
Suelos rígidos	110.0	43.3
Suelos profundamente rígidos	135.0	53.1

Por último, la aceleración de fluencia (f_y) es 0.09g, la cual se obtuvo anteriormente en el numeral 5.1.

5.2.2. Cálculo de la deformación permanente

Para obtener la deformación permanente se reemplaza los datos de entrada en la fórmula (6) cuando la relación N/A es mayor que 0.15, por el contrario, si es menor se usa la formula (7). Para ello, se tendrá en cuenta tres casos, los cuales se diferencian por las aceleraciones pico del suelo (PGA).

- CASO A: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.254 g.

De acuerdo a la Tabla 5.1, se calcula la velocidad pico del suelo, a partir de la relación V_{\max}/a_{\max} igual a 21.7 (in/s)/g.

$$v = 21.7 \frac{(\text{in/s})}{g} \times 0.254 g = 5.50 \text{ in/seg}$$

Se emplea la ecuación (6) y reemplazando:

$$u = \frac{(V_{\max})^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \times \left(\frac{A}{N}\right) \quad \frac{N}{A} > 0.15$$

$$\frac{N}{A} = \frac{0.09g}{0.254g} = 0.35 > 0.15$$

$$U = \frac{\left(5.5 \frac{\text{in}}{\text{seg}}\right)^2}{2 \times 386.2 \frac{\text{in}}{\text{seg}^2} \times 0.09g} \left(1 - \frac{0.09g}{0.254g}\right) \times \left(\frac{0.254g}{0.09g}\right) = 0.79 \text{ in}$$

El desplazamiento máximo horizontal se convierte a unidades métricas.

$$U = 0.79 \text{ in} \times 0.0254 \frac{\text{m}}{\text{in}} \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 2.01 \text{ cm}$$

- CASO B: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.427 g.

De acuerdo a la Tabla 5.1, se calcula la velocidad pico del suelo, a partir de la relación V_{\max}/a_{\max} igual a 21.7 (in/s)/g.

$$v = 21.7 \frac{(\text{in/s})}{g} \times 0.427 g = 9.25 \text{ in/s.}$$

Se emplea la ecuación (6) y reemplazando:

$$u = \frac{(V_{\max})^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \times \left(\frac{A}{N}\right) \quad \frac{N}{A} > 0.15$$

$$\frac{N}{A} = \frac{0.09g}{0.427g} = 0.21 > 0.15$$

$$U = \frac{\left(9.25 \frac{\text{in}}{\text{seg}}\right)^2}{2 \times 386.2 \frac{\text{in}}{\text{seg}^2} \times 0.09g} \left(1 - \frac{0.09g}{0.427g}\right) \times \left(\frac{0.427g}{0.09g}\right) = 4.60 \text{ in.}$$

El desplazamiento máximo horizontal se convierte a unidades métricas.

$$U = 4.6 \text{ in} \times 0.0254 \frac{\text{m}}{\text{in}} \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 11.70 \text{ cm}$$

- CASO C: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.50 g.

De acuerdo a la Tabla 5.1, se calcula la velocidad pico del suelo, a partir de la relación

V_{\max}/a_{\max} igual a 21.7 (in/s)/g.

$$v = 21.7 \frac{(\text{in/s})}{g} \times 0.50 g = 10.83 \text{ in/s.}$$

Se emplea la ecuación (6) y reemplazando:

$$u = \frac{(V_{\max})^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \times \left(\frac{A}{N}\right) \quad \frac{N}{A} > 0.15$$

$$\frac{N}{A} = \frac{0.09g}{0.50g} = 0.18 > 0.15$$

$$U = \frac{\left(10.83 \frac{\text{in}}{\text{seg}}\right)^2}{2 \times 386.2 \frac{\text{in}}{\text{seg}^2} \times 0.09g} \left(1 - \frac{0.09g}{0.50g}\right) \times \left(\frac{0.50g}{0.09g}\right) = 7.68 \text{ in.}$$

El desplazamiento máximo horizontal se convierte a unidades métricas.

$$U = 7.68 \text{ in} \times 0.0254 \frac{\text{m}}{\text{in}} \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 19.51 \text{ cm}$$

Tabla 5.2: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Newmark

Caso	PGA (g)	U (cm)
A	0.254	2.01
B	0.427	11.70
C	0.50	19.51

5.3.Cálculo mediante el método de Makdisi-Seed

Los desplazamientos permanentes mediante el método de Makdisi y Seed (1978) fueron determinados a partir de los resultados de análisis previos de la evaluación de peligro sísmico, condiciones geotécnicas del depósito de desmonte y mediante los dos ábacos desarrollados por los autores (Figura 2.12 y 2.13).

5.3.1. Datos de entrada

Se tendrá en cuenta los siguientes datos de entrada:

A partir de la evaluación de peligro sísmico se obtuvo tres aceleraciones pico del suelo (A) mediante el enfoque probabilístico y determinístico. Por ello, los valores de las aceleraciones pico del suelo (PGA) del depósito de desmonte son 0.254g, 0.427g y 0.50g, los cuales se identificará como caso A, B y C respectivamente.

De acuerdo al ábaco presentado en la Figura 2.13, se muestra diferentes rangos de magnitudes (Mw) entre ellos 6.5, 7.5 y 8.25. A partir del análisis determinístico usado en la evaluación de peligro sísmico, se obtiene las magnitudes relacionadas a las aceleraciones máximas para varias fuentes sismogénicas (interplaca, intraplaca y corticales) (Tabla 4.2); de la cual se obtendrá la magnitud promedio entre las magnitudes mínimas y máximas, cuyo resultado es 7.0 (Mw). Para utilizar el ábaco se escoge la magnitud mayor más cercana, siendo 7.5 (Mw).

La aceleración de fluencia (f_y) es 0.09g, la cual se obtuvo anteriormente en el numeral 5.1.

5.3.1.1 Cálculo de aceleración máxima del suelo en la cresta

Mediante la Figura 5.2 se calcula la aceleración máxima del suelo en la cresta a partir de la aceleración del basamento rocoso. Para ello, se procede a dibujar una curva, la más conservadora, la cual une los extremos superiores de las cinco columnas de puntos que se

muestran en el gráfico. Cabe señalar que se trabajó con los máximos puntos de las muestras en suelos con alta velocidad de ondas de corte, en otras palabras, suelos altamente compactos ya que el tipo de material del caso de estudio pertenece a dicha clasificación.

La intersección de la curva generada con la aceleración pico del suelo en la base rocosa da como resultado la aceleración pico del suelo en la cresta.

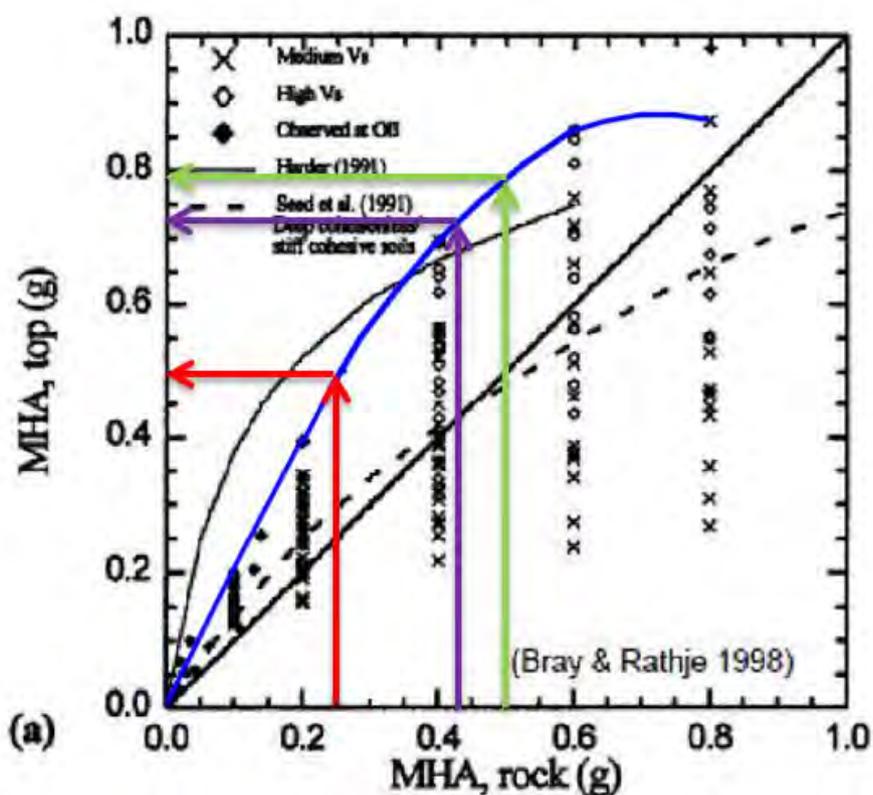


Figura 5.2: Obtención de la aceleración horizontal máxima en la cresta a partir de la intersección de la aceleración horizontal máxima en la roca con la curva máxima de los puntos.

