

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ESTABILIDAD EN PAD DE
LIXIVIACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ARNOLD QUISPE PALPA

Lima- Perú

2015

	Pág.
RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	8
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	12
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO	14
1.1 EL CONCEPTO DE FACTOR DE SEGURIDAD.....	14
1.2 COMPONENTES DEL FACTOR DE SEGURIDAD	16
1.3 FACTOR DE SEGURIDAD EN INGENIERÍA CIVIL.....	18
1.4 ALGUNAS PROPIEDADES DEL FACTOR DE SEGURIDAD FS	19
1.4.1 Dimensiones	19
1.4.2 Certidumbre.....	19
1.4.3 Límites	19
1.4.4 Control de Deformaciones	19
1.4.5 Estimación de Probabilidades de Falla (Harr, 1987; Sánchez, 2005).....	20
1.4.6 Unicidad	21
1.5 FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS E INDIRECTOS EN GEOTECNIA 21	
1.5.1 Factores de Seguridad Básicos e Indirectos.....	21
1.5.2 Factor de Seguridad Básico en Geotecnia.....	21
1.5.3 Factores de Seguridad Indirectos en Geotecnia	24
1.6 CONCEPTO DE FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	24
CAPÍTULO II: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PAD DE LIXIVIACIÓN	27
2.1 CONCEPTO	27
2.2 MOVIMIENTOS DEL TERRENO	27
2.3 SUPERFICIE DE ROTURA	28

2.4 ANÁLISIS DEL TALUD	28
2.5 TEORÍAS DE EQUILIBRIO LÍMITE: MÉTODO DE LAS DOVELAS.....	29
2.6 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO A UN PAD DE LIXIVIACIÓN	31
2.6.1 Concepto de un pad de lixiviación	31
2.6.2 Elementos que Conforman un Pad de Lixiviación.....	32
2.7 CONSIDERACIONES SISMOLÓGICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO	35
2.8 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO	37
2.9 INFORMACIÓN A CONSIDERAR Y FASES A SEGUIR EN LA EVALUACIÓN	39
2.9.1 Métodos de Evaluación de la Peligrosidad	52
2.9.2 Ensayos de Laboratorio Mecánica de Suelos	64
2.9.3 Comparando Resultados de Análisis por Peligro Sísmico y Mapa de Isoaceleraciones.....	64
CAPÍTULO III: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN PAD DE LIXIVIACIÓN	65
2.1 Análisis de Estabilidad de Taludes	65
2.2 Metodología de Análisis.....	65
2.3 Criterios de Diseño	66
2.3.1 Condiciones Analizadas	66
2.4 INFORMACIÓN NECESARIA PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD EN UN PAD DE LIXIVIACIÓN	68
2.5 RESULTADOS OBTENIDOS	70
2.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS	73
2.6.1 Para análisis de estabilidad (falla circular).....	73
2.6.2 Para análisis de estabilidad (falla tipo bloque)	73
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	75
4.1 CONCLUSIONES.....	75
4.2 RECOMENDACIONES.....	77
BIBLIOGRAFÍA.....	79
ANEXOS	81

RESUMEN

En la práctica de la Ingeniería y en el diseño se emplean Factores de Seguridad que tienen como objetivo final, no siempre bien definido, para que en condiciones de servicio tiendan a evitar la falla de los elementos diseñados y construidos, como tender a su optimización.

Los movimientos del terreno dependen de la resistencia al corte que presente el suelo en cuestión, por lo tanto, los parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción) que definen dicho valor, resultan ser los que determinan el comportamiento que tendrá el talud. La presencia de nivel freático es también un factor de vital importancia, esto en concordancia con los postulados de Terzaghi en relación con las tensiones efectivas.

Las metodologías de cálculo utilizadas para analizar la estabilidad de un talud, basadas en el método de las dovelas, sigue siendo el de mayor uso, incrementándose aún más con la incorporación de herramientas computacionales. Por ello, en esta investigación se ha empleado el software SLIDE 6.0, el cual se basa en los 3 parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción). Este es un programa de análisis de estabilidad de taludes completamente integrado, que permite desarrollar la geometría del talud interactivamente y la definición de los tipos y propiedades de los materiales de manera muy amigable para el usuario.

El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo de manera bidimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema aun estado de deformación plana. El programa tiene la opción de utilizar diferentes métodos de análisis de estabilidad de manera simultánea, empleando dovelas para el cálculo de superficies de falla. La superficie de falla crítica es definida como aquella que proporciona el menor factor de seguridad, y fue encontrada en forma interactiva modificando las condiciones de búsqueda de la misma evaluándose superficies de falla tanto circulares, como en bloque.

Como hipótesis del análisis se consideran que las propiedades de los materiales que conforman las diferentes estructuras analizadas, son homogéneas e

isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cada material tiene sus propiedades y características físicas y mecánicas.

Para el análisis pseudo-estático se considera que la masa involucrada en la falla está sometida a una aceleración horizontal igual a un coeficiente sísmico multiplicado por la aceleración de la gravedad, de modo de tomar en cuenta el efecto de las fuerzas inerciales producidas por el terremoto de diseño. De acuerdo a lo referidos en la sección 2.9.3, el coeficiente sísmico horizontal a utilizar es de 0.17.

También se ha incluido el estudio de peligro sísmico que se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado. Los métodos de evaluación de la peligrosidad se clasifican en dos grandes grupos, la **Determinística** y la **Probabilística**.

Posteriormente se calcula los Factores de Seguridad y se hace una comparación de resultados.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1. - Resumen de Ensayos de Corte Directo a Gran Escala	34
Cuadro N° 2. - Comparando los Métodos de Cálculo de Aceleración de Diseño Sismico.....	64
Cuadro N° 3. - Métodos de equilibrio límite y ecuaciones satisfechas por diversos métodos.....	66
Cuadro N° 4. - Resumen de Propiedades de Materiales - Pad De Lixiviación....	68
Cuadro N° 5. - Envoltente Bi-Lineal de Interfase Geomembrana/Suelo Bajapermeabilidad	69
Cuadro N° 6. - Resultados del Análisis de los Análisis de Estabilidad (Falla Circular).....	71
Cuadro N° 7. - Resultados del Análisis de los Análisis de Estabilidad (Falla Tipo Bloque).....	71
Cuadro N° 8. - Relación Entre FS Estático y FS Pseudo-estatico	74

LISTA DE FIGURAS

Figura Nº 1. - Diagrama unitario de Esfuerzo Deformación y Factor de Seguridad	20
Figura Nº 2. - Relación entre Factor de Seguridad FS y Probabilidad de Falla PF	20
Figura Nº 3. - Roturas de Sólidos por Cortante y Tracción.....	22
Figura Nº 4. - Distribución de Isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años.....	36
Figura Nº 5. - Fuentes Sismogénicas Superficiales	45
Figura Nº 6. - Ejemplo de ajuste de la sismicidad en función de la Intensidad ...	47
Figura Nº 7. - Leyes de tipo discontinuo (Schwartz y Coppersmith, 1984).	48
Figura Nº 8. - Ejemplo de Ley de Atenuación en Función de la Intensidad	49
Figura Nº 9. - Ejemplo de Ley de Atenuación en Función De PGA_H (Comp. Horiz. Máxima).....	50
Figura Nº 10. - Ejemplo de amplificación local. Figura extraída de euro-seistec (JONGMANS ET AL., 1998) Pertenece a un Estudio de la cuenca de Volvi.	52
Figura Nº 11. - Procedimiento para el Método Determinista.....	57
Figura Nº 12. - Procedimiento para el Método Probabilístico	58
Figura Nº 13. - Intensidad – Probabilidad Anual de Excedencia (*).....	59
Figura Nº 14. - Tipo de Esfuerzo Cortante/ Normal Side 6.0	69
Figura Nº 15. - Envoltorio de Esfuerzos Bi-Lineal.....	70
Figura Nº 16. - Gráfico de barras Estático vs Pseudo-Estático- Falla Circular....	72
Figura Nº 17. - Gráfico de barras Estático vs Pseudo-Estático- Falla en Bloque	72

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

c	:	Intercepto de cohesión total
c'	:	Intercepto efectivo de cohesión
Ci	:	Elementos que componen la obra:
Ck	:	Elemento estudiado, que influye más:
Cm	:	Centímetros
CU	:	Consolidado no drenado
D	:	Demanda
ds	:	Diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.
e	:	Excentricidad
FS	:	Factores de seguridad
FSB	:	Factor de seguridad básico
FSb	:	Factor de seguridad en taludes
FSH	:	Factor de seguridad en taludes
FSv	:	Factor de seguridad en volteo
Fx	:	Factor de seguridad básico o directo
Fyi	:	Factores de seguridad dependientes o indirectos
g	:	Gravedad
H	:	Altura de talud;
I0	:	Intensidad epicentral
IS	:	Intensidad sentida
Ix	:	Índice de información perfecta
LLDPE	:	Linear Low Density Polyethylene (Polietileno de Baja Densidad Lineal)
M	:	Es la magnitud del terremoto
N	:	El número de sismos con magnitud mayor que m.

°	:	Grados
PF	:	Posibilidad de falla
PGA	:	Peak ground acceleration o aceleración máxima del suelo
PGD	:	Peak ground displacement
PGV	:	Peak ground velocity
R	:	Resistencia
R	:	Distancia
S	:	Obra (que incluye todo el sistema de ingeniería)
SPF	:	Superficie de falla
T	:	Tiempo de servicio proyectada
t	:	Tiempo
uA	:	Presión de gas (aire) para materiales secos
UF	:	Presión de fluidos o presión de poros
uW	:	Presión de líquido (agua) para materiales saturados
X	:	Parámetro que influye en el comportamiento de la obra
Xact	:	Valor de x actuante o que va a actuar en la obra
Xd	:	Valor de la variable x que será usado para que el elemento estudiado y la obra (ck y s) cumplan su propósito.
Xf	:	Valor de x asociado con la falla de la obra
Xf	:	Variable independiente principal
Xo	:	Valor existente o limitante de x.
Xopt	:	Valor óptimo de x (para obtener economía)
β	:	Ángulo de inclinación del talud
σ	:	Esfuerzo normal total
σ'	:	Esfuerzo normal efectivo
σ_t	:	Esfuerzo: de tracción
τ	:	Esfuerzo cortante

T	:	Es la resistencia al corte
T_A	:	Esfuerzo cortante actuante
T_D	:	Esfuerzo cortante de trabajo o de diseño
T_F	:	Cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla
T_R	:	Es la resistencia al corte máxima
φ	:	Ángulo de fricción total
φ'	:	Ángulo de fricción efectivo

INTRODUCCIÓN

En la práctica de la Ingeniería, en este caso la geotecnia, la incertidumbre de los parámetros y de los modelos se ha tratado de manejar por medio de la magnitud de los factores de seguridad o confiando en la experiencia de los ingenieros a cargo de los diseños. Otra forma ha sido el método observacional, en el cual se van ajustando los diseños a medida que se construye. Sin embargo, las exigencias de los proyectos y el desarrollo de nuevas técnicas exigen y permiten que la incertidumbre pueda ser manejada de una manera más rigurosa en los procesos de diseño geotécnico.

Existen nuevas exigencias y normas que piden la evaluación de los parámetros involucrados, las posibles consecuencias de una falla en términos de riesgos de vida, lesiones, pérdidas económicas, ambientales etc.

En la práctica de la Ingeniería y en el diseño se emplean Factores de Seguridad (**FS**) que tienen como objetivo final, no siempre explícito, para que en condiciones de servicio tiendan a evitar la falla de los elementos diseñados y construidos, como tender a su optimización.

Los Factores de Seguridad, son adimensionales, pero no son unívocos o únicos y verdaderos, tienen incertidumbres y entonces, dependiendo del problema y de la variable de control escogida, pueden surgir diferentes valores del Factor de Seguridad, los cuales debe asegurarse que sean coherentes y que realmente aseguren la intención de seguridad y optimización de las obras.

Se presentan los conceptos de Factor de Seguridad Básico y de Factor de Seguridad Indirecto y, por medio de un ejemplo se demuestra que los dos pueden ser muy diferentes y que, para tener el mismo nivel de seguridad, deberían establecerse relaciones entre estos dos Factores.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

Los proyectos de obras en infraestructura minera, como los Padas de lixiviación, que es acumulación o depósitos de mineral en grandes volúmenes y áreas, botaderos de desmonte, pozas de soluciones; requieren el diseño de sus taludes bajo condiciones de seguridad adecuadas, tanto en diseño, construcción y control. Pero aun así, las obras sufren permanentemente problemas de conservación y operación asociados a fenómenos de inestabilidad de sus taludes y laderas. Con cierta periodicidad, normalmente en coincidencia con periodos recurrentes de lluvias generalizadas, se producen desprendimientos, arrastres y deslizamientos que obligan a realizar labores de mantenimiento y reparación.

Los tipos de problemas que pueden surgir resultan muy variadas, siendo función de las condiciones geológicas, hidrogeológicas y topográficas de cada zona, así como de la incidencia de la obra sobre la geomorfología del terreno (taludes de alturas diversas, terraplenes a media ladera, etc.).

Por consiguiente resulta necesario realizar un cálculo o estimación satisfactoria del grado o factor de seguridad, de los taludes a construir o de los que precisan una reparación. Para ello se cuenta con diversas herramientas de cálculo, cuya descripción constituye el objeto de este informe.

La lixiviación en pilas se emplea en todo el Perú para la producción de metales preciosos y cobre. La lixiviación de metales preciosos se da principalmente en la parte central norteña del Perú. Mientras que la lixiviación de cobre se da principalmente en la parte sureña del país. Las instalaciones de lixiviación se encuentran ubicadas en diversos entornos climáticos y físicos. Se emplean técnicas de construcción de capas impermeabilizadas tanto expansivas como reutilizables.

Los avances tecnológicos peruanos en lixiviación en pilas se han centrado en la extracción metalúrgica. Las pruebas en pilas que evalúan tamaños de grano, ciclos de lixiviación y la concentración de lixiviantes, son comunes. La mayoría de minas de cobre en Perú emplean métodos de extracción tradicionales de molienda y de concentración para minerales de alta ley. Las técnicas de

lixiviación en pilas brindan la oportunidad de extraer productos de los minerales de ley anteriormente marginales. La lixiviación de metales preciosos en la región norteña central del Perú ha generado una fiebre de oro en nuestros días, donde se encuentran depósitos de oro diseminados a gran escala cerca de la superficie terrestre con poco o ningún «stripping». A pesar de que las técnicas de lixiviación en pilas actualmente se utilizan en varios lugares del Perú, éstas se ampliarán considerablemente en la siguiente década.

Entre los diversos aspectos ambientales que deben considerarse en el Perú a fin de lograr un futuro exitoso para las operaciones de lixiviación en pilas, se incluye: La adecuada preparación de cimientos y construcción de revestimientos: Entre los actuales sistemas de revestimiento se incluyen geomembranas, asfalto y concreto.

La inadecuada preparación de los cimientos traerá como resultado un asentamiento diferencial comprometiendo la integridad de los revestimientos. La selección de los materiales de revestimiento apropiados también resulta importante.

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

1.1 EL CONCEPTO DE FACTOR DE SEGURIDAD

Factores para determinar el factor de seguridad:

Obra (que incluye todo el sistema de Ingeniería):	S
Tiempo de servicio proyectada:	T
Elementos que componen la obra:	Ci
Elemento estudiado, que influye más:	Ck
Parámetro o variable que influye más en el comportamiento de la obra para unas condiciones dadas del elemento estudiado:	X

Se procede a evaluar valores numéricos de X. Considera sus posibilidades de control y medida de X, y también reconoce que X tiene ya un valor existente en el terreno y/o que está restringido bien sea por los procedimientos constructivos disponibles o por reglamentos o normas existentes.

Con una simplificación de cálculo se asume el interés en cuatro valores particulares del parámetro más influyente "X" para un tiempo t que sea menor al tiempo de Servicio ($t < T$):

X_f = valor de X asociado con la falla de la obra o elemento (Ck y/o de S)

X_{act} = valor de X actuante o que va a actuar en la obra = X_a

X_{opt} = valor óptimo de X (para obtener economía)

X_o = valor existente o límite de X.

Al hacer un análisis y estimativos numéricos por lo general se obtienen grandes simplificaciones, que no corresponden totalmente al comportamiento presente y

tal vez menos al futuro del elemento estudiado (C_k) y por consiguiente de la obra (S). Pero a pesar de todas las incertidumbres y limitaciones se debe generar un valor (X_d) que lo represente y cumpla con el Tiempo de Servicio:

X_d = valor de la variable **X** que será realmente usado para que el elemento estudiado y la obra (**C_k y S**) cumplan su propósito.

Se llega a un valor X_d que es el producto del ciclo total de ingeniería y será traducido en mayor o menor grado en una acción física generalmente irreversible, aunque no inmodificable.

En la Ingeniería, en general, el valor del parámetro que más influye en el comportamiento de la obra (X) asociado con la falla del elemento estudiado o la obra (X_f) y el valor óptimo de X_{opt} , se asocian con valores extremos de X que usualmente son máximos, mientras que el valor de X actuante en la obra ($X_{act} = X_a$), puede provenir de acciones externas como cargas o descargas. Entonces para obtener el valor de X_d el ingeniero debería tener alguna función que relacionara X_f , X_{act} , X_{opt} y X_o , pero aún luego de las simplificaciones previas esto puede ser imposible, por consiguiente hay que poner énfasis en los requisitos y condiciones básicas.