Fuente: Bray & Rathje 1998.

- CASO A: Cuando el PGA en la base rocosa es igual a 0.254g, el valor de PGA cresta es igual a 0.50g.
- CASO B: Cuando el PGA en la base rocosa es igual a 0.427g, el valor de PGA cresta es igual a 0.72g.

- CASO C: Cuando el PGA en la base rocosa es igual a 0.50g, el valor de PGA cresta es igual a 0.79g.

5.3.1.2 Calculo de la aceleración pico de la masa deslizante

Teniendo en cuenta la geometría de la sección crítica, se calculará una relación entre la profundidad de la superficie de la falla potencial y la altura total del depósito de desmonte.

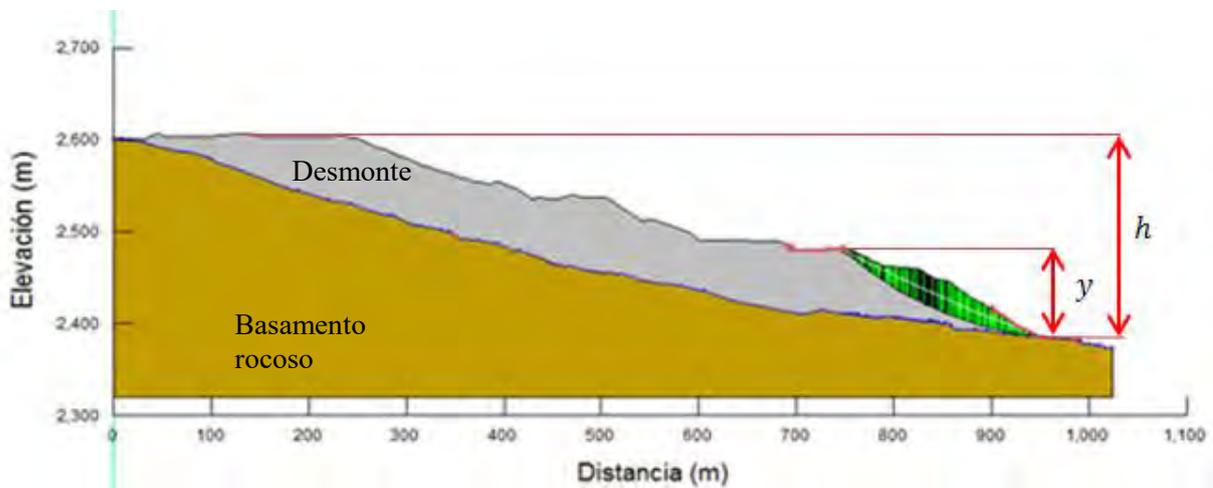


Figura 5.3: Altura total de la sección crítica (h) y la altura de la superficie de falla (y).

Fuente: Propia.

Se calcula la relación de alturas:

$$\frac{y}{h} = \frac{94 \text{ m}}{218 \text{ m}} = 0.43$$

A continuación, de acuerdo a la Figura 5.4, en el ábaco mostrado la intersección de $y/h = 0.43$ con la línea punteada que representa un resumen del promedio de todos los datos, se obtiene:

$$\frac{K_{max}}{PGA_{cresta}} = 0.66$$

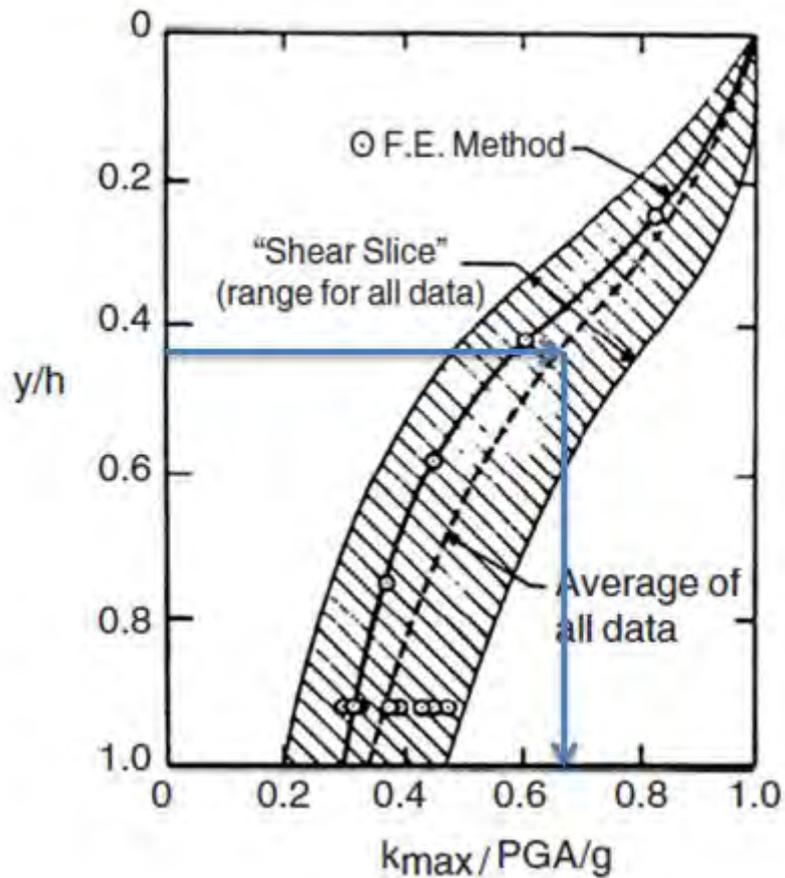


Figura 5.4: Obtención de la relación de aceleraciones máximas ($K_{max}/PGA/g$) a partir de la intersección de la profundidad de la potencial superficie de falla del depósito de desmonte del promedio de todos los datos.

Fuente: Makdisi y Seed, 1978.

Por último, de la relación previamente obtenida, se despeja la aceleración pico de la masa deslizante (K_{max}):

$$K_{max} = 0.66 \times PGA_{cresta}$$

- CASO A:

$$K_{max} = 0.66 \times 0.50 \text{ g} = 0.33\text{g}$$

- CASO B:

$$K_{max} = 0.66 \times 0.72 \text{ g} = 0.48\text{g}$$

- CASO C:

$$K_{max} = 0.66 \times 0.79 \text{ g} = 0.52\text{g}$$

5.2.2. Cálculo de la deformación permanente

Mediante la Figura 5.5 se obtiene el desplazamiento máximo horizontal. Para ello, se tendrá que intersectar los siguientes datos: la magnitud 7.5 (Mw) y la relación de aceleraciones k_y/K_{max} .