Valor de la variable menor que el valor asociado a la falla $X_d < X_f$ (1)

Valor de la variable mayor o igual que el valor actuante $X_d \geq X_a$ (2)

Valor de la variable equivalente al valor óptimo $X_d \cong X_{opt}$ (3)

Asumiendo que $X_o < X_f$, que X_d se toma $X_d = X_a$ y si, como es usualmente el caso, $X_{opt} > X_f$, la condición de decisión ingenieril se reduce a:

Valor de la variable asumida será igual al valor del Valor actuante y esta será menor que el valor final asociado a la falla:

$$X_d = X_a < X_f \quad (4)$$

En este punto, con el fin de eliminar la desigualdad, se apela a la función más

elemental y se define X_d como una fracción de X_f .

$$X_a = X_f / F_x \quad (0 < (1 / F_x) < 1) \quad (5a)$$

o lo mismo

$$F_x = X_f / X_a \quad (F_x > 1) \quad (5b)$$

Ya se ha simplificado el máximo, pero aún queda por determinar el valor de F_x o sea el factor de Ingeniería, necesario para enlazar la información y la acción física, que es el propósito de la ingeniería. Como este factor se refiere usualmente a una falla y como falla está íntimamente asociada con la seguridad, el factor de ingeniería usualmente se denomina **Factor de Seguridad**, término que fue introducido tal vez por primera vez por Rankine (1858). Al definir valores de factores de seguridad, el ingeniero, por necesidad propia se ha auto restringido englobando en una sola cifra todas sus incertidumbres, los posibles errores, el verdadero margen de seguridad; y esta cifra a dimensional, explícitamente y en forma final, debe permitir que sus obras se comporten óptimamente.

1.2 COMPONENTES DEL FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad (FS) para el parámetro o acontecimiento x se puede entonces definir como:

$$FS_x = X_f / X_a \quad (FS_x > 1) \quad (6)$$

Pero X_f ha sido estimada con base en simplificaciones y bajo incertidumbres y entonces el valor de X_a que defina el Ingeniero, por razones similares, va a ser diferente del que realmente tenga en el terreno. Se aprecia entonces que lo que se necesita realmente es que (con subíndices y indicando valores verdaderos):

$$(FS_x)_v = (X_f)_v / (X_a)_v > 1.0 \quad (7)$$

Si, en general $X_{ópt} > X_f$, entonces $(FS_x)_v$ debe estar lo mas cerca de 1.0 aunque nunca llegue a este valor. En el caso de que $X_{ópt} < X_f$, entonces se

adopta, $X_a = X_{\text{ópt.}}$ y se estima que tan lejos se está de una condición de falla X_f . Luego se compara X_d con X_a para verificar $X_d \geq X_a$ o simplemente se adopta, desde un comienzo, $X_d = X_a$

En general, la información es muy imprecisa y limitada y en consecuencia se puede decir que:

$$X_f = (I_f X_f)_v \quad (8)$$

$$X_a = (I_a X_a)_v \quad (9)$$

en donde I_f y I_a son factores de información ($I_r, I_a > 0$) y entonces:

$$F_{Sx} = (I_f/I_a) (F_{Sx})_v = I_x (F_{Sx})_v \quad (10)$$

En donde I_x = índice para información perfecta.

Los componentes de I_x pueden agruparse en: (Freudenthal, 1945):

- Ignorancia Subjetiva = f_i
- Incertidumbre Objetiva = f_o

La Ignorancia Subjetiva (f_i) puede provenir principalmente de: (1) la insuficiente generalidad de las relaciones usadas, (2) la inapropiada utilización de modelos, (3) la no pertinencia de aplicación de métodos, etc. y es la componente más difícil de evaluar.

Mientras que la Incertidumbre Objetiva (f_o) puede residir en: (1) aleatoriedad natural de propiedades, (2) variaciones espaciales y temporales de las mismas, (3) insuficiencia de series de datos apropiados, etc.

Pero en todo caso se puede decir que:

$$I_x = f_i \times f_o \quad (11)$$

$$\text{y en general } I_x = \prod (f_{ix}) \quad (12)$$

Se aprecia, de la relación (10) $FS_x = I_x (FS_x)_v$, que:

- a) Cuando el factor de Ingeniería o Seguridad $F_x > 1$, no necesariamente debe suceder que el factor de Ingeniería verdadero $(F_x)_v$ sea o no mayor o menor que 1.0.
- b) Pero cuando una falla ocurre:

$$(FS_x)_v=1 \text{ y } FS_x = I_x \text{ (13)}$$

I_x : Índice de información perfecta

Y entonces es posible una evaluación del estado de conocimiento. De ahí la importancia del análisis de las fallas de las obras y, en lo posible, de hacer pruebas de carga a las mismas, que son las oportunidades de calibración de F_x .

- c) El parámetro X_f debe ser pertinente al fenómeno en estudio y esto no lo puede cubrir F_x . Se debe entender el comportamiento del componente C y de la obra S y que el factor X_f sea el que realmente controla este comportamiento. Se puede tener $(FS_x)_v > 1$, pero si el fenómeno de falla lo controla otro parámetro Z_f , y éste no ha sido analizado adecuadamente, con estudiar, evaluar, analizar y controlar X_f no se va a evitar la falla.
- d) Si X_f es pertinente, dependiendo de las condiciones, la obra S aún puede fallar de diferentes maneras y quedaría por definir el Modo de Falla. Entonces puede haber tantos valores de FS_x y de I_x como modos de falla se puedan presentar
- e) X_f también puede variar con el tiempo y en consecuencia, si F_{sx} , como es lo común, se adopta como fijo, I_x y $(FS_x)_v$ también van a variar temporalmente.

1.3 FACTOR DE SEGURIDAD EN INGENIERÍA CIVIL

En Ingeniería Civil normalmente la variable X_f se asocia a la Resistencia R y la

variables X_d y X_a a la Demanda D o sea a niveles de carga. Además R y D se expresan en las mismas unidades.

Entonces:

$$FS = R / D \quad (14)$$

1.4 ALGUNAS PROPIEDADES DEL FACTOR DE SEGURIDAD FS

1.4.1 Dimensiones

Dado que R y D están dados en las mismas unidades, necesariamente **FS** es adimensional.

1.4.2 Certidumbre

Como se ha expresado en la sección 1.2, aunque se use un valor predeterminado de FS, el valor de FS realmente tiene muchas incertidumbres en relación al valor real **(FS)_v**.

1.4.3 Límites

Si R y D son positivos, el factor de seguridad tiene que ser positivo **FS > 0.0**. Además, dependiendo del problema o del material que se trate, tiene otros límites, dados por los límites físicos de R y D .

1.4.4 Control de Deformaciones

El Factor de Seguridad permite controlar indirectamente las deformaciones, dado que normalmente las relaciones esfuerzo-deformación son directamente proporcionales (Figura N° 1).

Si la probabilidad de $PF = 0.5 =$ hay posibilidad de falla en un 50%

R: Resistencia

D: Demanda

1.4.6 Unicidad

El Factor de Seguridad **no es único ni unívoco**. A pesar de ser adimensional, no es el mismo aplicado a diferentes parámetros P. Tampoco los niveles de seguridad son necesariamente iguales para iguales factores de seguridad aplicados a diferentes parámetros y que describan el mismo problema o fenómeno.

1.5 FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS E INDIRECTOS EN GEOTECNIA

1.5.1 Factores de Seguridad Básicos e Indirectos

Si el parámetro X_f es la variable independiente principal de otros parámetros dependientes Y_{fi} : $Y_{f1}, Y_{f2}, Y_{f3}, \dots, Y_{fi} = f(X_f)$ (16)

Entonces, en general, y dependiendo de las funciones $f()$,

$$F_{yi} = Y_{fi} / Y_{di} \neq F_x = X_f / X_d \quad (17)$$

En consecuencia, los factores F_{yi} y F_x son diferentes y si X_f es el parámetro básico del cual depende realmente la condición de falla, entonces:

$F_x = X_f / X_d =$ Factor de seguridad básico o directo $F_{yi} = Y_{fi} / Y_{di} =$ Factores de seguridad dependientes o indirectos

1.5.2 Factor de Seguridad Básico en Geotecnia

Desde el punto de vista de ingeniería, los materiales sólidos, pueden agruparse en: metálicos, polímeros y cerámicos, siendo respectivamente el acero, la madera y el concreto algunos ejemplos comunes. Los materiales metálicos tienen muy alta resistencia a la tracción y a la compresión, los polímeros algo menos, pero los materiales cerámicos, muy abundantes y económicos, dentro de los cuales se encuentran los materiales térreos, suelos y rocas, se caracterizan

por su alta resistencia a la compresión pero muy baja resistencia a la tracción. Es ésta la razón de los materiales reforzados (concreto reforzado, gaviones, tierra reforzada, etc.).

Por otro lado todos los materiales sólidos se rompen o fallan debido únicamente a dos tipos de esfuerzo: de tracción " σ " y cortante " τ ", y todos los modos de falla comunes (compresión, flexión, torsión, etc.) pueden explicarse solamente con éstos dos tipos de esfuerzo (Figura N° 3).

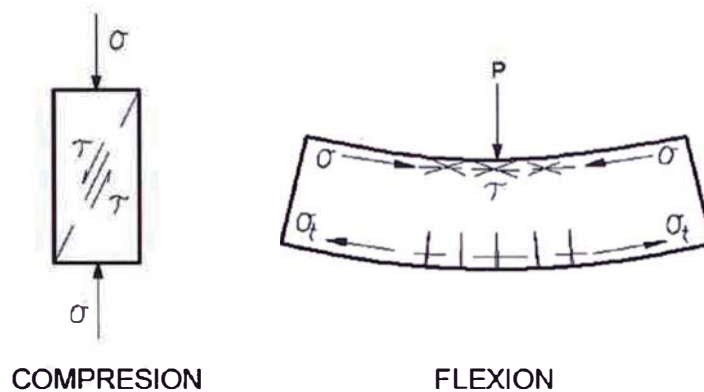


Figura N° 3. - Roturas de Sólidos por Cortante y Tracción

Entonces, dado que los materiales térreos tienen baja resistencia a tracción, el parámetro responsable de la rotura o falla es el ESFUERZO CORTANTE y en consecuencia, en Geotecnia, el FACTOR DE SEGURIDAD BÁSICO FS_B viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla T_F y el esfuerzo cortante actuante T_A

$$FS_B = T_F / T_A \quad (18)$$

Adicionalmente, en Ingeniería Geotécnica el esfuerzo cortante a la falla T_F se expresa usualmente con el Criterio de Mohr-Coulomb, en términos de esfuerzos efectivos:

$$T_F = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (19)$$

En la cual:

T_F = esfuerzo cortante a la falla

- c' = intercepto efectivo de cohesión
 φ = ángulo de fricción efectivo
 σ' = esfuerzo normal efectivo

$$\sigma' = \sigma - U_F \quad (20)$$

- y σ = esfuerzo normal total
 U_F = presión de fluidos o presión de poros
 = uW = presión de líquido (agua) para materiales saturados
 = uA = presión de gas (aire) para materiales secos

Entonces, el esfuerzo cortante actuante τ_A , igual al esfuerzo cortante de trabajo o de diseño τ_D está dado por:

$$\tau_A = \tau_D = (c' + \sigma' \tan \varphi') / FS_B \quad (21)$$

Es conveniente observar que FS_B afecta por igual a c' y a $\tan \varphi'$, variables que usualmente no son independientes entre sí, y que no es totalmente lícito colocar factores diferentes para cada uno de ellos (c' y $\tan \varphi'$).

Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

$$c = \text{intercepto de cohesión total} = S_u$$

$$\varphi = \text{ángulo de fricción total} = \varphi_U = 0.0$$

Y entonces $\tau_F = S_u =$ resistencia no drenada

$$\tau_A = \tau_D = S_u / FS_B \quad (22)$$

La resistencia no drenada S_u , como es un comportamiento aparente de materiales cohesivos saturados y no fisurados, se debería usar sólo para casos de análisis en carga vertical (cimentaciones). En taludes, aun cuando puede resultar en valores de FS similares a los de esfuerzos efectivos, las superficies potenciales de falla son incorrectas y en problemas de empujes o de descargas, las soluciones son a todas luces incorrectas (González, 1991)

1.5.3 Factores de Seguridad Indirectos en Geotecnia

Aunque el factor de seguridad básico es el ya mencionado de relación de esfuerzos cortantes, en la práctica general se presentan toda suerte de factores indirectos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes;

a) En taludes:

$$FS_h = H_{\max} / H \text{ para } \beta = \text{constante}$$

$$FS_b = \beta_{\max} / \beta \text{ para } H = \text{constante}$$

En los cuales H = altura de talud; β = ángulo de inclinación del talud

b) En estructuras de contención

Para volteo $FS_v = M_{\text{resistente}} / M_{\text{actuante}}$

En este caso no intervienen los esfuerzos cortantes, sino lo que se desea realmente es evitar tracciones en la interfaz cimiento/suelo, para lo cual, racionalmente, lo que se debe usar es el concepto de núcleo de esfuerzos en función de la excentricidad e y la dimensión en el sentido que actúan los momentos B , comúnmente así:

$$e/B < 1/6 \text{ para condiciones estáticas}$$

$$e/B < 1/4 \text{ para condiciones pseudo-estáticas}$$

1.6 CONCEPTO DE FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Se define el factor de seguridad (**FS**), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

La expresión del factor de seguridad viene dada por la expresión:

$$FS = \frac{\int \tau_R ds}{\int \tau ds}$$

Donde:

τ_R : Es la resistencia al corte máxima que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento,

τ : Es la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento,

ds : Es el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Definir el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte es lógico porque la resistencia al corte es la que realmente condiciona el resultado y a su vez tiene el mayor grado de incertidumbre (Melentijavic, 2005).

El **FS** también se puede definir de otras maneras. En primer lugar es posible definirlo como cociente entre el valor de la cohesión o ángulo de rozamiento del talud actual, y el valor de cohesión o ángulo de fricción del talud requerido para mantener el talud estable. También es posible definirlo como el cociente entre los momentos que actúan en un talud resistente al deslizamiento, y los que inducen al deslizamiento.

Para valores del factor de seguridad inferiores a 1.0, indica que el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento es posible. Si se da el caso que para distintas superficies, el valor del factor de seguridad es menor que 1, el movimiento es posible a lo largo de todas ellas. Partiendo de $FS = 1$, se calcula el ángulo máximo que puede tener un talud para ser estable, con tal de tener un margen de seguridad, el ángulo de un talud tendría que venir definido por valor del factor de seguridad superiores a la unidad. Como ejemplo de orden de magnitud, los valores del factor de seguridad para el cálculo de taludes son de $FS = 1.3$, para el caso de taludes temporales, y de $FS = 1.5$ para el caso de taludes definitivos (Hoek y Bray, 1981, Hoek, 1991).

Para la aplicación del método del equilibrio límite son requeridas las siguientes fases de cálculo (Alonso, 1989):

- Determinar un mecanismo de rotura cinemáticamente admisible. Generalmente se consideran para la superficie de deslizamiento, formas geométricas sencillas, como pueden ser rectas, circunferencias o espirales logarítmicas.
- A partir de la condición de equilibrio, se establecen relaciones entre las fuerzas presentes en el problema. Diferenciando entre las fuerzas que inducen al desequilibrio (peso, cargas externas...), y las fuerzas internas resistentes. Las ecuaciones necesarias que se deben cumplir en el problema son:
 - Equilibrio de fuerzas, tanto verticales como horizontales
 - Equilibrio de momentos, respecto a un punto arbitrario
 - Se analiza la estabilidad del conjunto a partir del concepto de factor de seguridad.
 - Mediante cálculos repetitivos se halla el menor valor del factor de seguridad

CAPÍTULO II: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PAD DE LIXIVIACIÓN

2.1 CONCEPTO

Por lo general, la estabilidad del talud está determinada por factores geométricos, como su altura e inclinación; factores geológicos; hidrogeológicos; y geotécnicos. De esta manera, la combinación de los 4 factores anteriores puede determinar la condición de rotura del talud en algún tipo de superficie, permitiendo el movimiento de la masa contenida en dicha superficie.

También existen factores como los terremotos que son causa importante de deslizamientos, por estar nuestro país en una zona altamente sísmica.

Por ello, el análisis de la estabilidad de un talud, reviste gran importancia al momento de considerar en su futura construcción y por los efectos que puedan producir en su entorno. Conocidos son los casos, a nivel nacional e internacional, de desastres ocurridos y que involucran vidas humanas cuando no se han efectuado los análisis correspondientes, que dependiendo de sus resultados, permitirían tomar medidas correctivas o de estabilización de taludes.

2.2 MOVIMIENTOS DEL TERRENO

La forma de clasificar los distintos movimientos de masas de tierra depende si se trata de suelos o rocas. Por otra parte, en estas clasificaciones se considera el mecanismo y tipo de rotura, conjuntamente con otros aspectos, tales como el contenido de agua en el terreno, la velocidad y magnitud del movimiento, entre otros.

Los tipos de movimientos se pueden clasificar en: deslizamientos, flujos y desprendimientos.

Los deslizamientos son movimientos relativos de masas de suelo o roca con respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura cuando se supera la resistencia al corte de estas superficies. La masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad

puede ser muy variable, pero suelen ser procesos rápidos y alcanzar grandes volúmenes, en el Pad de lixiviación se da en la interfase suelo geomembrana.

2.3 SUPERFICIE DE ROTURA

Un deslizamiento rotacional es aquel en que la superficie de rotura es cóncava hacia arriba, por lo que el movimiento resultante se desarrolla en función de un eje de giro paralelo al plano de falla y transversal a la dirección de avance del suelo. Durante su desarrollo es posible observar una serie de grietas concéntricas y cóncavas, ubicadas en la dirección del movimiento

En los deslizamientos el movimiento de la masa es el resultado de una falla de corte a lo largo de una o varias superficies. Se presenta en materiales con comportamiento elástico o semielástico. El tipo de superficie de deslizamiento por la cual se produce la falla depende, básicamente, del ángulo de inclinación del talud, de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del suelo.

En términos generales, se puede hablar de dos tipos de rotura: plana y circular. La rotura plana o, modelo de talud infinito, es aquella en la cual la superficie de falla (SPF) es paralela al talud y la longitud de este puede considerarse infinita con respecto al espesor de la masa que falla. En cambio, en la rotura circular o modelo de talud finito, la SPF corresponde al manto de un cilindro, quedando definida el tipo de círculo de falla por un radio y un centro.

2.4 ANÁLISIS DEL TALUD

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en dos: *métodos determinísticos*, dentro de los cuales están los *métodos de equilibrio límite* y los *tenso-deformacionales*; y los *métodos probabilísticos*. Los más utilizados son los métodos de equilibrio límite, los cuales analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en la selección de una

superficie teórica de rotura en el talud; el criterio de rotura de Mohr-Coulomb; y la definición de un factor de seguridad.

Existe una subdivisión para los métodos de equilibrio límite en función de la exactitud de los resultados, donde es posible encontrar el grupo de los *métodos exactos* y el de los *no exactos*. En el primer caso, las leyes de la estática entregan una solución exacta dada la geometría sencilla que tiene la masa de suelo que falla, por lo que allí se encuadran los cálculos realizados para roturas del tipo plano y las por cuñas. Por otro lado, en el segundo grupo, las soluciones de la estática no son suficientes y el problema se vuelve hiperestático, debiendo recurrir entonces a una hipótesis inicial o a alguna simplificación para resolverlo. En este tipo de casos se incluyen las roturas circulares que corresponden a las consideradas en la presente investigación (IGME, 1987). Dentro de los métodos no exactos se encuentran aquellos que consideran completa la masa de suelo que desliza, como un todo, y son conocidos como *métodos de estabilidad global de la masa de terreno*; y, aquellos que dividen la masa deslizante en fracciones más pequeñas para simplificar el análisis, los cuales se denominan *métodos de las dovelas*.

El método de las dovelas se clasifica en *métodos precisos* (teorías de Morgenstern - Price, Spencer y Bishop Riguroso) y en *métodos aproximados* (Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado). Para la presente investigación, se utilizó el método de las dovelas, considerando las hipótesis de Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado.

2.5 TEORÍAS DE EQUILIBRIO LÍMITE: MÉTODO DE LAS DOVELAS

Los problemas de estabilidad de taludes son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Con dichas condiciones, se establecen las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del FS del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan.

Una vez evaluado el FS de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que

tenga el menor FS, la cual se admite como SPF del talud y dicho FS como el correspondiente al talud en cuestión.

En general, este tipo de método considera las siguientes hipótesis:

- El FS asociado a un determinado talud, es constante para toda la superficie de falla,
- La resistencia al corte del suelo estudiado satisface el criterio de Mohr - Coulomb,
- Al momento de la falla la resistencia al corte del suelo se desarrolla con una magnitud constante en toda la superficie de rotura.

En cuanto a los Métodos de las Dovelas, estos son usados en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud.

Uso de software en los análisis de estabilidad de taludes

A partir de la década del 60, la aparición de herramientas computacionales ha permitido manejar los cálculos iterativos de los distintos métodos de análisis de estabilidad de taludes. Inicialmente, el método de equilibrio límite fue bien aceptado, dado que podía entregar soluciones por medio de cálculos hechos en forma manual. Sin embargo, las nuevas tecnologías permitieron facilitar los análisis, pudiendo incluso llegar a resultados más precisos al realizar un mayor número de iteraciones o al dividir la masa deslizante en dovelas más pequeñas. Esto conllevó a la aparición de formulaciones matemáticas más rigurosas como las desarrolladas por Morgenstern -Price (1965) y por Spencer (1967) Dentro de los programas más utilizados se encuentra el GeoSlope, el SLIDE, los cuales fueron diseñados especialmente para el análisis de estabilidad de taludes. Se basa, principalmente, en el uso del método de equilibrio límite y permite modelar suelos homogéneos y estratificados, con superficies geométricas complejas y con presencia de nivel freático.

El software permite analizar la estabilidad del talud bajo diferentes modelos, tales como los propuestos por Fellenius, Bishop, Janbú, Spencer y Morgenstern - Price, entre otros. El comportamiento de los materiales es modelado bajo el criterio de Hoek y Brown, para el caso de rocas; mientras que, en el caso de suelos, se puede considerar el criterio de Mohr - Coulomb, el de roturas bilineales, el de tipo anisotrópico, de condiciones no drenadas o alguna función específicas que indique la relación entre esfuerzos normales y de corte. Las condiciones sísmicas son consideradas a través de un análisis pseudoestático, en el que se introducen las aceleraciones máximas del sismo, mediante los coeficientes verticales y horizontales de este. De esta manera, una vez efectuados los cálculos, el programa entrega las distintas superficies de rotura analizadas, la superficie de falla más desfavorable, la distribución de las dovelas consideradas dentro de la masa deslizante y los diagramas de cuerpo libre para cada una de las dovelas dentro de la superficie de falla estudiada, entre otros resultados.

2.6 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO A UN PAD DE LIXIVIACIÓN

2.6.1 Concepto de un pad de lixiviación

El Pad de lixiviación es una estructura piramidal, formada por el volumen de mineral transportada del área de operaciones y que servirá para realizar el proceso de lixiviación del mineral durante toda la vida útil de la mina.



2.6.2 Elementos que Conforman un Pad de Lixiviación

Mineral

El mineral a disponer provendrá directamente de las operaciones de minado en el tajo (mineral ROM). El mineral ROM corresponde a un material grueso de buenas características geotécnicas, por lo general el mineral es de sílice, la misma que en el proceso de explotación y por efectos de voladura se fragmentan, la grava que conforma el material son angulosas a sub-angulosas y duras, las características para este tipo de material, se estima que las propiedades de resistencia correspondan a un ángulo de fricción entre 36° a 38° y cohesión nula. Se tomó como valor 35° como un valor conservador previniendo la variabilidad de propiedades geotécnicas que el mineral pueda presentar durante la operación.

Interface Suelo-Geomembrana

Las propiedades de resistencia cortante de la interfase entre geomembrana/suelo de baja permeabilidad, fueron evaluadas a través de ensayos de corte directo a gran escala, los cuales fueron realizados en el laboratorio geotécnico. De manera complementaria se realizaron ensayos de integridad de la geomembrana o punzonamiento. Para la ejecución de este ensayo en la interfase geomembrana/suelo de baja permeabilidad se utilizó una geomembrana LLDPE texturada por un solo lado. El lado texturado fue ensayado en contacto con el suelo de baja permeabilidad, mientras que el lado liso fue ensayado en contacto con sobre-revestimiento. Los resultados indican que asumiendo un comportamiento lineal, el ángulo de fricción de la interfase conformada por el suelo de baja permeabilidad y el lado texturado de la geomembrana varía de 22.4° a 20.6° para las condiciones pico y post-pico, respectivamente. Para el análisis de estabilidad se consideró utilizar los valores de la envolvente bilineal para la interfase geomembrana/suelo de baja permeabilidad, debido a que de esta manera se pueden modelar las variaciones que experimentan los esfuerzos (esfuerzos altos y bajos), ante las sollicitaciones que se dan en los análisis de estabilidad en pilas de lixiviación. De manera conservadora se utilizó la menor envolvente de las obtenidas en la cantera, la cual se muestra en el Cuadro N° 1. Este tipo de envolvente de resistencia ha sido usada en los análisis de estabilidad efectuados empleando secciones

transversales donde el mineral descansa directamente sobre el material de sobre-revestimiento y estos sobre la geomembrana.

El método de ensayo estándar para determinar el coeficiente de fricción suelo - geosintético y geosintético - geosintético por el método de corte directo y **Norma ASTM D 5321 – 02**, se resume esta Norma en:

- La resistencia al corte entre un geosintético y un suelo, u otro material, es determinado colocando el geosintético y una o más superficies de contacto, como un suelo, dentro de la caja de corte directo. una fuerza normal constante y representativa del nivel de esfuerzos es aplicada sobre la muestra y una fuerza tangencial o cortante es aplicada al aparato, para que una sección de la caja se mueva en relación a la otra sección, la fuerza cortante es tomada en función del desplazamiento horizontal entre las secciones de la caja de corte.
- La prueba es desarrollada con un mínimo de tres diferentes esfuerzos normales, seleccionados por el usuario, para modelar las condiciones apropiadas de campo. los valores tomados de esfuerzo cortante son graficados contra los esfuerzos normales aplicados usados en la prueba. los datos de la prueba son representados por la línea de falla cuya inclinación es el coeficiente de fricción entre los materiales y el punto de corte en el eje de las ordenadas será el valor de adhesión.
- Este método de prueba cubre el procedimiento para determinar la resistencia al corte de un geosintético contra un suelo, o geosintético contra geosintético, bajo una tasa constante de deformación. el método de prueba se lleva a cabo para indicar el desempeño de los materiales seleccionados modelando las condiciones de campo. los resultados obtenidos por este método, pueden ser limitados en la medida de su aplicabilidad en las condiciones específicas consideradas para el ensayo.

Cuadro N° 1. - Resumen de Ensayos de Corte Directo a Gran Escala

MUESTRA	DESPLAZAMIENTO (cm)	ESFUERZO NORMAL (kPa)	ESFUERZO CORTE (kPa)	ÁNGULO SECANTE DE FRICCIÓN
TP_A07 - 405/ Geomembrana	2.5	100.0	61.0	31
		200.0	99.0	26
		400.0	190.0	25
		800.0	350.0	24
	7.5	100.0	66.0	33
		200.0	102.0	27
		400.0	201.0	27
		800.0	319.0	22

Depósito Residual

El material que conforma los depósitos residuales, en su mayoría son suelos granulares de matriz arcillo-limosa y de consistencia densa. De acuerdo a los ensayos LPT efectuados, estos materiales poseen parámetros geotécnicos tales como: cohesión 5 kPa y ángulo de fricción de 29°. Asimismo, se realizó un ensayo de compresión triaxial (CU) de una muestra inalterada para obtener las propiedades de resistencia cortante. Los resultados indican una cohesión 9 kPa y un ángulo de fricción de 32.1°. De acuerdo a estos resultados se estima un ángulo de fricción conservador de 29° y una cohesión 5 kPa.

Basamento Rocoso

La roca subyacente a poca profundidad en los depósitos cercanos a afloramientos y a mayor profundidad en la zona de humedales y. A partir de la clasificación geomecánica de estos materiales obtenidos, de los datos de perforaciones y ensayos de carga puntual, se consideró parámetros geotécnicos de 100 kPa y 25° para la cohesión y ángulo de fricción, respectivamente. Los suelos residuales se encuentran yaciendo y subyaciendo al basamento rocoso presente (rocas de dureza menor a 2). Este modelo de material fue utilizado en los análisis de estabilidad de las sección geotécnica 1, que representa la sección más crítica de la configuración geométrica del PAD

2.7 CONSIDERACIONES SISMOLÓGICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Esta sismicidad es producto principalmente de la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Continental, a lo largo de la costa peruana, con un índice de convergencia de aproximadamente 10 cm por año.

Según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, del Reglamento Nacional de Construcciones (1997), el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 2, correspondiéndole una mediana sismicidad, habiendo ocurrido en el área cercana al proyecto sismos de intensidades entre VII y VIII en la Escala de Mercalli Modificada, según la información de sismicidad histórica recopilada por Silgado (1978).

Aceleración de Diseño

Según el mapa de fuentes sismogénicas superficiales, propuesto por Castillo y Alva (1993), la máxima magnitud que puede ocurrir en el área del proyecto asociada a estas fuentes es de 7.5. Asimismo, los mismos autores han presentado un mapa de Isoaceleraciones determinadas a partir de criterios probabilísticos, considerando un porcentaje de excedencia de 10% para una estructura cuya vida útil será de 50 años, lo cual corresponde a un tiempo de retorno del sismo máximo probable de 475 años. Para el área ubicada entre Cuzo Y Puno que se ubica en la zona II y que servirá para analizar un caso práctico, los autores proponen una aceleración máxima de 0.34g, tal como se observa en la Figura N° 4. El periodo de retorno antes indicado es consistente con lo estipulado por el Ministerio de Energía y Minas para el análisis sísmico de depósitos de relaves en condición de abandono y puede ser extrapolado para el caso de pilas de lixiviación y botaderos de desmonte considerando el periodo de vida operativo y la etapa post-cierre.

Por lo tanto, para el análisis sísmico de las instalaciones del proyecto se recomienda la utilización de criterios a largo plazo para la definición del evento sísmico de diseño. En ese sentido, se recomienda utilizar un valor de **0.34g** como aceleración máxima esperada en la zona del proyecto.

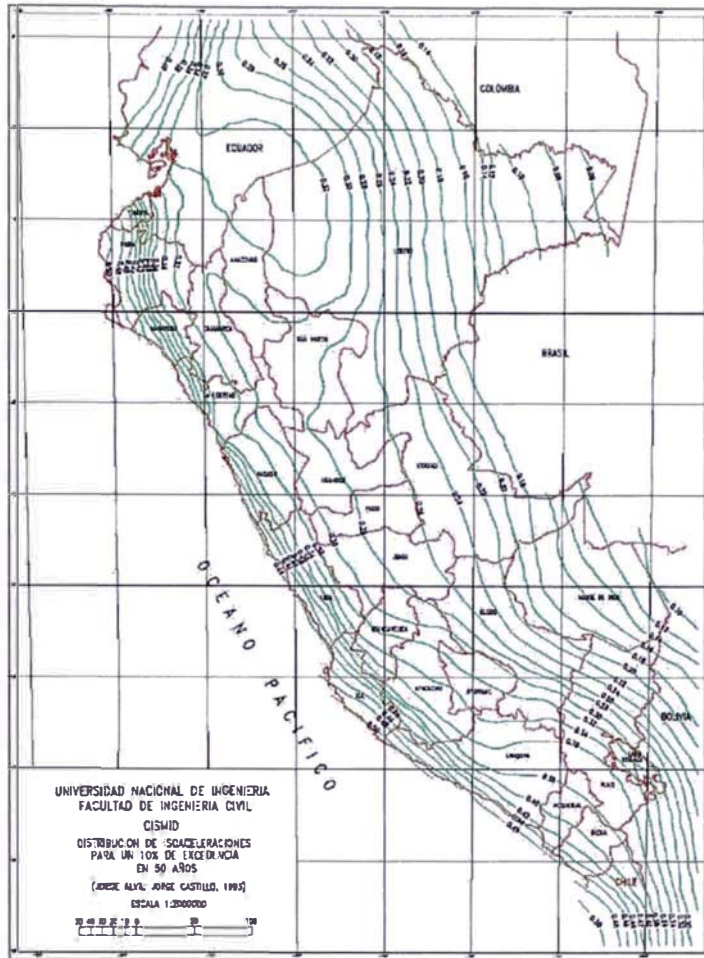


Figura N° 4. - Distribución de Isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años

Coeficiente Sísmico

De acuerdo a la literatura técnica existente, ampliamente aceptada internacionalmente, se recomienda que el coeficiente sísmico a ser considerado en el análisis de condiciones pseudo-estáticas de diseño de taludes, sea obtenido como una fracción que varía entre **1/2 a 2/3** de la máxima aceleración esperada. Esta recomendación es consistente con las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Franklin, 1984), quienes sugirieron el uso de un coeficiente sísmico pseudo-estático igual al 50% de la aceleración pico de diseño.

La recomendación del Cuerpo de Ingenieros está basada en la aplicación del método de Newmark para calcular desplazamientos permanentes en presas de tierra utilizando más de 350 registros sísmicos, concluyéndose que estas

estructuras analizadas con el método pseudo-estático con factores de seguridad mayores que 1.0 utilizando un coeficiente sísmico horizontal de $0.5 \times \text{PGA}$ (**peak ground acceleration o aceleración máxima o pico del suelo**), no desarrollan deformaciones mayores a 1 metro, que es un valor arbitrario que puede ser tolerado por presas de tierra, sin representar una amenaza a la integridad del reservorio.

Por lo tanto, se recomienda utilizar un coeficiente sísmico de **0.17** para el análisis pseudo-estático de diseño de taludes en general del proyecto.

Otro método adicional y que en la actualidad es requerida es el de PELIGRO SÍSMICO, por lo cual se detallará a continuación.