- CASO A:

$$\frac{K_y}{K_{max}} = \frac{0.09 \text{ g}}{0.33 \text{ g}} = 0.27$$

- CASO B:

$$\frac{K_y}{K_{max}} = \frac{0.09 \text{ g}}{0.48 \text{ g}} = 0.19$$

- CASO C:

$$\frac{K_y}{K_{max}} = \frac{0.09 \text{ g}}{0.52 \text{ g}} = 0.17$$

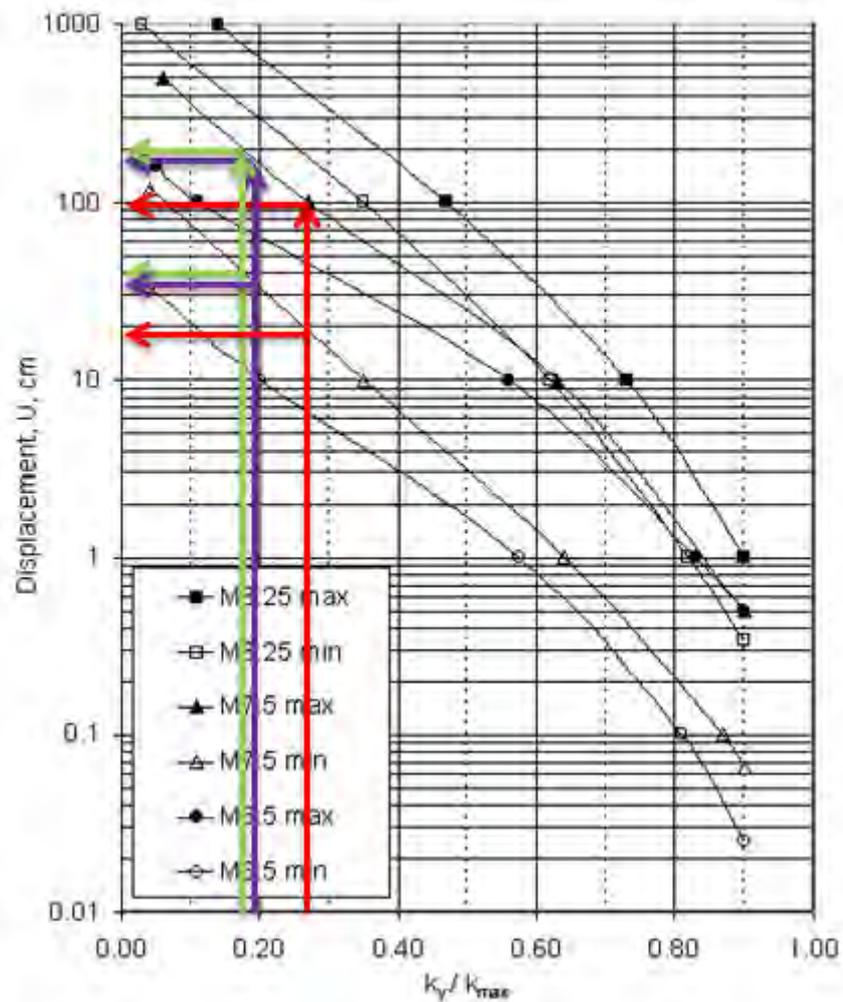


Figura 5.5: Obtención del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia por terremotos de diferentes rangos de magnitudes.

Fuente: Makdisi y Seed, 1978.

- CASO A: El rango de los desplazamientos permanentes (U) es de 18 cm hasta 100 cm.
- CASO B: El rango de los desplazamientos permanentes (U) es de 34 cm hasta 107 cm.
- CASO C: El rango de los desplazamientos permanentes (U) es de 41 cm hasta 200 cm.

Tabla 5.3: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Makdisi-Seed

Caso de análisis	z/H	Ky	PGAcresta	Kmax/PGAcresta/g	Kmax	ky/kmax	U(cm)
A	0.43	0.09	0.5	0.66	0.33	0.273	18 - 100
B	0.43	0.09	0.72	0.66	0.48	0.189	34 - 107
C	0.43	0.09	0.79	0.66	0.52	0.173	41 - 200

5.4.Cálculo mediante el método de Bray-Travasarou

Los desplazamientos permanentes mediante el método de Bray y Travasarou (2007) fueron determinados a partir de datos tales como las características sísmicas del bloque deslizando (periodo fundamental y altura de la sección crítica), evaluación del espectro de respuesta de aceleraciones y condiciones geotécnicas del depósito de desmonte. Finalmente, se calcula los desplazamientos mediante la ecuación propuesta por los autores (Ecuación 9 y 10).

5.4.1. Datos de entrada

De la información de la evaluación de peligro sísmico, se obtuvo la magnitud promedio (M) entre las magnitudes mínimas y máximas registradas por varias fuentes sismogénicas, la cual resultó 7.5 (Mw). (Tabla 4.2)

5.4.1.1. Período fundamental y degradado

De acuerdo a la Figura 5.6, se usará la fórmula del caso (a) para calcular el periodo fundamental del bloque deslizando. Anteriormente, se mencionó los siguientes datos tales como la altura del bloque deslizando (H) igual a 94m y la velocidad de onda de corte igual a 482m/s.



Figura 5.6: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizando.

Fuente: Wartman et al., 2003.

Empleando la fórmula:

$$T_S = \frac{4H}{V_S} = \frac{4 * 94 \text{ m}}{482 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.78 \text{ seg}$$

Con este resultado se calculará el periodo degradado del bloque deslizando $1.5T_S$ es igual a 1.17 segundos, el cual se empleará como dato de entrada en el espectro de aceleraciones.

5.4.1.2. Espectro de aceleración

El espectro a utilizar es aquel que se obtuvo del análisis de peligro sísmico. Para el periodo degradado del bloque deslizando cuyo valor es 1.17 segundos se obtiene las siguientes pseudoaceleraciones mediante la intersección con el espectro probabilístico de peligro uniforme ($T_r = 475$ años y $T_r = 2475$ años) y el espectro determinístico (percentil 84):

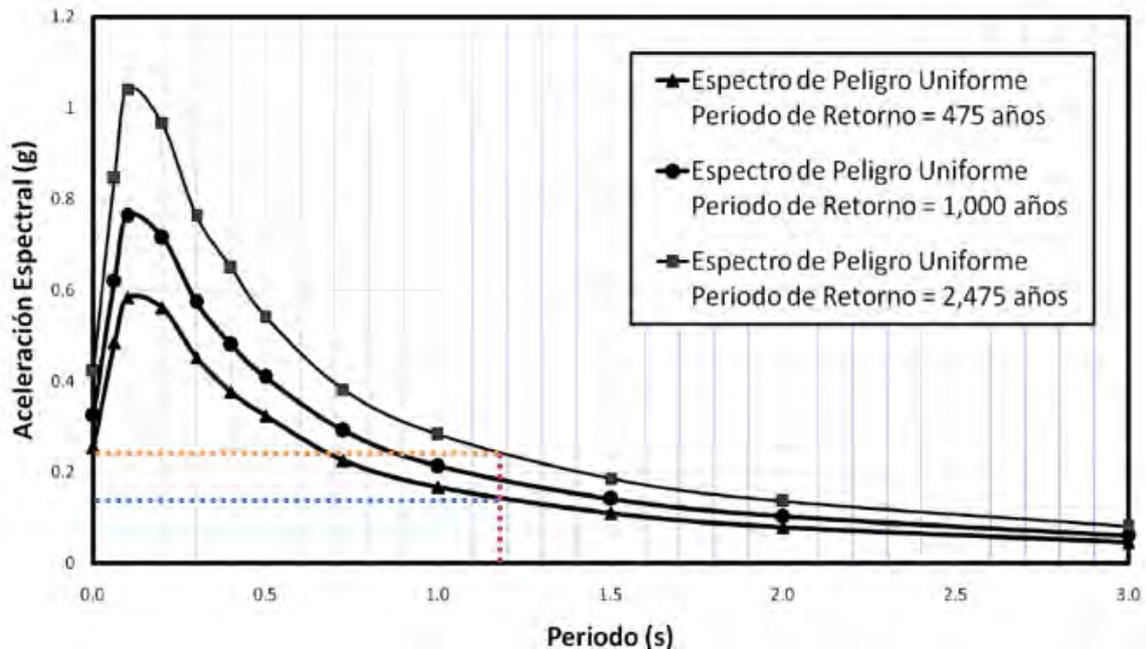


Figura 5.7: Aceleración espectral a $1.5T_S$ para una aceleración de 0.254g y 0.427g.