2.8 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO

La peligrosidad sísmica se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado. La definición comúnmente aceptada fue dada por la UNDRO (1980), según la cual la peligrosidad H (de Hazard) se representa por medio de una función de probabilidad del parámetro indicativo de la intensidad del movimiento, x , en un emplazamiento s , mediante la siguiente expresión:

$$H = P [x(s) \geq x_0; t]$$

P representa entonces la probabilidad de superación de un valor umbral x_0 del parámetro elegido durante un tiempo t .

Dado que los parámetros inherentes al movimiento son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración, la peligrosidad es a menudo estimada en función de los valores máximos de estos parámetros, denominados habitualmente PGD , PGV y PGA , (Peak ground displacement (PGD); Peak ground velocity (PGV); Peak ground acceleration (PGA), pero también es habitual su expresión en términos de Intensidad macrosísmica, relacionada con la destructividad del terremoto. La elección del parámetro depende de los condicionantes propios de la evaluación y de la aplicación a la que ésta vaya dirigida.

Los métodos de evaluación de la peligrosidad se clasifican en dos grandes

grupos:

- **Deterministas:** Asumen la hipótesis de estacionalidad, la sismicidad, considerando que los terremotos en el futuro se producirán de forma análoga a como lo hicieron en el pasado y conducen a la estimación de los límites superiores del movimiento, expresados por los valores máximos del parámetro empleado para su descripción. Éstos concluyen, p.e., con una intensidad esperada en el emplazamiento de VIII, que se interpreta como la mayor intensidad que se va a sentir en el mismo como consecuencia de cualquier terremoto en la zona circundante.
- **Probabilistas:** Deducen las relaciones de recurrencia de los fenómenos sísmicos de una zona a partir de la información existente en la misma y con ellas obtienen las funciones de probabilidad de los parámetros buscados. Estas funciones asocian a cada valor del parámetro una probabilidad anual de excedencia, o bien un periodo de retorno, que se define como el valor inverso de esa probabilidad. Así un posible resultado sería una intensidad VIII en el emplazamiento con probabilidad anual de ser superada de 0.002, o bien esa misma intensidad con periodo de retorno de 500 años. En contra de lo que intuitivamente cabe suponer, el periodo de retorno no indica el intervalo de tiempo promedio entre dos terremotos que generan esa intensidad, sino el periodo en años en el que se espera que la intensidad del movimiento sobrepase el nivel de referencia (en el ejemplo VIII), con probabilidad del 64 %.

Los resultados del análisis dependen, por tanto, del método elegido, así como de la extensión del estudio.

Para estructuras de especial importancia, como centrales nucleares o grandes presas, se requiere conocer la peligrosidad específica del emplazamiento, que se expresará en función de los valores máximos del parámetro que defina la intensidad del movimiento, o bien como una curva de probabilidad del mismo, dependiendo de que el método de cálculo sea determinista o probabilista. Sin

embargo para normativas sismorresistentes, se requiere conocer la peligrosidad de áreas extensas, a escala regional, y en este caso los resultados se representan en mapas de isolíneas de los parámetros elegidos, que indican los valores máximos o los valores asociados a un cierto periodo de retorno.

En cualquier caso, la correcta evaluación de la peligrosidad requiere conocer dos características importantes de la zona de estudio: la sismicidad de la región circundante área de influencia, con identificación de zonas sísmicas en la misma y la atenuación sísmica regional. Combinando los dos aspectos se llega a determinar la intensidad del movimiento en un emplazamiento como consecuencia de los terremotos que puedan afectar al mismo, integrando el efecto de la fuente y la propagación de energía de ésta al emplazamiento. Si no se introduce expresamente el efecto local del suelo en el movimiento, éste se considera caracterizado en roca o suelo duro, siendo así el tratamiento que se sigue generalmente en estudios de peligrosidad regional. Cuando la estimación se realiza en un emplazamiento específico, es necesario cuantificar la amplificación local y aplicarla a los resultados anteriores para obtener intensidades del movimiento que incluyan este efecto. Esta situación se aborda por medio de estudios de microzonificación.

2.9 INFORMACIÓN A CONSIDERAR Y FASES A SEGUIR EN LA EVALUACIÓN

La predicción del movimiento en un emplazamiento dado requiere agregar la contribución de los tres factores que intervienen: *radiación generada en la fuente*, *propagación* a través del medio y *efecto local* del suelo en el emplazamiento en cuestión. El problema, de gran complejidad, es necesariamente simplificado en estudios de peligrosidad, sobre todo cuando éstos se realizan a escala regional. Así, para tener en cuenta el término *fuentes* se analiza la sismicidad de la región de influencia para un emplazamiento dado, se identifican las fallas activas en la misma y las zonas sismogénicas, y éstas se caracterizan por las leyes de recurrencia de la sismicidad asociada o por los máximos sismos potenciales. De esta forma se contempla la actividad de las fuentes que pueden generar movimiento en un emplazamiento dado: caracterizando tanto el tamaño como la distribución espacio-temporal de los sismos que ocurren en ellas.

El segundo aspecto que contribuye al movimiento es la *propagación* de las ondas a través de la trayectoria, desde la fuente hasta el emplazamiento donde se realiza la predicción. En el trayecto la energía se atenúa, más o menos dependiendo del medio, y por ello es conveniente contemplar este hecho estimando leyes de atenuación específicas para cada zona. Aplicando las leyes de atenuación con la distancia a los movimientos generados en las zonas fuente de los terremotos, es posible determinar el movimiento esperado en un cierto emplazamiento y a cierta distancia de la fuente; siempre que éste se localice en roca o suelo duro y no se encuentre en una irregularidad topográfica, en cuyo caso el propio emplazamiento no introduce una amplificación local al movimiento.

Si la composición del suelo bajo el emplazamiento es diferente a roca o existe una topografía irregular, para realizar una predicción realista del movimiento hay que considerar el tercer factor integrante de la agitación, es decir *el efecto local*, que puede amplificar o de amplificar notablemente en la base rocosa.

El tratamiento que reciben los tres términos considerados, para su cuantificación en estudios de peligrosidad, se expone a continuación.

Sismicidad del Área de Influencia

El conocimiento de la sismicidad de la región donde se quiere predecir el movimiento es el primer paso a seguir en todo estudio de peligrosidad; es necesario conocer bien la ocurrencia de terremotos en el pasado, para poder predecirla en el futuro. Previamente hay que definir la extensión de la zona cuya sismicidad puede afectar a un emplazamiento dado. Casi todas las normativas establecen como área de influencia un círculo de radio 300 km alrededor del punto a estudiar e imponen el análisis de la sismicidad en la región comprendida dentro del mismo. Esta área suele ser suficiente, aunque a veces se presentan excepciones, como es el caso del Sudoeste de la Península Ibérica, cuyo estudio requiere una ampliación de la zona hasta englobar la estructura tectónica de Azores-Gibraltar. Los terremotos originados en ésta han hecho sentir sus efectos en casi toda la Península debido a su baja atenuación y han sido determinantes en la peligrosidad del Sudoeste a distancias superiores, en ocasiones, a los 400 km del epicentro. De ahí la necesidad de ampliar el radio de la zona en los correspondientes estudios.

Una vez definida el área de influencia, es necesario recopilar toda la información existente sobre los terremotos con epicentro en ella: *catálogos instrumentales y macrosísmicos, documentos de sismicidad histórica y mapas de isosistas* esencialmente. De esta información se extraen los datos referentes a parámetros de localización y tamaño, profundidad focal, área de réplicas de los mayores terremotos, y frecuencia de ocurrencia de sismos para distintos niveles de intensidad o magnitud, quedando así caracterizada la sismicidad de la zona, para proceder después, en fases sucesivas, a determinar las características de los movimientos que se pueden generar.

Catálogos instrumentales y macrosísmicos

Los catálogos instrumentales incluyen información bastante completa de los mayores terremotos ocurridos en este siglo y, dada la progresiva mejora en la instrumentación, pocos terremotos recientes han dejado de ser detectados. Sin embargo, la precisión en su determinación, en el establecimiento de su magnitud y en la localización epicentral, puede ser muy variable y es importante comprender las incertidumbres de los datos catalogados y tenerlas en cuenta en estudios de peligrosidad.

Los terremotos anteriores a este siglo disponen sólo de información macrosísmica, esencialmente distribuciones de daños e intensidades. Estos terremotos se han localizado generalmente en el centro del área de mayor daño, siendo por tanto, bastante imprecisa la localización. Los datos tanto de intensidad como de localización figuran en los catálogos macrosísmicos, que incluyen también generalmente, descripciones de los daños referentes a los terremotos catalogados [p.e., Galbis (1932-1940), Fontseré, (1972)].

Por otra parte existen catálogos sísmicos, a nivel nacional y regional que incluyen tanto datos macrosísmicos como instrumentales, y es de destacar la falta de homogeneidad en la precisión de ambos tipos de datos. Además, estos catálogos contienen muchas incertidumbres sobre los sismos históricos, ya que a menudo presentan información de segunda o tercera mano, siendo recomendable acudir a las fuentes primarias de información para revisar los datos, al menos de los mayores terremotos que afectan al emplazamiento de estudio.

Documentos de sismicidad histórica

Dada la imprecisión mencionada de los datos contenidos en los catálogos, es importante recopilar toda la información existente sobre los daños de terremotos históricos, que en zonas de sismicidad moderada, como España, pueden ser los mayores y más determinantes de la peligrosidad. La disponibilidad y fiabilidad de estos documentos depende de la zona y de su patrimonio histórico y son numerosas las fuentes de procedencia. La información a menudo es contradictoria e incompleta y debe ser examinada con ayuda de historiadores que conozcan las particularidades de la época y aporten su experiencia para una correcta interpretación. La revisión cuidadosa de estos documentos permite reevaluar intensidades y localizaciones, así como despejar errores a menudo contenidos en los catálogos, como duplicidad de eventos en fechas distintas que corresponden en realidad a un único terremoto, o incluso eliminación de falsos eventos, si se comprueba que los efectos corresponden a otro fenómeno diferente al sísmico. La revisión de estos datos es especialmente importante en el caso de evaluaciones de peligrosidad en un emplazamiento específico para instalaciones de especial importancia, que requieran estimaciones muy fiables. No deben considerarse sin más los datos catalogados en estos casos, debiendo elaborarse un catálogo de proyecto que incluya los resultados de la reevaluación de los sismos que más puedan condicionar la peligrosidad.

Mapas de isosistas

Debido a la subjetividad en las evaluaciones de intensidad, ésta puede ser variable entre diferentes fuentes, con diferentes resultados dados por distintos autores. Sin embargo, los mapas de intensidades sentidas de un terremoto o de distribuciones de daños son de particular interés, ya que indican la extensión geográfica de los daños y su variación espacial. Generalmente el nivel más alto de intensidad observado corresponde a la intensidad epicentral I_0 , que refleja la severidad del terremoto y los mapas de I_0 pueden ser usados como una indicación de la localización de fuentes de los sismos más severos. Sin embargo, estos mapas se han construido a partir de datos en un intervalo de tiempo relativamente corto (en el caso de España sólo se dispone de mapas de isosistas para terremotos en los últimos 400 años) y por ello es difícil asegurar que los terremotos en el futuro ocurran dentro de las zonas indicadas, ya que pueden no estar contemplados en ellas los mayores sismos ocurridos.

Identificación de características sismotectónicas

La sismicidad previamente analizada debe ser relacionada con la tectónica de la zona, con el fin de identificar las fallas activas de la región y las zonas sismogénicas, de potencial sísmico uniforme; así como los máximos sismos potenciales asociados a ellas y las leyes de recurrencia que gobiernan la sismicidad. Estos datos caracterizarán el término "fuente" y serán una información de partida en toda evaluación de peligrosidad.

Fallas activas y zonas sismogénicas

En primer lugar se identifican las fallas y otras estructuras tectónicas en la zona, para proceder después a analizar su posible asociación con la sismicidad observada. Si se encuentran evidencias de correlación entre sismos y estructuras, pueden identificarse las fallas activas. La normativa nuclear define también fuentes sismotectónicas capaces, como aquellas que presentan deformación en superficie (o cerca de ella) debido a movimientos en los últimos 500.000 años, o al menos un movimiento en los últimos 50.000 años, según el criterio de la USNRC, 1997 (Apéndice A, RG 1.165). En el caso del trazado de fallas activas es necesario conocer el tamaño, orientación y carácter de las mismas (normal, inversa, de desgarre), las distribuciones de esfuerzos que indican los puntos con mayor probabilidad de ocurrencia de sismos y el terremoto característico, o máximo generado en la falla, cuya determinación más fiable requiere estudios de paleosismicidad.

La identificación de estas estructuras es particularmente importante en la selección de emplazamientos de instalaciones críticas, como centrales nucleares y almacenamientos de residuos radiactivos. Las correspondientes normativas imponen para ello una serie de requisitos en sus estudios de evaluación, tales como efectuar análisis de microsismicidad, geotectónicos, paleosismicidad, etc. (RG 1.165, SRP, rev 3)

Sin embargo, en un ámbito más general, esta fase del estudio se realiza normalmente con menor detalle, partiendo como única fuente de información de la contenida en mapas geológicos, estructurales, geomorfológicos, etc. Contrastando los mismos con los epicentros obtenidos en la fase anterior, se pueden identificar fallas activas, cuando existe evidencia de alineación de

epicentros a lo largo de la falla. Pero son pocos los casos en los que la sismicidad observada puede asociarse a una línea o plano de falla, siendo más normal que los terremotos ocurran dentro de sistemas de fallas de mayor extensión; es decir áreas de fallamiento múltiple, donde se agrupa la sismicidad. Estas áreas pueden ser definidas como zonas fuente, dentro de las cuales la sismicidad se asume uniforme. Identificando los límites de estas zonas se definen las "zonas sismogénicas", capaces de generar terremotos de características similares en cualquier punto de las mismas. En el interior de cada zona se considera que la sismicidad se distribuye de forma uniforme, espacial y temporalmente, ajustándose a un modelo de Poisson. En base a estas hipótesis la identificación de los límites debe hacerse con un cuidadoso estudio sísmico y geológico, y no deja de ser un proceso subjetivo que conlleva gran incertidumbre y que tiene un efecto muy significativo en la peligrosidad de emplazamientos cerca de esas fuentes. Por ello es recomendable considerar un rango de variabilidad en los límites de las zonas, en lugar de delinear contornos exactos, e incorporar las incertidumbres en el estudio completo de peligrosidad (Bender y Perkins, 1987). Un ejemplo de un mapa sismotectónico con las zonas sismogénicas definidas es mostrado en la Figura N° 5.

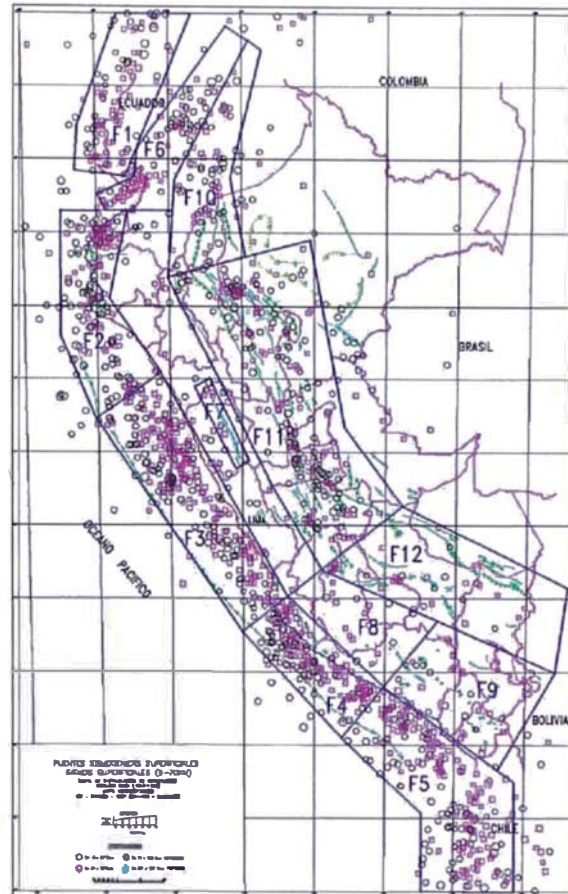


Figura N° 5. - Fuentes Sismogénicas Superficiales

Terremotos característicos y leyes de recurrencia

Una vez realizada la zonificación sismotectónica, la información necesaria de las zonas para continuar el resto del estudio depende del carácter determinista o probabilista del mismo. Los métodos deterministas requieren tan sólo el conocimiento del **máximo sismo potencial o del terremoto característico**, mientras que los probabilistas necesitan la estimación previa de leyes de recurrencia de los sismos en cada falla o zona sismogénica. El máximo sismo potencial es el mayor que puede esperarse en una estructura o zona y para determinarlo debe conocerse el máximo ocurrido en el pasado. Esto es problemático, porque muchas veces el tiempo del registro histórico es más corto que el intervalo de recurrencia de ese terremoto, y puede no haber sido recogido en los catálogos. Por ello, son importantes los estudios de paleosismicidad en las principales estructuras activas, que permiten conocer los movimientos bruscos que han sido producidos por terremotos en intervalos de miles de años, y determinar a partir de ahí las magnitudes asociadas. (Villamor y Berryman,

1999) En la práctica, cuando no se tiene suficiente información geológica, el máximo sismo potencial se estima mayorando ligeramente el máximo histórico, aumentando por ejemplo, un grado la intensidad o medio grado su magnitud; aunque esta mayoración depende del potencial sísmico de la zona.

En algunas áreas donde las fallas activas son claramente identificadas, la actividad puede expresarse por medio de un terremoto característico, que representa los eventos de elevada magnitud que se han producido con un intervalo de recurrencia similar (por ejemplo, $I0 = IX$ cada 200 años).

Estos terremotos máximos no son los únicos que tienen lugar dentro de cada estructura o zona; en un amplio intervalo de tiempo se detectan en ellas terremotos de diferentes tamaños o magnitudes, dentro de un cierto rango. Los terremotos más pequeños son siempre más frecuentes que los grandes, y la frecuencia de ocurrencia de los sismos menores tiende a ser relativa a la de los mayores. Por ello, el gráfico que muestra el número de terremotos frente a su tamaño, tiende a tener una forma fija. Basándose en este hecho Gutenberg y Richter (1944) postularon, en base a la estadística de leyes de recurrencia, que la relación entre $\text{Log } N$ y M debía ser lineal; donde M es la magnitud y N el número de sismos con magnitud mayor que M . Se definió así la ley de Gutenberg-Richter:

$$\text{Log } N = a - b \cdot M$$

Que representa la frecuencia de ocurrencia de sismos en la zona, frente a su magnitud. Esta ley es también a menudo expresada en función de la intensidad, un ejemplo de ajuste de la sismicidad a la citada expresión es mostrada en la Figura N° 6. El parámetro b es la pendiente de la relación, que representa la proporción entre el número de sismos grandes y pequeños en la zona; y a es la ordenada en el origen, a partir de la cual se puede estimar la tasa anual de terremotos (a) que superan una magnitud o intensidad de referencia. Esta ley es adoptada generalmente para definir la recurrencia de sismos de una zona y su correcta estimación, requiere disponer de observaciones en un amplio intervalo de tiempo. Si la relación se establece para cortos periodos de observación, es improbable que recoja los mayores terremotos habidos en la zona, ya que son menos frecuentes. Podría asumirse para éstos, un periodo de recurrencia basado en extrapolación de relaciones lineales desde terremotos más pequeños, pero los resultados que así se obtendrían serían muy poco fiables, ya que la extrapolación de relaciones lineales puede conducir a valores de magnitud

extremadamente grandes y muy poco realistas. Para cada región hay un límite en el tamaño del máximo terremoto que puede ocurrir, dependiendo de las características geológicas y del sistema de fallas. Por esta razón, y para tener en cuenta ese límite superior, se han propuesto distintas modificaciones a la ley de Gutenberg-Richter, tales como relaciones cuadráticas o bilineales. En este último caso, se determinan, junto a los parámetros que definen la ley, a y b , los valores extremos de magnitud para los que ésta se considera válida, M_{\min} y M_{\max} ; y todos ellos se introducen como parámetros característicos de la zona en la evaluación de la peligrosidad. Las leyes de recurrencia de la magnitud o la intensidad de la zona son comúnmente usadas como una forma de definir el patrón esperado de sismicidad en un cierto intervalo de tiempo.

En muchos casos de fallas individuales, y en áreas como la zona de subducción del Pacífico, donde se observan terremotos característicos con una cierta frecuencia, la sismicidad no queda reflejada tan claramente por medio de la ley de Gutenberg-Richter. Es decir, los terremotos grandes, de tamaño medio y los pequeños no se distribuyen como contempla dicha ley, sino que los eventos de mayor magnitud que definen el terremoto característico tienen un intervalo regular de recurrencia, que no corresponde a una relación lineal, hecho que se ilustra en la Figura N° 7. Para incluir este terremoto se han propuesto leyes de tipo discontinuo (Schwartz y Coppersmith, 1984).

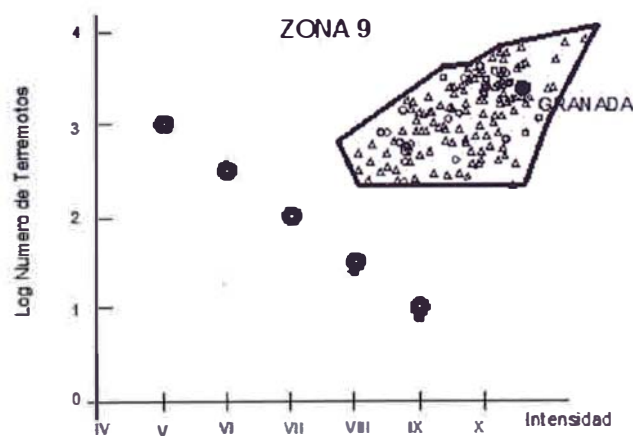


Figura N° 6. - Ejemplo de ajuste de la sismicidad en función de la Intensidad

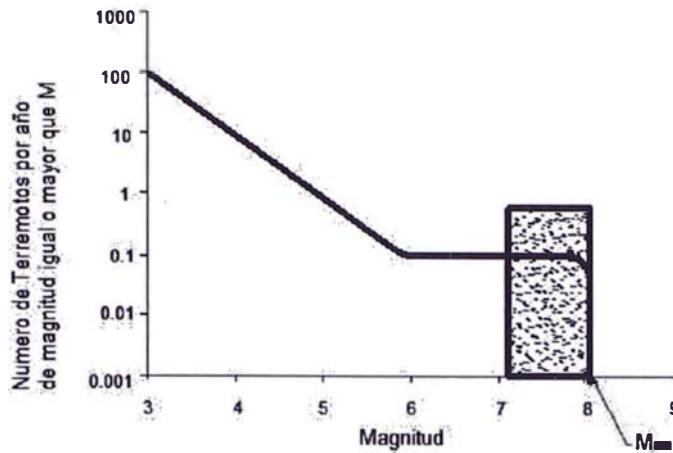


Figura N° 7. - Leyes de tipo discontinuo (Schwartz y Coppersmith, 1984).

Atenuación Sísmica Regional

El segundo factor integrante de la agitación es la *propagación* de ondas a lo largo de la trayectoria desde la fuente hasta el emplazamiento; y éste se aborda en estudios de peligrosidad determinando la atenuación sísmica regional. La amplitud de las ondas se atenúa en su propagación como consecuencia de la expansión geométrica del frente de ondas y de la inelasticidad del medio. Por ello la estimación de la atenuación precisa, en principio, el conocimiento detallado de la estructura que separa la fuente del emplazamiento donde se predice el movimiento; algo que generalmente no es factible. En la práctica, el problema se resuelve de dos formas posibles:

- Estimando independientemente la atenuación atribuida a cada uno de los factores mencionados, por medio de modelos que representan la disipación de la energía en función de los parámetros influyentes.
- Calculando la atenuación conjunta por formulación de leyes empíricas que relacionen el parámetro representativo del movimiento en un punto con la distancia epicentral o hipocentral y con el parámetro que refleja la energía liberada en el foco.

El segundo procedimiento es más frecuente en estudios de peligrosidad y se plantea ajustando las observaciones disponibles (p.e., datos de intensidad sentida, valores registrados de PGA) a una determinada expresión matemática, y

determinando los coeficientes de la misma por análisis de regresión. Si los ajustes se realizan con datos de una determinada zona, queda estimada entonces la ley de atenuación regional de la misma. Algunas expresiones comúnmente empleadas para este fin responden a las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \ln PGA &= c_1 + c_2 \cdot M + c_3 \cdot \ln R \\ \log I_s &= c_1 + c_2 \cdot I_0 + c_3 \cdot R + c_4 \cdot \log R \\ I_s - I_0 &= c_1 + c_2 \cdot R + c_3 \cdot \log R \end{aligned}$$

Éstos son tan sólo algunos ejemplos de leyes de atenuación del movimiento, que relacionan la amplitud del mismo en un punto, dada por la aceleración pico, PGA o la intensidad sentida I_s , en función de la magnitud del terremoto M , la distancia R y la intensidad epicentral I_0 . En la literatura especializada se han propuesto otras muchas expresiones de este tipo, variando el modelo matemático al que se ajustan los datos, así como los parámetros que caracterizan el movimiento y el tamaño de la fuente. Las Figura N° 8 y Figura N° 9 representa algunos modelos de leyes de atenuación obtenidos para diferentes zonas y con diferentes parámetros.

La estimación de leyes de atenuación conlleva gran incertidumbre, ya que a menudo los datos que se ajustan a una determinada ley presentan una gran dispersión, pudiendo estimarse sólo atenuaciones promedio, que serán más precisas para una cierta región cuanto mayor sea la muestra de datos empleada.

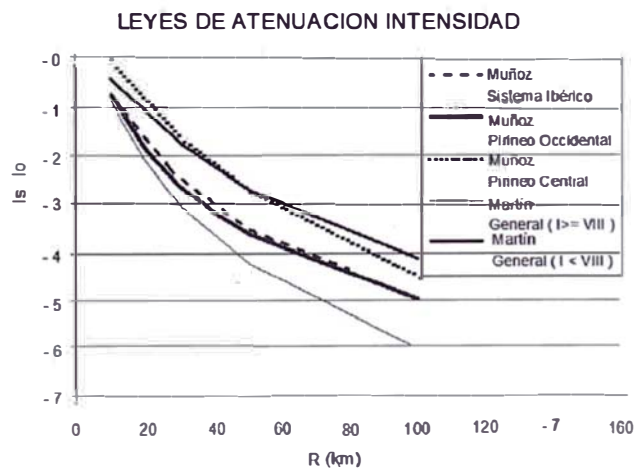


Figura N° 8. - Ejemplo de Ley de Atenuación en Función de la Intensidad

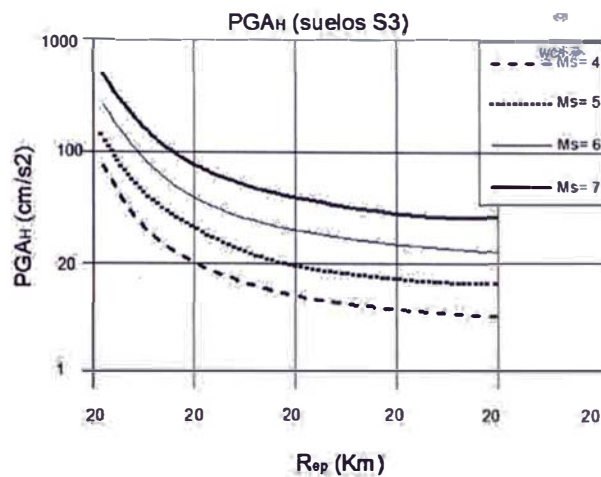


Figura N° 9. - Ejemplo de Ley de Atenuación en Función De PGA_H (Comp. Horiz. Máxima)

Para regiones de elevada sismicidad estas leyes quedan bien establecidas, conduciendo a estimaciones de parámetros del movimiento en un cierto rango de valores; para los que pueden ser calibradas con los registros disponibles, permitiendo éstos también cuantificar las incertidumbres. Así por ejemplo, en la parte Oeste de Norteamérica, hay buen acuerdo entre las diferentes leyes publicadas y la dispersión está bastante acotada; pero en áreas de más baja sismicidad la incertidumbre aumenta y las atenuaciones resultan muy diferentes a las encontradas en zonas de más alta sismicidad. Una posible explicación a estas diferencias radica en que las ondas sísmicas se transmiten mejor en zonas donde no hay fracturación por frecuentes e intensos procesos de ruptura, es decir en zonas de menor sismicidad.

Por ello, es importante no extrapolar atenuaciones entre diferentes zonas e introducir en el estudio leyes de atenuación regionales, formuladas con datos propios de la zona en cuestión; o bien si esos datos son escasos, emplear leyes de otras zonas sólo con análogas características sismotectónicas. La extrapolación indiscriminada de leyes de atenuación, más allá de su rango de validez o de la zona fuente de los datos, puede conducir a errores muy serios en la predicción, dado que estas leyes presentan gran sensibilidad en la estimación de parámetros del movimiento.

Por la razón expuesta, en áreas de baja sismicidad, donde los datos de movimiento fuerte son escasos, es bastante generalizado el uso de atenuaciones de la intensidad macrosísmica basada en registros históricos, y derivados del

análisis de mapas de isosistas de terremotos ocurridos en la región. En estos casos dichas leyes son las únicas que aportan información de la atenuación regional, y éste es uno de los motivos por los que no resulta fácil descartar el uso de la intensidad macrosísmica en estimaciones de peligrosidad, a pesar de los inconvenientes que conlleva la subjetividad en su evaluación.

Efecto del Suelo

Cuando la predicción se realiza teniendo solamente en cuenta los aspectos anteriores, fuente y propagación, el movimiento queda caracterizado en roca o suelo duro, sin que intervengan efectos locales. Pero cuando el movimiento se produce en otro tipo de emplazamientos, por ejemplo, suelos con espesor variable de sedimentos o en ciertas irregularidades topográficas, es necesario tener en cuenta la influencia de las condiciones locales –esencialmente geología superficial y topografía- como tercer factor integrante del movimiento. Ha quedado demostrado en muchos terremotos recientes que este efecto local puede introducir un factor de amplificación altamente significativo, llegando a multiplicar por 5 la aceleración pico, respecto a la registrada en roca, o bien a aumentar 3 grados la intensidad macrosísmica. Un ejemplo de este efecto es mostrado en la Figura N° 10.

La influencia de estos factores en la peligrosidad se aborda usualmente por medio de estudios de microzonificación. Es de destacar que la amplificación local del suelo no afecta igual a las diferentes amplitudes del movimiento, encontrándose factores de amplificación variables para las distintas frecuencias. Los suelos blandos presentan baja frecuencia propia, y tienden a amplificar más las frecuencias de este orden, filtrando en cambio las altas frecuencias del movimiento. Por ello, los factores de amplificación de estos suelos son mayores para aceleraciones espectrales de baja frecuencia o para el desplazamiento y la velocidad pico, de menor contenido frecuencial que la aceleración pico, *PGA*. En estudios de peligrosidad, los efectos del emplazamiento son a menudo introducidos en las leyes de atenuación, que se formulan para tres tipos de suelos: roca, aluvión superficial (suelo intermedio) y aluvión profundo (suelo blando). Por las razones expuestas las mayores diferencias entre los tres tipos de suelo se encuentran en las aceleraciones espectrales de baja frecuencia, así como en la velocidad y el desplazamiento pico del movimiento.

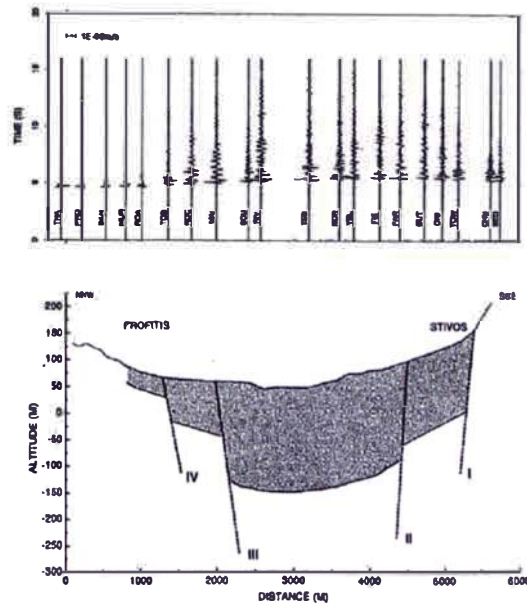


Figura N° 10. - Ejemplo de amplificación local. Figura extraída de euro-seistec (JONGMANS ET AL., 1998) Perteneciente a un Estudio de la cuenca de Volvi.

2.9.1 Métodos de Evaluación de la Peligrosidad

Como ya se indicó en el informe, los métodos de cálculo de la peligrosidad se clasifican en dos grandes grupos: deterministas y probabilistas.

Los métodos deterministas fueron los primeros desarrollados, y tienen por objetivo obtener la acción sísmica en el emplazamiento, sin proporcionar información sobre su periodo de retorno. Tampoco analizan las incertidumbres introducidas en el proceso de cálculo, ni contienen criterios claros que permitan asegurar que el sismo obtenido sea el máximo esperable, lo que lleva con frecuencia a introducir conservadurismos excesivos. A pesar de esos inconvenientes, su uso ha sido generalizado durante dos décadas, a partir de los años 60.

Los métodos probabilistas comenzaron a desarrollarse a finales de los 60, teniendo ya por objetivo estimar las acciones sísmicas en el emplazamiento con una probabilidad asociada, lo que permite diseñar una construcción para cualquier nivel de riesgo aceptable; así como llevar a cabo un análisis de las incertidumbres derivadas de la aplicación de las distintas opciones de cálculo (LLNL, 1989).

Actualmente casi todas las normativas tienden a recomendar una metodología

probabilista, sin erradicar completamente los métodos deterministas que en muchos casos se proponen como complementarios para calibrar, con los valores máximos obtenidos, los sismos de control deducidos de forma probabilista (RG 1.165, 1997).

A su vez, los métodos deterministas pueden ser zonificados o no zonificados, dependiendo de cómo consideran distribuida la sismicidad; y los probabilistas se clasifican en paramétricos y no paramétricos. Recientemente se han propuesto también métodos con otras singularidades, y es de destacar la tendencia a definir escenarios de peligrosidad en lugar de integrar la acción de todas las zonas en un mismo resultado. En los siguientes apartados se presenta una visión global de los diferentes métodos existentes.