Fuente: Propia.

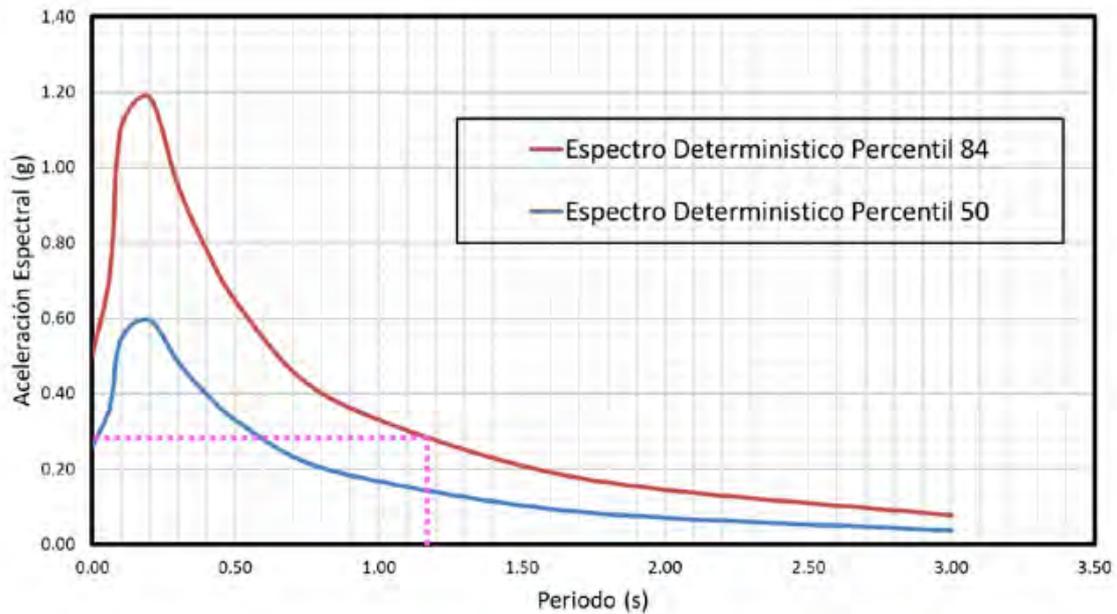


Figura 5.8: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.50g.

Fuente: Propia.

Cuando las aceleraciones son 0.254g, 0.427g y 0.5g de los gráficos anteriores se obtuvo las siguientes pseudoaceleraciones (S_a) 0.15g, 0.25g y 0.28g respectivamente.

5.4.2. Cálculo de la deformación permanente

Para los tres casos se analizará el talud local de la sección crítica del bloque deslizando del depósito de desmonte.

- CASO A: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.254g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$ mediante la ecuación 8 propuesta por los autores.

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22\text{Ln}(0.09) - 0.484(1.17)\text{Ln}(0.09) + 3.52 \text{Ln}(0.15))$$

$$P(D = 0) = 0.46$$

Se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 10 propuesta por los autores.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -1.10 - 2.38 \ln(0.09) - 0.333(\ln(0.09))^2 + 0.566 \ln(0.09) \ln(0.15) + \\ & 3.04 \ln(0.15) - 0.244(\ln(0.15))^2 + 1.17 + 0.278(7.5 - 7) \end{aligned}$$

$$\ln(D) = 0.95$$

$$D = e^{0.95} = 2.57 \text{ cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$D = 1.3 \text{ cm} - 5.1 \text{ cm}$$

- CASO B: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.427g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$ mediante la ecuación 8 propuesta por los autores.

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22\ln(0.09) - 0.484(1.17)\ln(0.09) + 3.52 \ln(0.25))$$

$$P(D = 0) = 0.03$$

Se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 10 propuesta por los autores.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -1.10 - 2.38 \ln(0.09) - 0.333(\ln(0.09))^2 + 0.566 \ln(0.09) \ln(0.25) + \\ & 3.04 \ln(0.25) - 0.244(\ln(0.25))^2 + 1.17 + 0.278(7.5 - 7) \end{aligned}$$

$$\ln(D) = 2.25$$

$$D = e^{2.25} = 9.50 \text{ cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$D = 4.8 \text{ cm} - 19.0 \text{ cm}$$

- CASO C: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.50g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$ mediante la ecuación 8 propuesta por los autores.

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22 \text{Ln}(0.09) - 0.484(1.17) \text{Ln}(0.09) + 3.52 \text{Ln}(0.28))$$

$$P(D = 0) = 0.01$$

Se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 10 propuesta por los autores.

$$\begin{aligned} \text{Ln}(D) = & -1.10 - 2.38 \text{Ln}(0.09) - 0.333(\text{Ln}(0.09))^2 + 0.566 \text{Ln}(0.09) \text{Ln}(0.28) + \\ & 3.04 \text{Ln}(0.28) - 0.244(\text{Ln}(0.28))^2 + 1.17 + 0.278(7.5 - 7) \end{aligned}$$

$$\text{Ln}(D) = 2.60$$

$$D = e^{2.60} = 13.4 \text{ cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$D = 6.7 \text{ cm} - 26.8 \text{ cm}$$

Tabla 5.4: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Bray - Travararou

Caso de análisis	Ky	H (m)	Vs (m/s)	Ts (s)	1.5Ts (s)	Sa(1.5Ts) (g)	P (D=0)	U(cm)
A	0.09	94	482	0.78	1.17	0.15	0.46	1.3 - 5.1
B	0.09	94	482	0.78	1.17	0.25	0.03	4.8 - 19.0
C	0.09	94	482	0.78	1.17	0.28	0.01	6.7 - 26.8

5.5.Cálculo mediante el método de Macedo-Bray-Travararou

Los desplazamientos permanentes mediante el método de Macedo, Bray y Travararou (2017) fueron determinados a partir de datos tales como las características sísmicas del bloque deslizando (periodo fundamental y altura de la sección crítica), evaluación del espectro de respuesta de aceleraciones y condiciones geotécnicas del depósito de desmonte. Finalmente, se calcula los desplazamientos mediante la ecuación propuesta por los autores (Ecuación 13 y 14).

5.5.1. Datos de entrada

De la información de la evaluación de peligro sísmico, se obtuvo la magnitud promedio (M) entre las magnitudes mínimas y máximas registradas por varias fuentes sismogénicas, la cual resultó 7.5 (Mw). (Tabla 4.2)

5.5.1.1. Período fundamental y degradado

De acuerdo a la Figura 5.9, se usará la fórmula del caso (a) para calcular el periodo fundamental del bloque deslizando. Anteriormente, se mencionó los siguientes datos tales como la altura del bloque deslizando (H) igual a 94m y la velocidad de onda de corte igual a 482m/s.



Figura 5.9: Estimación del periodo fundamental de la masa deslizando.

Fuente: Wartman et al., 2003.

Empleando la fórmula:

$$T_S = \frac{4H}{V_S} = \frac{4 * 94 \text{ m}}{482 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.78 \text{ seg}$$

Con este resultado se calculará el periodo degradado del bloque deslizando $1.5T_S$ es igual a 1.17 segundos, el cual se empleará como dato de entrada en el espectro de aceleraciones.