Métodos Deterministas

En líneas generales, el proceso de cálculo con estos métodos se realiza en los siguientes pasos:

- 1.-Definición del área de influencia en el emplazamiento e identificación de las fuentes sísmicas o estructuras de fallas englobadas en ellas. Si la sismicidad se puede considerar homogénea en toda el área, se define una única fuente sísmica de influencia global, y el método entonces se denomina no zonificado. Si se identifican zonas con potencial sísmico diferente, se entiende que el método es zonificado.
- 2.- Estimación de los máximos terremotos ocurridos en el área de influencia o en cada una de las zonas fuente. Determinación, si ha lugar, de los sismos característicos y definición del máximo sismo potencial que se puede generar, previsiblemente, en cada zona o estructura delimitada.
- 3.- Estimación de la acción sísmica en el emplazamiento, causada por los máximos sismos potenciales de cada zona o de toda el área. Por la hipótesis asumida de que la sismicidad es aleatoria en cada zona, el sismo máximo podría tener lugar en cualquier parte de la misma. Por ello, siguiendo un criterio conservador, dicho sismo se sitúa en el punto de la zona más cercano al lugar donde se realiza la predicción. La aplicación de leyes de atenuación con la distancia proporciona entonces valores de la intensidad del movimiento en el emplazamiento, como consecuencia de la

actividad de cada zona definida.

- 4.- Determinación de la peligrosidad en el emplazamiento, tomando el máximo valor de intensidad del movimiento generado por las diferentes zonas, con lo que la peligrosidad queda caracterizada por el límite superior del movimiento en el punto.

Estos métodos presentan la ventaja de sencillez en su aplicación, pero tienen como inconvenientes el desconocimiento de la probabilidad asociada a ese máximo movimiento, así como la caracterización de las fuentes únicamente por el mayor terremoto, sin intervenir su ley de recurrencia. Un esquema general de la metodología seguida con estos métodos es presentado en la figura 7.

Métodos Probabilistas

A diferencia de los métodos deterministas, los probabilistas consideran los efectos de todos los terremotos que pueden afectar a un emplazamiento dado, y tienen en cuenta las leyes de recurrencia de los mismos. Dan como resultado estimaciones de la probabilidad de excedencia para cada valor de la intensidad del movimiento esperado en el emplazamiento, durante un periodo de tiempo dado, quedando así representada la peligrosidad por curvas de probabilidad. Un esquema del método seguido es mostrado en la Figura N° 12, a su vez, estos métodos se clasifican en paramétricos y no paramétricos, existiendo también diferentes versiones dependiendo de la distribución estadística adoptada para caracterizar la sismicidad

Métodos no paramétricos

Evalúan la peligrosidad mediante funciones de distribución de valores extremos. Las más utilizadas son distribuciones de Gumbel (1958) a las que se ajustan los valores x del parámetro de movimiento elegido, fijando además valores extremos x_e de dicho parámetro. La metodología a seguir consta de los siguientes pasos:

- 1.- Determinación del área de influencia alrededor del emplazamiento donde se efectúa la predicción.
- 2.-Cálculo de valores del parámetro del movimiento x en el emplazamiento, aplicando leyes de atenuación a los valores de dicho parámetro que reflejan

la sismicidad del área durante el periodo de tiempo considerado.

- 3.-Ajuste a una cierta distribución de valores extremos, de la variable aleatoria definida con los valores del parámetro estimados, y estimación de los coeficientes de dicha distribución.
- 4.- Estimación de la probabilidad de excedencia de un cierto valor extremo fijado, por ejemplo, durante un tiempo de exposición t ; representando así la peligrosidad.

Una descripción detallada de estos métodos es dada por Molina (1998). Por otra parte, numerosos programas de cálculo se han desarrollado para llevar a la práctica esta metodología. Entre ellos cabe destacar los llamados HZ y HN (Kijko y Sellevoll, 1989-1990) y SRA (López Casado et al., 1990; Giner, 1996).

Métodos paramétricos

El fundamento matemático de estos métodos fue desarrollado inicialmente por Cornell (1968), y se basa esencialmente en la adopción de un modelo de zonas sismogénicas con las que se realiza una compartimentación del área de influencia, y en el ajuste de la sismicidad de cada zona a un modelo de recurrencia; sumando posteriormente la contribución de todas las fuentes para obtener la función de probabilidad que representa la peligrosidad en el emplazamiento.

Las fases a seguir con esta metodología son las siguientes:

- 1.- Definición de zonas sismogénicas en el área de influencia, con criterios análogos a los mantenidos en el método determinista zonificado.
- 2.-Definición de un modelo de recurrencia en cada fuente sismogénica. Se admite que la sismicidad se distribuye aleatoriamente y se ajusta a la ley de Gutenberg-Richter (truncada con un valor de $M_{máx}$ o $I_{máx}$), de manera que los parámetros de dicha ley: ha (relacionado con la tasa anual) y b (pendiente de la relación) resulten característicos del modelo. Además para cada zona se definen intensidades o magnitudes máximas y mínimas, que establecen los límites de validez del modelo.
- 3.-Estimación de leyes de atenuación con la distancia aplicables a las diferentes

zonas, en términos del parámetro empleado para evaluar la peligrosidad (generalmente I ó PGA). La aplicación de estas leyes sobre la sismicidad de cada zona, representada por su ley de recurrencia, permite obtener la acción de las mismas sobre el emplazamiento en cuestión.

4.- Estimación de la peligrosidad total, sumando las probabilidades obtenidas por acción de todas las zonas que influyen en el emplazamiento.

$$H = \sum_{i=1}^n (1 - e^{-a_i}) \quad \text{Distribución temporal de Poisson}$$

Siendo a la tasa anual de terremotos ocurridos en cualquier zona que den lugar a una intensidad del movimiento superior a la de referencia en el punto estudiado, y n el número de zonas.

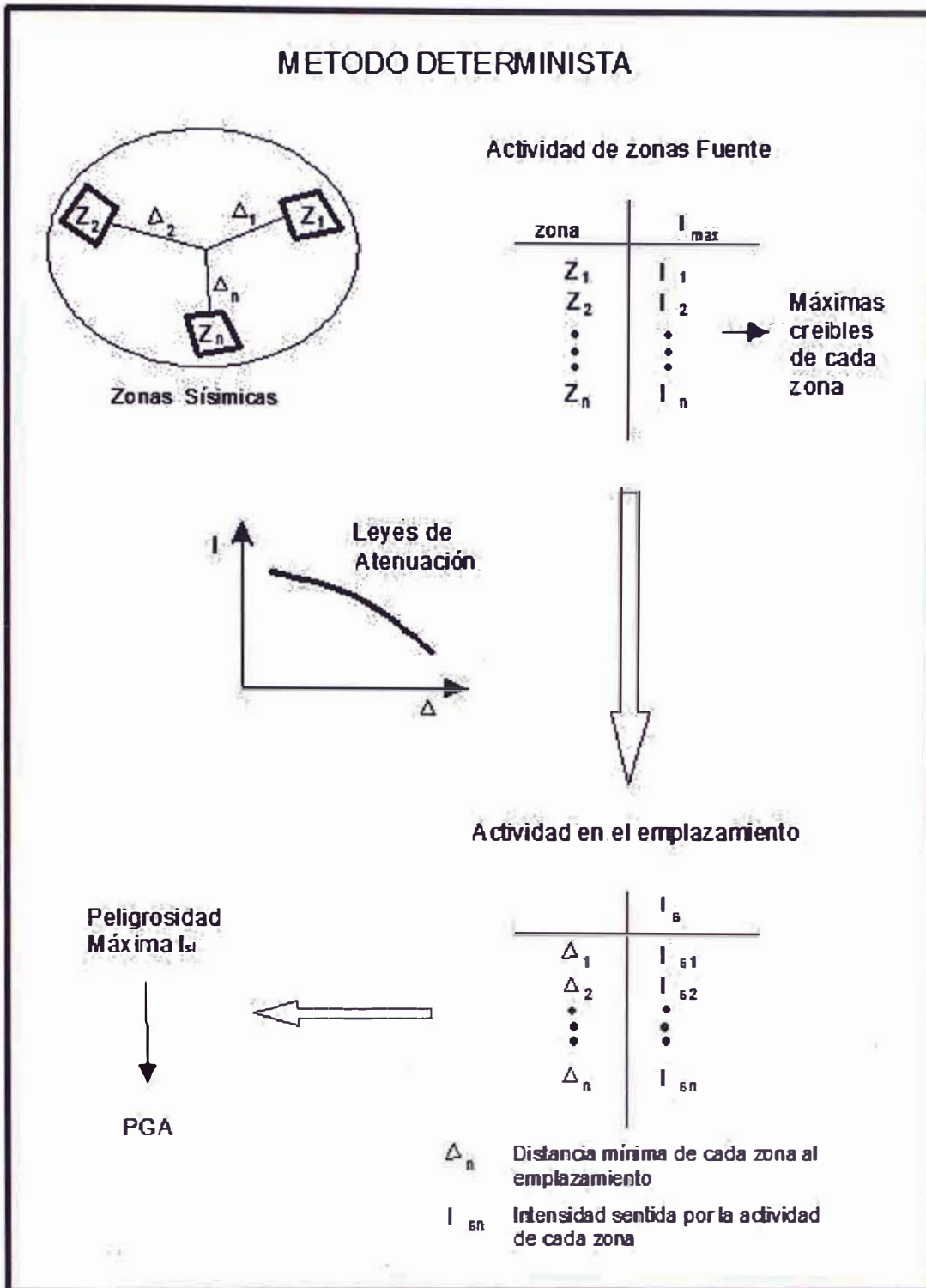


Figura N° 11. - Procedimiento para el Método Determinista

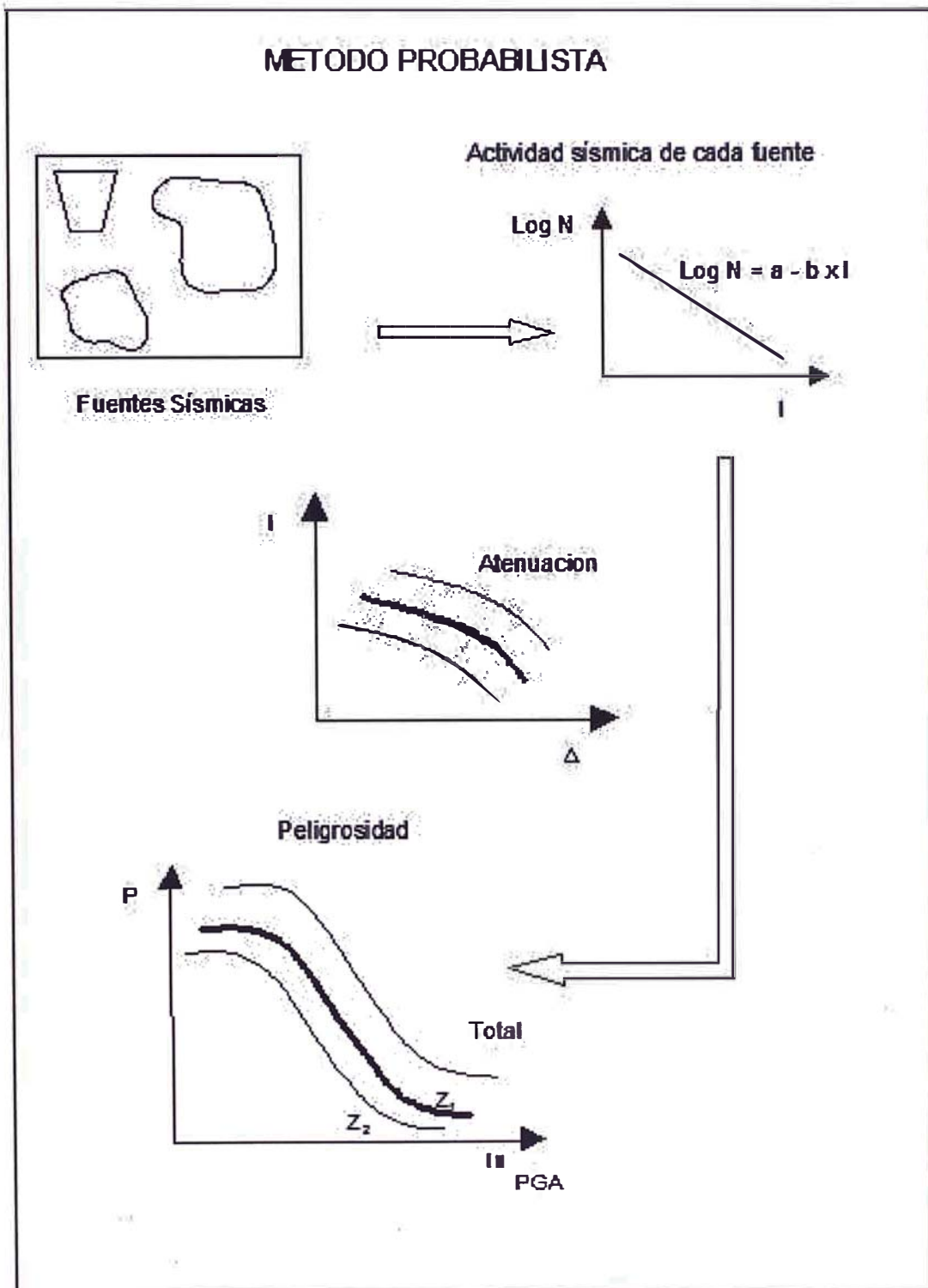


Figura N° 12. - Procedimiento para el Método Probabilístico

De esta forma, los efectos de todos los terremotos de diversos tamaños que ocurren de forma aleatoria dentro de cada una de las fuentes se integran dentro de una curva que proporciona probabilidades de excedencia para diferentes valores del parámetro del movimiento en el emplazamiento. Esta curva es una posible expresión de la peligrosidad, que a menudo se representa en términos de periodo de retorno en lugar de probabilidad de excedencia. Un ejemplo de este resultado es mostrado en la Figura N° 13.

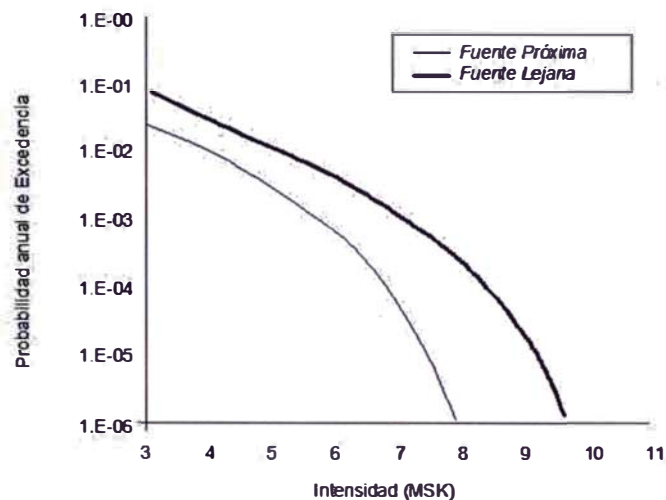


Figura N° 13. - Intensidad – Probabilidad Anual de Excedencia (*)

(*) Ejemplo de un resultado de peligrosidad estimado por un método probabilista zonificado (Cornell, 1968). Aparecen representadas las curvas de probabilidad anual de excedencia frente a la intensidad, separando la contribución de fuente próxima y lejana en el emplazamiento de estudio (Zona del Estrecho, de Jiménez Peña et al., 1998b).

En España, se han realizado numerosos estudios siguiendo esta metodología, entre ellos cabe citar los de Muñoz (1983) y Martín (1984), que fueron los primeros en utilizar estos métodos en emplazamientos españoles, y otros más recientes como los de Molina (1998), para el Sur de la Península Ibérica y Secanell (1999), cubriendo el área de Cataluña.

Basándose en las consideraciones teóricas anteriores se han desarrollado numerosos programas de cálculo, contemplando los aspectos prácticos del problema con ligeras modificaciones. Los más usados en la actualidad son: EQ-RISK (McGuire 1976, 1978), SEISRISK III (Bender y Perkins, 1987) y PRISK (Principia Mechanica, 1985). Como particularidades más notables del EQ-RISK,

cabe destacar el empleo de una ley Gutenberg-Richter truncada para establecer el modelo de recurrencia de cada zona, la posibilidad de introducir leyes de atenuación de diferentes parámetros y modelos matemáticos, la estimación secuencial de la peligrosidad pudiendo obtenerse la contribución de cada fuente sísmica, y el uso de una metodología probabilista zonificada para estimar la probabilidad. El programa SEISRISK III tiene como antecedente el SEISRISK II (Bender y Perkins, 1982) y es especialmente adecuado para aplicaciones con gran número de fuentes y en un amplio conjunto de puntos. Dentro de cada fuente sísmica los terremotos se consideran eventos puntuales con una distribución normal y las fallas pueden incluirse con relaciones de ruptura de longitud finita.

La principal característica del programa PRISK es la introducción de distintos tipos de incertidumbres y resultados de análisis de sensibilidad, realizados por juicio de expertos o por generación de árboles lógicos. Es descrito con detalle por Molina (1998).

Definición de Escenarios de Peligrosidad

Para cuestiones de diseño antisísmico se requiere con frecuencia representar la peligrosidad de un emplazamiento dado en forma de historias temporales de la aceleración. Para ello, una posibilidad es seleccionar acelerogramas de terremotos reales, que puedan representar el movimiento esperado y esto requiere definir escenarios de peligrosidad. Cada escenario se caracteriza por un evento de una magnitud particular y una cierta localización, y se representa generalmente por un par magnitud-distancia. Cuando se expresa así la peligrosidad, no se integra la acción de todas las fuentes en un mismo emplazamiento, sino que se separa la contribución de las zonas más influyentes y se representa el movimiento generado por cada una de ellas. Esta nueva solución alternativa al cálculo de la peligrosidad total, resulta más realista (Boomer et al., 1998) para aplicaciones de diseño sismorresistente. De hecho el efecto de incluir varias fuentes hace crecer la tasa asociada al movimiento para un cierto nivel de peligrosidad, pero una estructura es diseñada para resistir únicamente un terremoto, no para una serie de terremotos originados en varias fuentes que se produzcan simultáneamente.

Recientemente se han propuesto numerosos métodos de desagregación de la peligrosidad, en términos de pares (M, R) compatibles con el nivel asumido. Si la peligrosidad se estima por un método determinista, los sismos máximos potenciales o los sismos característicos de las zonas de mayor contribución, representan cada escenario de peligrosidad. La magnitud y distancia de esos sismos es empleada después para seleccionar registros reales en análogas condiciones, o para generar sintéticamente historias temporales (Joyner y Boore, 1988). Si se establece más de un escenario, debe determinarse cuál resulta más crítico para la estructura a diseñar.

Si la estimación de peligrosidad es probabilista, cada escenario ya no viene representado por un único sismo, sino que cada nivel de peligrosidad es resuelto por la tasa anual de ocurrencia de terremotos que combinen distintas magnitudes y distancias. Para un cierto valor del parámetro característico, es necesario encontrar pares (M, R) compatibles, que representen posibles movimientos para ese nivel de probabilidad fijado. Por ejemplo, un cierto valor de *PGA* asociado a determinado periodo de retorno, puede ser causado por un terremoto de elevada magnitud a gran distancia, o por otro de magnitud menor a distancia también menor. Los acelerogramas de ambos serán diferentes, pero pueden tener la misma *PGA* y ser ambos compatibles con el nivel de peligrosidad fijado.

Diferentes métodos han sido propuestos para identificar movimientos consistentes con el nivel de peligrosidad asumida, y efectuar una desagregación de ésta en términos de magnitud y distancia (M, R). Cabe citar los propuestos por Ishikawa y Kameda (1988), Chapman (1995), McGuire (1995) y Boomer et al., (1998). Este último hace uso de las leyes de atenuación del parámetro elegido, aplicadas en sentido inverso, para acotar los límites de magnitud y distancia de éstos pares, y para determinar el par más probable. Los métodos de desagregación cobran cada vez más importancia y son recomendados por algunas normativas, especialmente en el entorno nuclear (RG 1.165).

Cuantificación de Incertidumbres

El proceso de estimación de la peligrosidad conlleva numerosas incertidumbres de diferente naturaleza, que hacen que los resultados finales se vean afectados

de mayor o menor grado de desviación. La cuantificación de estas incertidumbres es importante para dar, como resultado de la predicción del movimiento, un valor del parámetro característico junto con el error en su estimación.

El proceso de estimación de la peligrosidad conlleva numerosas incertidumbres de diferente naturaleza, que hacen que los resultados finales se vean afectados de mayor o menor grado de desviación. La cuantificación de estas incertidumbres es importante para dar, como resultado de la predicción del movimiento, un valor del parámetro característico junto con el error en su estimación.

Existen esencialmente dos tipos de incertidumbres:

- Epistemológicas, inherentes al modelo asumido para la predicción del movimiento, que sólo podrían estimarse si se conociera el modelo real.
- Aleatorias, asociadas a errores en la estimación de parámetros de un determinado modelo. Pueden reducirse aumentando la cantidad y calidad de los datos existentes para estimar con mayor precisión dichos parámetros.

Ambos tipos de incertidumbres se presentan en las diferentes fases de cálculo de la peligrosidad:

- Definición de zonas sismogénicas y relaciones de recurrencia.
- Leyes de atenuación.
- Efecto de las condiciones locales del emplazamiento.

Así por ejemplo, en lo que se refiere a las leyes de atenuación, la incertidumbre epistemológica es debida a la diferencia entre el modelo funcional adoptado para representar la atenuación (reflejado por una cierta expresión matemática) y el modelo real que explica todos los procesos que tienen lugar en la propagación, por los que la energía se atenúa. Conocer el modelo real requeriría un conocimiento detallado del medio de propagación, algo poco factible, por lo que la incertidumbre inherente al modelo siempre se presenta. La incertidumbre

aleatoria es debida a los errores en el proceso de ajuste de los datos a una determinada expresión matemática que representa el modelo asumido. Cuanto mayor sea la dispersión de los datos mayor será esta incertidumbre, que disminuirá a medida que éstos ajusten mejor al modelo.

La cuantificación de las incertidumbres ha sido objeto de numerosos estudios (Toro et al., 1997) y es cada vez más generalizado el tratamiento conjunto de incertidumbres sistemáticas y aleatorias, existiendo actualmente numerosos algoritmos para su estimación junto con los resultados de peligrosidad (p.e., Woo, 1992).

Para estimar cómo influye cada aspecto del movimiento en los resultados finales de la peligrosidad, se realizan análisis de sensibilidad. Como resultado de estos análisis, parece que las mayores incertidumbres se encuentran asociadas a las leyes de atenuación. Cabe citar a este respecto el estudio realizado por Joyner y Boore (1981) que, comparando distintas leyes de atenuación, dieron desviaciones estándar en el logaritmo de la aceleración y en el logaritmo de la velocidad pico de -0.25 . Joyner y Boore (1981), cuantificaron también la incertidumbre asociada al efecto fuente, englobando la caracterización sismotectónica y las leyes de recurrencia, y encontraron una desviación para el logaritmo de *PGA* de 0.13 , menor que la asociada a las leyes de atenuación.

Un estudio de sensibilidad realizado en el Sur de España (Molina, 1998) ha llevado a establecer que las incertidumbres asociadas al tamaño del terremoto máximo no deben separarse de las asociadas al modelo de recurrencia, especialmente al parámetro *b* de la ley de Gutenberg-Richter.

Finalmente, la incertidumbre en el efecto de las condiciones del suelo en el movimiento, puede llegar a ser muy significativa, aunque esto ya depende de las características particulares de cada emplazamiento y cobra interés en estudios de peligrosidad específica del mismo. Para cuantificar y calibrar las incertidumbres que conlleva todo análisis de peligrosidad y estimar la incertidumbre total se emplea actualmente la metodología de árbol lógico. Así mismo, para suplir la falta de información en la evaluación es cada vez más generalizado el procedimiento de juicio de expertos.

2.9.2 Ensayos de Laboratorio Mecánica de Suelos

2.9.3 Comparando Resultados de Análisis por Peligro Sísmico y Mapa de Isoaceleraciones

Extrayendo resultados del Estudio de Peligro Sísmico, realizado por una consultora, y la que se adjunta en el Anexo 1, el cual determina para un periodo de retorno de 475 años, para una vida útil de 50 años y un nivel de excedencia de 10%, quienes aconseja utilizar una aceleración máxima horizontal de sismo de diseño del orden de 0.31g. Para utilizar métodos pseudoestáticos recomienda usar coeficiente sísmico equivalente al 50% de la aceleración máxima estimada por el método probabilístico, por lo tanto recomienda usar un valor de aceleración de diseño de 0.16. Y por el otro método se obtiene 0.17 (Cuadro N° 2).

Cuadro N° 2. - Comparando los Métodos de Cálculo de Aceleración de Diseño Sísmico

ÍTEM	MÉTODO	ACELERACIÓN MAX. DE DISEÑO	ACELERACIÓN DE DISEÑO (50% PGA)
1	SEGÚN CASTILLO ALVA Y MAPA DE ISOACELERACIONES	0.34	0.17
2	PELIGRO SÍSMICO	0.31	0.16

Fuente: Elaboración propia

Para los cálculos se utilizará como aceleración de diseño 0.17.

CAPÍTULO III: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN PAD DE LIXIVIACIÓN

2.1 Análisis de Estabilidad de Taludes

Los análisis de estabilidad de taludes son efectuados como parte del diseño del pad de lixiviación. Se presenta a continuación una descripción de las consideraciones del diseño geotécnico tomadas en cuenta para la ejecución de los análisis de estabilidad física.

2.2 Metodología de Análisis

Para el análisis de la estabilidad física de taludes en general, se utilizó el programa de cómputo SLIDE (Rocscience, 2003) versión 6. Este es un programa de análisis de estabilidad de taludes completamente integrado, que permite desarrollar la geometría del talud interactivamente y la definición de los tipos y propiedades de los materiales de manera muy amigable para el usuario.

El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo de manera bidimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema aun estado de deformación plana. El programa tiene la opción de utilizar diferentes métodos de análisis de estabilidad de manera simultánea, empleando dovelas para el cálculo de superficies de falla. La superficie de falla crítica es definida como aquella que proporciona el menor factor de seguridad, y fue encontrada en forma interactiva modificando las condiciones de búsqueda de la misma evaluándose superficies de falla tanto circulares, como en bloque.

Como hipótesis del análisis se consideran que las propiedades de los materiales que conforman las diferentes estructuras analizadas, son homogéneas e isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cada material tiene sus propiedades y características físicas y mecánicas.

Para el análisis pseudo-estático se considera que la masa involucrada en la falla está sometida a una aceleración horizontal igual a un coeficiente sísmico multiplicado por la aceleración de la gravedad, de modo de tomar en cuenta el efecto de las fuerzas inerciales producidas por el terremoto de diseño. De

acuerdo a lo referidos en la sección 2.9.3, el coeficiente sísmico horizontal a utilizar es de 0.17.

Cuadro N° 3. - Métodos de equilibrio límite y ecuaciones satisfechas por diversos métodos

Métodos de Equilibrio Límite	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos
Fellenius (Ordinario) (1927)	Si	No	No	Si
Bishop Modificado (1955)	Si	No	No	Si
Janbu Generalizado (1968)	Si	Si	Si	Si *
Spencer (1967)	Si	Si	Si	Si
Morgenster-Price (1965)	Si	Si	Si	Si
GLE	Si	Si	Si	Si
Corps of Engineers (1970)	Si	Si	Si	No
Lowe-Karafath (1960)	Si	Si	Si	No
Sarma (1973)	Si	Si	Si	Si

2.3 Criterios de Diseño

Los criterios de diseño establecidos para el presente análisis fueron los siguientes (de acuerdo a la Guía Ambiental de 1997):

- Mínimo factor de seguridad estático a largo plazo igual a **FS = 1.4.**
- Mínimo factor de seguridad pseudo-estático a largo plazo igual a **FS = 1.0.**
- Desplazamientos inducidos por sismo que no comprometan la seguridad del apilamiento ó la integridad del sistema de revestimiento.

2.3.1 Condiciones Analizadas

Para el análisis se ha tomado en cuenta las siguientes condiciones:

- El análisis ha considerado la condición más crítica representada por la sección de mayor altura y de mayor pendiente en su base. En las Figuras del anexo 2, la 100.01, 100.02, 100.03, 100.04 se presentan la planta y secciones analizadas para el apilamiento del pad de lixiviación y botadero de desmonte;
- De acuerdo a las perforaciones realizadas en el área del proyecto, los depósitos de suelos residual, se encuentran yaciendo y subyaciendo (rocas de dureza menor que 2) al basamento rocoso presente (roca de dureza igual o mayor que 2), formando así un modelo geotécnico, en el cual se utilizó la presencia intercalada de suelos residuales y basamento rocoso
- Para el análisis de estabilidad del pad de lixiviación, se ha asumido que el nivel de la solución estará como máximo a 2.0 m por encima del fondo del revestimiento de geomembrana, lo cual es una hipótesis conservadora para instalaciones revestidas que colectarán solución mas no la almacenarán. Este nivel de solución actuará como un nivel freático afectando principalmente las propiedades del mineral localizado en el fondo del pad y eventualmente de la interfase, lo que también es una sanción conservadora ya que la interfase estará aislada del contacto con la solución a través de la geomembrana;
- Para el análisis, se ha asumido que el nivel freático estará como máximo a 3 m debajo de la superficie de nivelación proyectada. Este nivel de agua actuará como un nivel piezométrico afectando principalmente al depósito residual y el basamento rocoso, lo cual es una hipótesis conservadora ya que como se anotó anteriormente los niveles de agua encontrados no son continuos en toda el área del pad de lixiviación;
- Se considera la existencia de superficies de falla tipo circular en la evaluación de la estabilidad a través del mineral del apilamiento. Asimismo, debido a la presencia del revestimiento de

geomembrana, se ha analizado superficies de falla no circulares o de tipo bloque, con la finalidad de evaluar la estabilidad del apilamiento a través del sistema de revestimiento;

- Los análisis estático y pseudo-estático a largo plazo del pad de lixiviación, han sido modelados considerando los parámetros drenados de los materiales involucrados en los análisis.

2.4 INFORMACIÓN NECESARIA PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD EN UN PAD DE LIXIVIACIÓN

Se analizará el análisis de estabilidad mediante el cálculo del factor de seguridad en un Pad de Lixiviación en la zona Sur del País, entre Cuzco y Puno.

En general, para la ejecución de los análisis de estabilidad, se requieren:

PROPIEDADES DE RESISTENCIA CORTANTE DE LOS MATERIALES.- las propiedades de resistencia cortante de los materiales ensayados han sido reducidas apropiadamente para tomar en cuenta la variabilidad de los mismos. Las propiedades de los materiales utilizados en los análisis de estabilidad según las secciones geotécnicas analizadas son resumidas en los Cuadro N° 4 y Cuadro N° 5.

Cuadro N° 4. - Resumen de Propiedades de Materiales - Pad de Lixiviación

MATERIAL	γ total (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/3)	COHESIÓN (kPa)	ANGULO DE FRICCIÓN (grados)
Mineral	17.7	18.7	0	35
Interface geomembrana lisa LLDPE/suelo baja permeabilidad	16.0	17.0	*	*
Desmante de mina	17.5	18.5	0	35
Relleno estructural	18.0	19.0	0	35
Depósito residual	18.0	19.0	5	29
Basamento rocoso pad de lixiviación	22.0	23.0	100	25

(*): Envoltente bi-lineal

Cuadro N° 5. - Envoltente Bi-Lineal de Interface Geomembrana/Suelo Baja permeabilidad

ESFUERZO NORMAL (kPa)	ESFUERZO CORTANTE (kPa)
0	0
100	66
200	102
400	201
800	319

Para evaluar la envolvente bi lineal, utilizando el programa Slide 6.0, se varía el tipo de esfuerzo cuando se dan las opciones de propiedad de los materiales; se utiliza la opción función cortante / Normal (Shear/Normal Function), como se observa en el grafico siguiente:

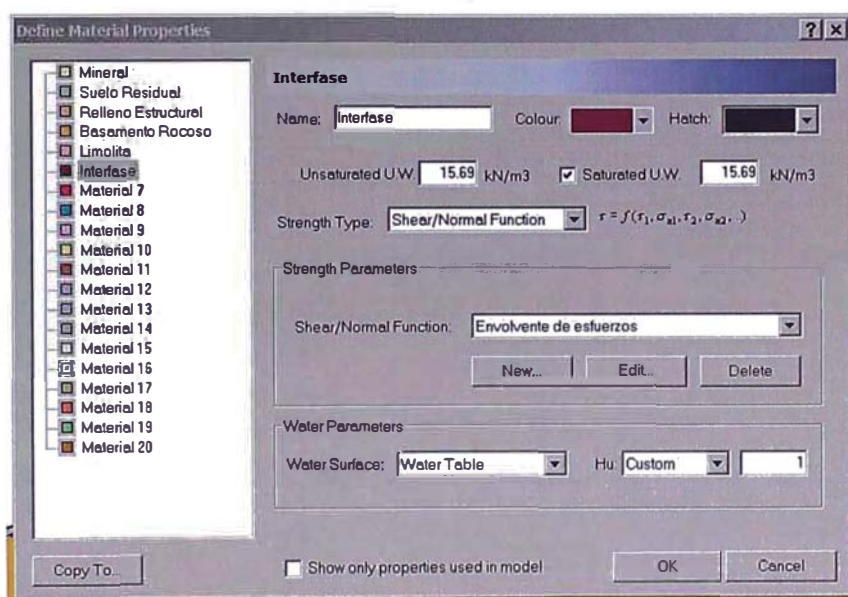


Figura N° 14. - Tipo de Esfuerzo Cortante/ Normal Side 6.0

Y se le asigna las propiedades obtenidas en el laboratorio de Ensayo a Gran Escala, en la opción Parámetros de Resistencia (Strength/Parameters), como se observa en el siguiente gráfico:

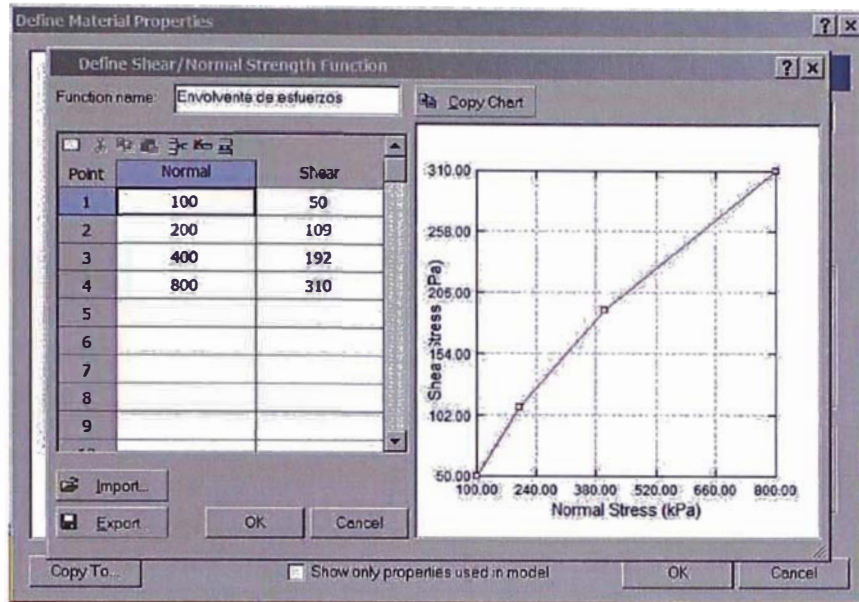


Figura N° 15. - Envoltente de Esfuerzos Bi-Lineal

2.5 RESULTADOS OBTENIDOS

En el **Anexo 3** de este Informe se presentan las salidas del programa SLIDE 6.0, para todos los métodos propuestos en este programa como son:

- Bishop simplificado
- Gle/morgenstern-price
- Jambu simplificado
- Corps engineers 1
- Corps engineers 2
- Jambu corregido
- Lowe-karafiath
- Ordinary fellenius
- Spencer

De cada uno de los métodos se obtienen los resultados ilustrados de los análisis de estabilidad realizados, para el pad de lixiviación y en la sección más crítica. Dichas salidas contienen información de la sección transversal, propiedades de los materiales, nivel freático y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad.