5.5.1.2. Espectro de aceleración

El espectro a utilizar es aquel que se obtuvo del análisis de peligro sísmico. Para el periodo degradado del bloque deslizando cuyo valor es 1.17 segundos se obtiene las siguientes pseudoaceleraciones:

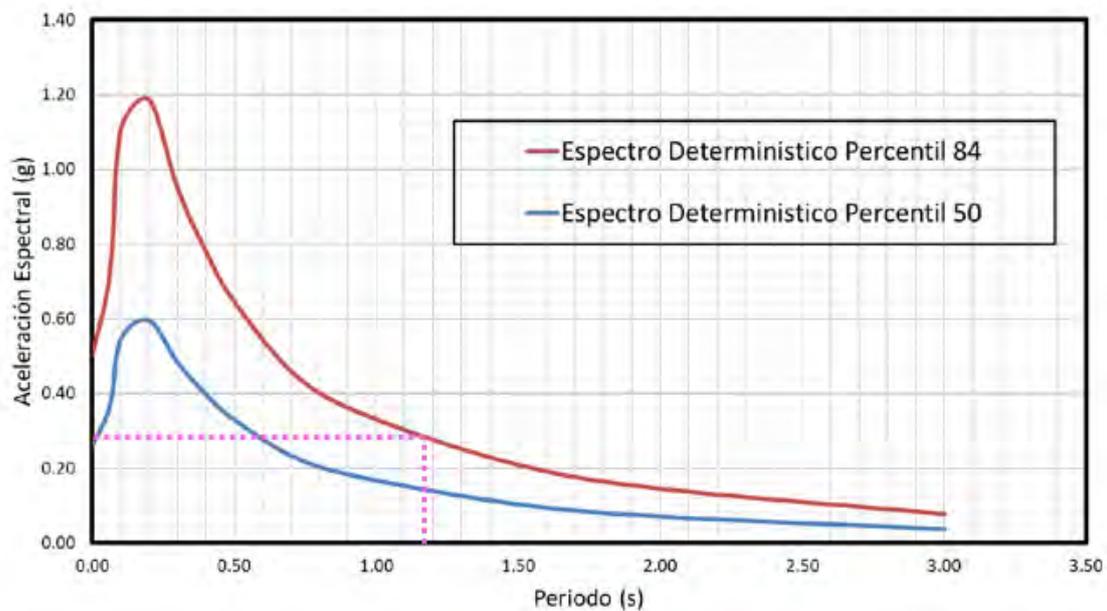


Figura 5.10: Aceleración espectral a $1.5T_S$ para una aceleración de 0.50g.

Fuente: Propia.

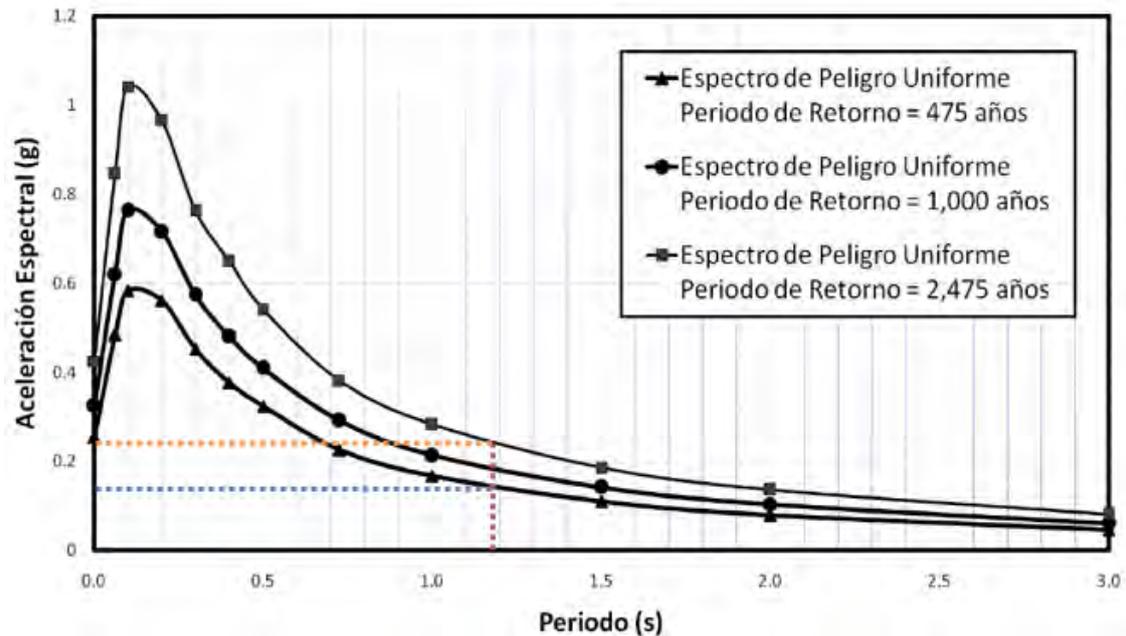


Figura 5.11: Aceleración espectral a 1.5Ts para una aceleración de 0.254g y 0.427g.

Fuente: Propia.

Las pseudoaceleraciones (S_a) resultaron 0.15g, 0.25g y 0.28g para las aceleraciones de 0.254g, 0.427g y 0.5g respectivamente.

5.5.2. Cálculo de la deformación permanente

Para los tres casos se analizará el talud local de la sección crítica del bloque deslizante del depósito de desmonte.

- CASO A: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.254g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$, para ello según lo propuesto por los autores se diferencian de acuerdo a periodos fundamentales cortos o largos.

Debido a que el periodo fundamental del depósito de desmonte tiene un valor de 0.78 segundos, se empleará la ecuación 12 para estructuras con periodos fundamentales mayores a 0.7segundos.

Para $T_s > 0.7 \text{seg.}$:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi \left(-3.77 - 5.17 \text{Ln}(0.09) - 0.40(\text{Ln}(0.09))^2 - 0.43(0.78) \text{Ln}(0.09) - 1.03(0.78) + 2.91 \text{Ln}(0.145) \right)$$

$$P(D = 0) = 0.23$$

Luego, se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 14 propuesta por los autores.

$$\text{Ln}(D) = -6.97 - 3.045 \text{Ln}(0.09) - 0.328(\text{Ln}(0.09))^2 + 0.448 \text{Ln}(0.09) \text{Ln}(0.145) + 2.605 \text{Ln}(0.145) - 0.233(\text{Ln}(0.145))^2 + 1.407(0.78) + 0.643(7.5)$$

$$\text{Ln}(D) = 0.565$$

$$D = e^{0.565} = 1.76 \text{ cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$U = 0.9 \text{ cm} - 3.5 \text{ cm}$$

- CASO B: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.427g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$, para ello según lo propuesto por los autores se diferencian de acuerdo a periodos fundamentales cortos o largos. Debido a que el periodo fundamental del depósito de desmonte tiene un valor de 0.78 segundos,

se empleará la ecuación 12 para estructuras con periodos fundamentales mayores a 0.7 segundos.

Para $T_s > 0.7 \text{seg.}$:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi \left(-3.77 - 5.17 \ln(0.09) - 0.40 (\ln(0.09))^2 - 0.43(0.78) \ln(0.09) - 1.03(0.78) + 2.91 \ln(0.245) \right)$$

$$P(D = 0) = 0.01$$

Luego, se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 14 propuesta por los autores.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.97 - 3.045 \ln(0.09) - 0.328 (\ln(0.09))^2 + 0.448 \ln(0.09) \ln(0.245) + \\ & 2.605 \ln(0.245) - 0.233 (\ln(0.245))^2 + 1.407(0.78) + 0.643(7.5) \end{aligned}$$

$$\ln(D) = 1.773$$

$$D = e^{1.773} = 5.89 \text{cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$U = 2.9 \text{ cm} - 11.8 \text{ cm}$$

- CASO C: cuando la aceleración pico del suelo tiene un valor de 0.50g.

Se calcula la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos $P(D=0)$ mediante la ecuación 12 propuesta por los autores.

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1,76 - 3,22\ln(0.09) - 0,484(1.17)\ln(0.09) + 3,52 \ln(0.28))$$

$$P(D = 0) = 0.00$$

Luego, se calcula la deformación permanente promedio (D) mediante la ecuación 14 propuesta por los autores.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.97 - 3.045\ln(0.09) - 0.328(\ln(0.09))^2 + 0.448\ln(0.09)\ln(0.284) + \\ & 2.605\ln(0.284) - 0.233(\ln(0.284))^2 + 1.407(0.78) + 0.643(7.5) \end{aligned}$$

$$\ln(D) = 2.09$$

$$D = e^{2.09} = 8.09 \text{ cm}$$

Finalmente, para el 16% al 84% del rango de desplazamientos de excedencia (U) se asume que los valores son aproximadamente la mitad y el doble de la mediana estimada.

$$U = 4.0 \text{ cm} - 16.2 \text{ cm}$$

Tabla 5.5: Resultados de desplazamientos permanentes usando el método de Macedo-Bray-Travasarou

Caso de análisis	Ky	H (m)	Vs (m/s)	Ts (s)	1.5Ts (s)	Sa(1.5Ts) (g)	P (D=0)	U(cm)
A	0.09	94	482	0.78	1.17	0.15	0.23	0.90 – 3.50
B	0.09	94	482	0.78	1.17	0.25	0.01	2.90 – 11.80
C	0.09	94	482	0.78	1.17	0.28	0.00	4.0 – 16.20

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Hay que tener en cuenta que para el desarrollo del estudio del depósito desmonte se siguieron una serie de lineamientos propuestos en la guía del Comité nacional australiano en presas grandes (2019). Las principales recomendaciones fueron determinar las aceleraciones pico del suelo, analizar si se producirá licuefacción en el material, determinar los parámetros geotécnicos, realizar el análisis de estabilidad, calcular la aceleración de fluencia de la estructura y estimar la deformación permanente utilizando métodos simplificados.

En la Tabla 6.1 se presenta un cuadro resumen de los desplazamientos permanentes inducidos por un sismo, evaluados mediante el empleo de cuatro métodos empíricos. El cuadro comparativo se ha representado en una gráfica para que se visualice la diferencia de los promedios de los desplazamientos permanentes calculados para cada PGA y su método correspondiente (Figura 6.1).

Tabla 6.1: Resumen de resultados de desplazamientos permanentes usando cuatro métodos empíricos

Caso de análisis	Desplazamientos permanentes (cm)			
	Newmark (1965)	Makdisi - Seed (1978)	Bray - Travasarou (2007)	Macedo - Bray - Travasarou (2017)
A (0.254g)	2.01	59.0	3.2	2.2
B (0.427g)	11.70	70.5	11.9	7.4
C (0.50g)	19.51	120.5	16.8	10.1

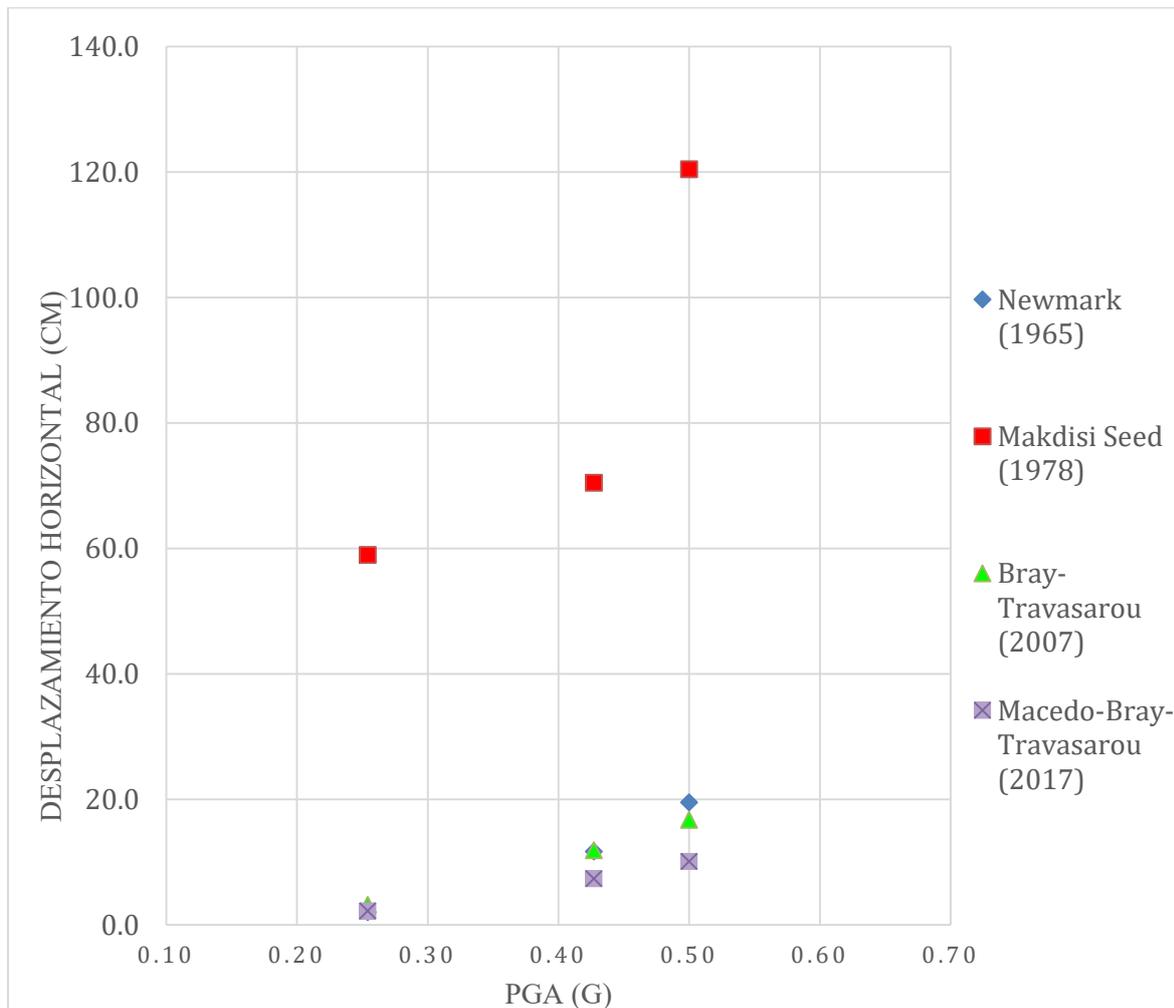


Figura 6.1: Gráfica comparativa de la Aceleración pico del suelo (g) vs. desplazamientos horizontales permanentes (cm) para los cuatro métodos empíricos.

Fuente: Propia.

En la Figura 6.1, se observa que el desplazamiento estimado por el método de Newmark (1965), comparándolo con respecto al método de Bray-Travasarou (2007) y el método de Macedo, Bray y Travasarou (2017) tienen valores menores a 20 cm cuando se evalúa para un PGA igual a 0.5g (Caso C), el cual representa el sismo máximo creíble (SMC). Por otra parte, el rango de los desplazamientos obtenidos usando el método de Makdisi y Seed (1978) difiere significativamente con el resto de métodos, ya que se observa una diferencia de aproximadamente seis veces el desplazamiento. Para la evaluación de los otros dos casos A y

B, para las aceleraciones menores al SMC, la diferencia con respecto al método de Makdisi y Seed (1978) es aún más notoria. Esto se debe principalmente a que el Método Makdisi y Seed trabaja con una estimación del PGA en la cresta cuya incertidumbre es altamente variable. Aún con análisis avanzados, la estimación del PGA en la cresta resulta ser dificultosa y la necesidad de realizar cualquier análisis dinámico genera un conflicto con la intención de evaluar un método simplificado debido a que se pierde el enfoque de un análisis simple.

Asimismo, los límites superior e inferior en los ábacos propuestos (Figura 2.12 y 2.13) deben de actualizarse a medida que avanza la recolección de data de los registros sísmicos ya que solo se contabilizaron un número limitado registros hasta el año 1978 y corresponden a curvas determinadas en base a un rango de valores promedios con cierto grado de dispersión. Además, la importancia del movimiento sísmico del suelo en un sitio se caracteriza por el PGA en la cresta del talud y la magnitud del terremoto. Como se explicó anteriormente, el PGA en la cresta es muy variable y los aspectos importantes del contenido de frecuencia del movimiento del suelo no son capturados.

Por último, se comparó el método de Bray-Travasarou (2007) y el método de Macedo, Bray-Travasarou (2017). Los resultados de ambos métodos fueron los más confiables debido a que los desplazamientos fueron menores en comparación al resto de métodos.

Con el método de Bray-Travasarou (2007), se caracterizó mejor la importante influencia del movimiento sísmico del suelo. La resistencia sísmica del sistema se representó mediante el coeficiente de fluencia (k_y), y a su vez las características de la respuesta dinámica de la masa deslizando potencial tienen una influencia importante, la cual es representada mediante el período fundamental inicial (T_s).

Los desplazamientos obtenidos se interpretan como si toda la masa deslizante actuara como un bloque rígido, en el cual cada punto que pertenece a la masa deslizante se ha desplazado la misma cantidad. En general, se observa que las deformaciones permanentes son menores a un metro, cumpliendo con las recomendaciones de desplazamientos tolerables según la práctica propuestas por Hynes-Griffin y Franklin (1984). La mayoría de desplazamientos permanentes obtenidos por los métodos de Newmark (1965), de Bray-Travasarou (2007) y de Macedo, Bray-Travasarou (2017) se encuentran entre del rango de 5 a 10 cm, lo que significa que se comienzan a causar grietas en el suelo, pero no conduce a una falla según lo propuesto por algunos autores por ejemplo Wieczorek et al. (1985), Keefer y Wilson (1989), y Jibson y Keefer (1993).

De acuerdo a Bray y Travasarou (2007) presenta los resultados de los desplazamientos máximos observados (Columna 3) y los desplazamientos permanentes estimados para tres métodos simplificados tales como Bray y Travasarou (Columna 8), Makdisi y Seed (Columna 9) y Bray et al. (Columna 10) para 10 casos de presas de tierra y rellenos de desmonte bajo diferentes acontecimientos sísmicos (Tabla 6.2).

Tabla 6.2: Cuadro comparativo de desplazamientos máximos observados con tres métodos simplificados. (Bray y Travasarou, 2007)

Earth Dam/Waste Fill	EQ	Obs. D_{max} (cm)	k_y	T_s (s)	$Sa(1.5T_s)$ (g)	Bray and Travasarou, 2007		Makdisi and Seed, 1978	Bray et al. 1998
						$P(D = "0")$	D (cm)	D (cm)	D (cm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Pacheco Pass LF	LP	None	0.30	0.76	0.12	1.0	"0"	0	0
Marina LF	LP	None	0.26	0.59	0.30	0.9	"0"	0	0
Austrian Dam	LP	50	0.14	0.33	0.94	0.0	20-70	1-30	20-100
Lexington Dam	LP	15	0.11	0.31	0.78	0.0	15-65	0-10	30-110
Lopez Canyon C-B LF	NR	None	0.35	0.45	0.43	0.85	"0"	0	0
Chiquita Canyon C LF	NR	24	0.09	0.64	0.35	0.0	10-30	1-40	3-20
Sunshine Canyon LF	NR	30	0.31	0.77	1.40	0.0	20-70	0	0
OII Section HH LF	NR	15	0.08	0.00	0.24	0.1	4-15	3-30	2-25
La Villita Dam	S3	1	0.20	0.60	0.20	0.95	"0"	0	0
La Villita Dam	S5	4	0.20	0.60	0.41	0.25	"0"-10	0-1	0

LP: 1989 Loma Prieta; NR: 1994 Northridge; S3 and S5 from Elgamal et al. (1990)

De la figura mostrada, existen cuatro casos en los cuales el desplazamiento sísmico observado fue menor a 1 cm. Para estos casos, todos los métodos simplificados indican que se esperan desplazamientos insignificantes, lo cual es consistente con el buen desempeño sísmico observado de estas estructuras de tierra o depósitos.

Se demostró que para todos los desplazamientos ocurridos diferentes a cero, los resultados del modelo de Bray y Travararou (2007) predicen de manera confiable el desempeño sísmico. Los desplazamientos sísmicos observados están todos dentro de los rangos de desplazamiento sísmico estimado por este método.

El método de Makdisi y Seed (1978) para los casos en los depósitos de desmonte de Chiquita Canyon y OII Section HH, proporciona estimaciones razonables, aunque menos precisas de los desplazamientos observados ya que el rango de desplazamientos obtenido es más amplio. Esto se debe a que ambos terraplenes están formados de arena y gravas según las condiciones de sitio, por lo tanto, al calcular el MHA de la cresta ocurre una amplificación desde el basamento rocoso. La misma tendencia ocurre en el caso de estudio presentado ya que el depósito de desmonte está compuesto de una grava mal graduada con limos y arenas.

Por otra parte, este método subestima significativamente el nivel de desplazamiento sísmico observado en el terraplén Sunshine Canyon; en otras palabras, estima desplazamiento igual a cero cuando el desplazamiento observado fue igual a 30 cm. De igual forma, existen dos casos de desplazamiento sísmico moderado para la presa Astruian y la presa Lexington cuando ocurrió el terremoto de Loma Prieta (1989). El método de Bray y Travararou (2007) proporciona estimaciones más precisas del desplazamiento sísmico observado debido a la deformación desviatoria ($D/2 - 2D$) en estas dos presas a comparación con el método Makdisi

y Seed (1978), cuyo método da un rango de desplazamientos que se aleja del desplazamiento observado.

Cabe mencionar que la presa Astruian, la presa Lexington y Terraplen Sunshine Canyon están compuestos predominantemente de materiales finos: arcillas y limos y en otros casos de lutitas. Es por ello que los resultados de los desplazamientos empleando el método de Makdisi-Seed arrojan valores menores al de Bray porque de acuerdo a los valores que se tendrán para el MHA de la cresta, la amplificación será muy baja y en algunos casos ocurrirá una desamplificación desde la base rocosa a la cresta.

Al comparar estos métodos simplificados, es importante considerar que proporcionan evaluaciones predominantemente congruentes del desempeño sísmico esperado. Sin embargo, Bray y Travarasou (2007) captura el desempeño observado mejor que el resto de procedimientos.

7.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1.Conclusiones

Las conclusiones que se pueden extraer de la realización del trabajo de tesis se describen a continuación:

- Por lo general la estabilidad en taludes se analiza mediante el método de equilibrio límite, tanto para condiciones estáticas como pseudoestáticas, sin embargo, en la actualidad, se conocen nuevos métodos empíricos de análisis de estabilidad de taludes que miden el rendimiento de un talud. Estas metodologías estiman las deformaciones permanentes debido a cargas sísmicas en una estructura.

- En la práctica, existe varios métodos disponibles sin embargo no se cuenta con un método específico o recomendado para el diseño sísmico de depósitos de desmonte, en su mayoría vienen siendo utilizados en el diseño de presas.
- Para el análisis se consideró tres valores de aceleración pico del suelo (PGA) obtenidos a partir del estudio de peligro sísmico realizado para la zona de estudio. Las aceleraciones se obtienen a partir de un análisis probabilístico para periodos de retorno de $T_r = 475$ años y $T_r = 2475$ años y un análisis determinístico correspondiente al percentil 84, el cual representa el sismo máximo creíble. Los valores de PGA analizados son 0.254g, 0.427g y 0.50g respectivamente.
- A partir de los resultados obtenidos se concluye que los métodos simplificados de Bray y Travararou (2007) y Macedo-Bray y Travararou (2017) son los más adecuados para calcular los desplazamientos permanentes inducidos por un sismo debido a que se basan en los resultados del análisis no lineal completamente acoplado tipo stick-slip de un bloque deslizante para varios casos con amplios rangos de coeficiente de fluencia (K_y) y periodo fundamental (T_s), en el cual se empleó una extensa base de datos de registros de movimiento de suelo. Por un lado, Bray y Travararou (2007) trabajó con registros de movimiento de suelo de sismos corticales, mientras que, Macedo-Bray y Travararou (2017) trabajó con registros de sismos en zonas de subducción.
- El caso de estudio está ubicado en América del Sur, donde predominan los terremotos de subducción, por ello, los resultados de los desplazamientos usando el método de Macedo-Bray y Travararou (2017) son los más confiables.

- Inicialmente, se esperaba que el método de Newmark sea el más conservador de los cuatro métodos empleados, sin embargo, según los resultados obtenidos se observa que el método de Makdisi y Seed presenta un rango de desplazamientos considerablemente mayor que el resto, con esto se concluye que método más conservador fue Makdisi y Seed.
- El método de Makdisi - Seed muestra deformaciones permanentes alejadas de los desplazamientos del resto de métodos debido a que ocurre una amplificación de la aceleración sísmica propagada hacia la cresta, la cual se representa en la gráfica de Bray-Rathje mediante una curva que se construye con los mayores valores de cinco columnas de puntos. Esto implica que las incertidumbres de las aceleraciones sean mayores. Además, debido al tipo de suelo grava mal graduada con limos y arenas, se observa que la aceleración resultó ser casi dos veces el valor con respecto a la base, por este motivo se recomienda emplearlo únicamente con fines comparativos.
- De acuerdo a estudios previos donde se compararon las deformaciones observadas y deformaciones estimadas por algunos métodos, se esperó que los resultados obtenidos en el presente caso de estudio coincidan con la tendencia de que los desplazamientos permanentes estimados por el método de Bray y Travarasrou (2007) predigan de manera confiable su desempeño sísmico.
- Finalmente, podemos concluir que una mejor práctica en la estimación de deformaciones permanentes ante eventos sísmicos para estas estructuras mineras, consiste en emplear el mayor número de métodos empíricos y realizar un análisis comparativo de resultados permitiendo tener un mayor panorama de los posibles

resultados, los cuales sirven como un indicador del rendimiento del depósito de desmonte después de ocurrido un terremoto.

7.2.Recomendaciones

Algunas recomendaciones en la elaboración del presente trabajo de tesis se mencionan a continuación:

- Para tener una estimación óptima de los desplazamientos permanentes inducidos por un sismo se debe realizar un adecuado estudio de mecánica de suelos y una evaluación de peligro sísmico ya que los parámetros geotécnicos, parámetros sísmicos, espectros de pseudoaceleraciones, entre otros, serán la representación de las condiciones de sitio de la zona de estudio, por ende, mejora la caracterización en el modelo numérico.
- Se debe tratar de emplear los métodos más recientes, en los cuales se hayan incluido para su formulación la mayor cantidad de registros sísmicos correspondientes a la zona sísmica de estudio para estudiar la respuesta dinámica de los modelos.
- Para complementar los resultados obtenidos mediante métodos simplificados, se puede realizar un modelo de elementos finitos mediante programas como Plaxis. Sin embargo, este modelamiento se hará a cargo de un profesional responsable quien tenga conocimientos en análisis de estabilidad de taludes y sea capaz de interpretar los resultados.

BIBLIOGRAFÍA

- Alva, J., Meneses, J. y Guzmán, V. (1984). Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú. V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- ANCOLD (2019). *Guidelines on tailings dams: Planning, design, construction, operation and closure*. Australian National Committee on large dams, Inc.
- BCMWRPRC (1991) *Investigation and Design Manual – Interim Guidelines*. Piteau Associates Engineering Ltd.
- Bray, J. D. y Rathje, E. M. (1998). Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(3), 242-253. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:3\(242\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:3(242))
- Bray, J. D. y Travasarou, T. (2007). Simplified Seismic Slope Displacement Procedures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381–392. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:4\(381\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381))
- Castillo J. y Alva J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú.
- Consultora A. (2017). *Estudio de Estabilidad Física y Química de la Desmontera B*.
- Consultora A. (2019). *Estudios de Peligro Sísmico de la Desmontera B*.
- Cubillos, A. (2017). *Método simplificado para estimar deformaciones cosísmicas permanentes en muros de tranques de relave chilenos* [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/150321>.
- Dorbath, L., Cisternas, A., y Dorbath, C. (1990). Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Perú. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3), 551-576. <https://doi.org/10.1785/BSSA0800030551>.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., y Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. (2da ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., y Foster, M. (2012). *Geotechnical Engineering of Dams*. (2da ed.). CRC Press.

- Figueras, S., Macau, A., Goula, X., y Gonzalez, M. (2005). Aplicación del método de Newmark para el estudio de los movimientos de ladera activados por terremotos en Andorra. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Valencia, España.
- Hawley, M y Cunning, J. (2016). *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*. CSIRO Publishing.
- Hernández, R., Fernández, C., y Baptista P. (2014). *Metodología de la investigación*. (6ta ed.). McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A.
- Hynes-Griffin M., y Franklin, A. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. *Miscellaneous Paper GL-84-13 US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station*, 1, 1-21.
- ICOLD, (1989). Selecting seismic parameters for large dams - Guidelines. *International Commission on Large Dams*, 72, 10.
- Jibson, R. (1993). Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*, 1411, 9-17.
- Jibson, R., y Keefer, D. (1993). Analysis of the Seismic Origin of Landslides: Examples from the New Madrid Seismic Zone. *Geological Society of America Bulletin*, 105(4), 521-536.
- Keefer, D., y Wilson, R. (1989) Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. *Inland Geological Society*, 2, 118-149.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Lo, R., Klohn, E, y Finn, W.D (2001). Seismic design of tialings dam an overview of its evolution and new challenges. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 6, 1-8.
- Macedo, J., Bray, J. y Travararou, T. (2017). Simplified procedure for estimating seismic slope displacements in subduction zones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3), 1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001833](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001833)
- Macharé J., Fenton C.H., Machette M.N., Lavenu A., Costa C. y Dart R.L. (2003). Database and map of quaternary faults and folds in Perú and its Offshore Region. *USGS Publications Warehouse*, 2003(451), 1. <https://doi.org/10.3133/ofr03451>
- Makdisi, F. I. y Seed, H.B. (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering division*, 104(7), 849-867. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000668>

- Marcuson, W.F. (1981) Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads. *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamics*, 24, 1175.
- Negrón, J. (2015). *Análisis de respuesta sísmica y cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo en una pila de lixiviación* [tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/2527>
- Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139–160. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>
- Osorio, R. y Navarro, A. (2018). *Análisis comparativo de deformaciones por sismo en la presa de relave en abandono Yauliyacu Nuevo* [tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Institucional. <http://hdl.handle.net/10757/624445>
- Rathje E.M. y Bray J.D. (2000). Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1002–1014. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:11\(1002\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:11(1002))
- Seed, H.B. y Idriss, I.M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Silgado, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974). *Instituto de Geología y Minería*, 3, 1-134.
- Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (2008). Desmontes y relaves mineros. *Informe quincenal de la Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía*. <https://issuu.com/sociedadmineroenergetica/docs/snmpe-informe-quincenal-mineria-des>
- Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (2015). El ciclo productivo de la minería. *Informe quincenal de la Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía*. https://issuu.com/sociedadmineroenergetica/docs/el_ciclo_productivo_de_la_miner_a
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos volumen I: Análisis geotécnico*. División de Publicaciones UIS.
- Terzaghi, K. (1950). *Mechanisms of landslides*. Geological Society of America.
- Terzaghi, K. (1950). *Geologic aspects of soft-ground tunneling*. John Wiley & Sons, Incorporated.
- Travasarou T, y Bray, J. (2003a). Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.

Wahler, W. (1979). A perspective – mine waste disposal structures – mine dumps, and mill and plant impoundments. Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Perú.

Wartman, J., Bray, J. y Seed, R. (2003). Inclined plane studies of the Newmark sliding block procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 673–684. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:8\(673\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(673))

Wieczorek, G., Wilson, R., y Harp, E. (1985). Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *U.S. Geological Survey*, 1257E. <https://doi.org/10.3133/i1257E>

Yanacocha, C. M. (s.f.). *Cierre Técnico*. Recuperado el 30 de setiembre de 2019, de <http://www.yanacocha.com/1-cierre-tecnico/>