En el Cuadro N° 6 y Cuadro N° 7 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados. En esta tabla se presentan los resultados para los casos estático y pseudo-estático por el método de Spencer, según correspondan; y para los análisis con superficies de falla tipo bloque y circular.

Cuadro N° 6. - Resultados del Análisis de los Análisis de Estabilidad (Falla Circular)

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD			
TIPO	FALLA CIRCULAR		
SECCIÓN	S-1		
ÍTEM	MÉTODO	ESTÁTICO	PSEUDO-ESTÁTICO
1	BISHOP SIMPLIFICADO	1.818	1.183
2	GLE/MORGENSTERN-PRICE	1.808	1.173
3	JAMBU SIMPLIFICADO	1.764	1.140
4	CORPS ENGINEERS 1	1.810	1.165
5	CORPS ENGINEERS 2	1.825	1.170
6	JAMBU CORREGIDO	1.837	1.193
7	LOWE-KARAFIATH	1.816	1.139
8	ORDINARY FELLENIUS	1.760	1.139
9	SPENCER	1.813	1.176

Cuadro N° 7. - Resultados del Análisis de los Análisis de Estabilidad (Falla Tipo Bloque)

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD			
TIPO	BLOQUE		
SECCIÓN	S-1		
ÍTEM	MÉTODO	ESTÁTICO	PSEUDO-ESTÁTICO
1	BISHOP SIMPLIFICADO	1.818	1.187
2	GLE/MORGENSTERN-PRICE	1.807	1.180
3	JAMBU SIMPLIFICADO	1.778	1.153
4	CORPS ENGINEERS 1	1.835	1.180
5	CORPS ENGINEERS 2	1.789	1.157
6	JAMBU CORREGIDO	1.831	1.190
7	LOWE-KARAFIATH	1.799	1.165
8	ORDINARY FELLENIUS	1.773	1.146
9	SPENCER	1.830	1.192

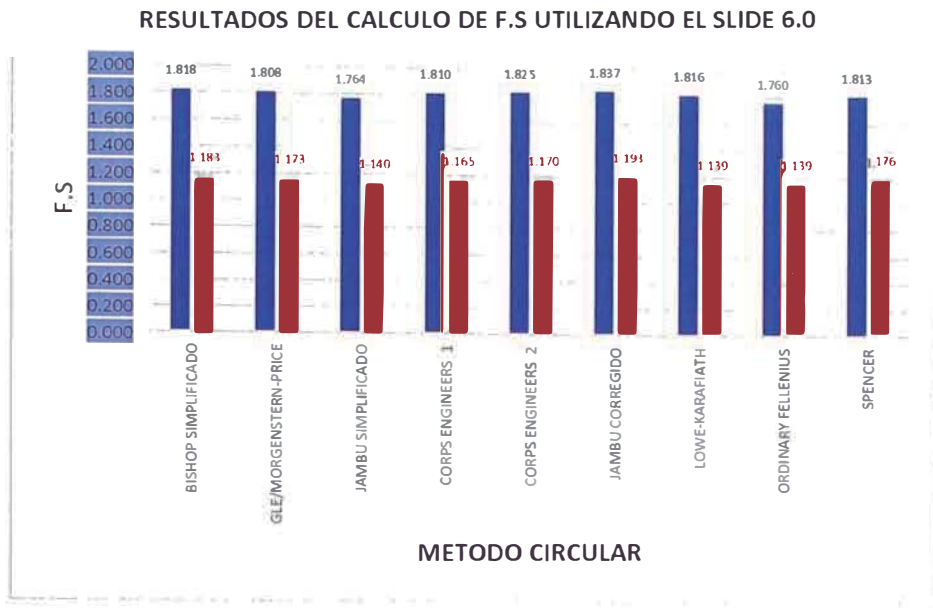


Figura N° 16. - Gráfico de barras Estático vs Pseudo-Estático- Falla Circular

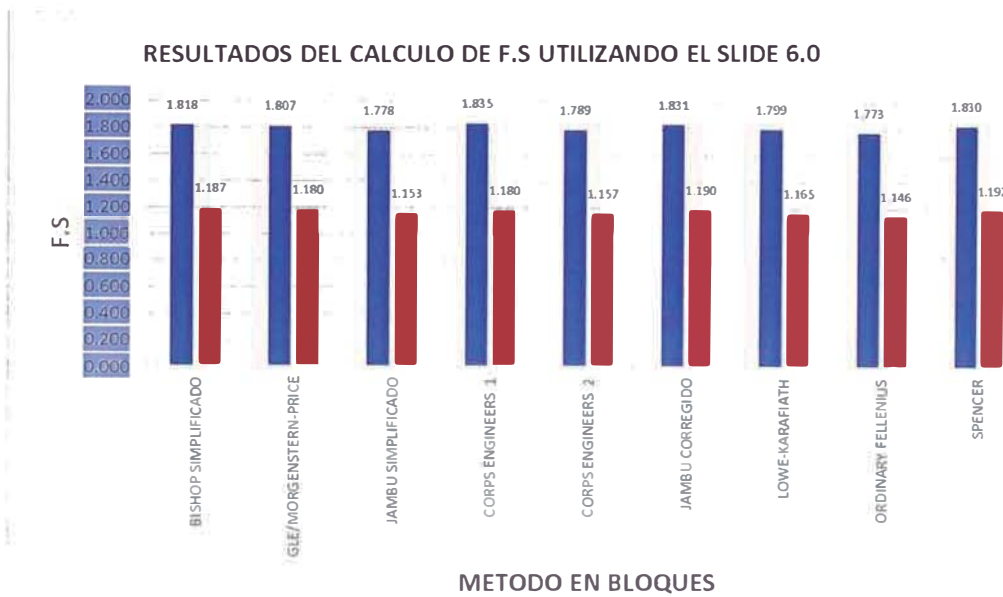


Figura N° 17. - Gráfico de barras Estático vs Pseudo-Estático- Falla en Bloque

Como se puede observar de los resultados obtenidos en las secciones analizadas del pad de lixiviación, los factores de seguridad son mayores que los mínimos recomendados en los criterios de diseño asumidos en este estudio, tanto para la condición estática como pseudo-estática, para los dos tipos de falla analizadas(circular y bloque).

A partir de estos resultados, se puede concluir que la configuración de los taludes propuestos para el pad de lixiviación y botadero de desmonte, presentan apropiadas condiciones de estabilidad.

2.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En Cuadro N° 8 se presentan los resultados obtenidos para el talud en estudio, en la cual se han considerado las hipótesis de los modelos de Bishop Simplificado, Morgester Price, Jambu Simplificado, Corps Engineers #1, Corps Engineers #2, Jambu corregido, Lowe Karafiath, Ordinary Fellenius, Spencer; para condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

2.6.1 Para análisis de estabilidad (falla circular)

De acuerdo a los resultados obtenidos, se ha podido observar que para todos los análisis, el modelo propuesto por Ordinary Fellenius, el cual plantea solo equilibrio de momentos, ha sido aquel que ha proporcionado los menores FS, tanto para estáticas y pseudo-estáticas.

Cabe destacar que, para todos los casos estudiados, el talud es estable puesto que cumple con FS muy por sobre la unidad ($FS > 1,4$ estáticas), lo que refleja que el talud no debería sufrir desplazamientos bajo las condiciones de cálculo consideradas.

Por otro lado, de la misma tabla se observa que las hipótesis del modelo planteado por Jambu Corregido resulta ser el más conservador de todos, al proporcionar los mayores FS por que plantea equilibrio de fuerzas y de momentos.

2.6.2 Para análisis de estabilidad (falla tipo bloque)

De acuerdo a los resultados obtenidos, se ha podido observar que para todos los análisis, el modelo propuesto por Ordinary Fellenius, el cual plantea solo equilibrio de momentos, ha sido aquel que ha proporcionado los menores FS, tanto para estáticas y pseudo-estáticas.

Cabe destacar que, para todos los casos estudiados, el talud es estable puesto que cumple con FS muy por sobre la unidad ($FS > 1.0$ para, pseudo-estáticas), lo que refleja que el talud no debería sufrir desplazamientos bajo las condiciones de cálculo consideradas.

Por otro lado, de la misma tabla se observa que las hipótesis del modelo planteado por Corps Engineers #1 para la condición estática resulta ser el más conservador de todos, al proporcionar los mayores FS por que plantea equilibrio de fuerzas y de momentos y para la condición pseudo-estática Spencer es el más conservador ya que presenta equilibrio de fuerzas verticales, horizontales y de momentos.

Cuadro N° 8. - Relación Entre FS Estático y FS Pseudo-estatico

ANÁLISIS TIPO FALLA	TIPO FS	ESTÁTICO	PSEUDO- ESTÁTICO.	EST/PSEST
CIRCULAR	FS MAX	1.837	1.193	1.5
	FS MIN	1.76	1.139	1.5
BLOQUE	FS MAX	1.835	1.192	1.5
	FS MIN	1.773	1.146	1.5

$$FS \text{ ESTÁTICO} = 1.5 \times FS \text{ PSEUDO-ESTÁTICO}$$

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- El concepto de Factor de Seguridad **FS** nace de la necesidad tanto de proveer seguridad a las obras y elementos diseñados y construidos, como de optimizar los mismos.
- El Factor de Seguridad es adimensional y positivo; tiene incertidumbres y límites y permite tanto el control indirecto de deformaciones como la estimación de probabilidades de falla.
- El Factor de Seguridad, a pesar de ser adimensional, no es unívoco ni universal. Puede haber numerosas definiciones del mismo, dependiendo del problema, el modo de falla y la variable que se use para su definición. Esta es la razón por la cual hay tantos **FS**.
- En general, en Ingeniería Civil el Factor de Seguridad se define como la relación entre Resistencia R y Demanda D.
- Para tener un nivel de seguridad homogéneo es indispensable definir un Factor de Seguridad Básico, calculado con la variable de la cual dependa realmente la falla o rotura del elemento al cual se aplica.
- Los materiales sólidos sólo pueden fallar o romperse por esfuerzos de tracción o de corte.
- En los materiales térreos o llamados suelos, de baja resistencia a la tracción, el esfuerzo que realmente define la falla es el esfuerzo cortante.
- Los movimientos del terreno dependen de la resistencia al corte que presente el suelo en cuestión, por lo tanto, los parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción) que definen dicho valor, resultan ser los que determinan el comportamiento que tendrá el talud. La presencia de nivel freático es también un factor de vital importancia, esto en

concordancia con los postulados de Terzaghi en relación con las tensiones efectivas.

- Las metodologías de cálculo utilizadas para analizar la estabilidad de un talud, basadas en el método de las dovelas, sigue siendo el de mayor uso, incrementándose aún más con la incorporación de herramientas computacionales. Por ello, en esta investigación se ha empleado el software SLIDE 6.0, el cual se basa en los 3 parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción). Sin embargo, se obvian otros de gran importancia como el módulo de deformación.
- La determinación del Factor de Seguridad para el caso en estudio se ha realizado tanto para condiciones estática como pseudo-estáticas.
- De los resultados obtenidos en el caso estático, se ha podido concluir que el método menos conservador resulta ser el propuesto por Janbú, en el cual se cumple el equilibrio de fuerzas, a diferencia de Bishop y Fellenius, quienes se basan en el equilibrio de momentos.
- Considerando lo anterior, al comparar los resultados de ambas situaciones se ha podido determinar que ante la presencia de un sismo, el Factor de Seguridad disminuye en aproximadamente un 50%.
- Se concluye que el efecto de un sismo sobre un talud finito depende tanto de la magnitud del terremoto, como de los valores de los coeficientes de aceleración sísmica (horizontal y vertical), los que dependen de la distancia entre el punto evaluado y el epicentro.
- Finalmente, el pad de Lixiviación es estable tanto para una condición estática como pseudo-estática, lo cual también se debe a las buenas características mecánicas que tiene el talud.

4.2 RECOMENDACIONES.

- El cálculo de taludes es una disciplina compleja, en la que convergen varias ramas del saber, y que como en tantas otras actuaciones profesionales, se necesita una buena dosis de sentido común para enfrentarse al problema, y otra todavía mayor de humildad para reconocer las propias limitaciones.
- Los problemas de estabilidad de taludes no pueden resolverse con soluciones tabuladas, ya que no hay dos deslizamientos iguales por la sencilla razón de que la producción de la inestabilidad en un suelo suele originarse por la convergencia de múltiples condicionantes.
- El éxito de un buen cálculo depende de la habilidad de análisis del ingeniero puesto que el cálculo depende de muchas variables, especialmente de la geometría, de la línea de rotura estimada y de los parámetros geotécnicos del terreno.
- Actualmente para realizar los cálculos de estabilidad de taludes se usan los diferentes software que están de venta en el mercado, puesto que proporciona facilidades de cálculo, manejo y exactitud en los resultados.
- Hay que tener en cuenta el buen conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, pues repercute enormemente en los costos y en la seguridad, por ello, las investigaciones de campo y de laboratorio, deben ser las suficientes, como para poder determinar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura.
- El método pseudo-estático es un método convencional de equilibrio límite que involucra una fuerza horizontal que asemeja la fuerza producida por un sismo sobre el talud. Por eso se recomienda usar el 50% del PGA, ya que las fuerzas sísmicas son de corta duración y por eso en la mayoría de los casos se utilizan resistencias no drenadas para el análisis. El método

presenta limitaciones ante suelos con presiones altas y en la degradación altas de las resistencias en algunos suelos después del sismo.

BIBLIOGRAFÍA

ABRAMSON, Lee W. LEE Thomas S. SHARMA Sunil. BOYCE Glenn M. SLOPE STABILITY AND STABILIZATION METHODS. Second Edition. Wiley. 1996.

Alejandro Kerguelen Argumedo, Tesis de Maestría, Universidad de los Andes; 2009

Alva Hurtado, Jorge E. PELIGRO SISMICO EN EL PERÚ, Ponencia Presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones; Lima, Diciembre 1993

BISHOP A.W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Vol. V. 1955.

Das, B. M. FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, México, 2001

DUNCAN J. Michael. WRIGTH Stephen G. SOIL STRENGTH AND SLOPE STABILITY. Wiley. 1996.

DUNCAN J. Michael. SOIL SLOPE STABILITY ANALYSIS. LANDSLIDES INVESTIGATION AND MITIGATION. Special report 247. 1996

Perez de Agreda Eduardo Alonso; ESTABILIDAD DE TALUDES; Universidad Politécnica de Catalunya, España, 2005

Erick A. Rennat, Shepherd Mileer, Inc. GUÍA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE DEPÓSITOS DE DESECHOS SOLIDOS DE MINA, Elaborada para el Ministerio de Energía y Minas y la Dirección de Asuntos Ambientales, Lima, Perú, 1997

Hidalgo Montoya Cesar Augusto, HERRAMIENTAS PARA ANÁLISIS POR CONFIABILIDAD EN GEOTECNIA → LA TEORÍA, 2011

K.S. Vipin, P. Anbazhagan, and T.G. Sitharam, ESTIMATION OF PEAK GROUND ACCELERATION AND SPECTRAL ACCELARATION FOR SOUTH

INDIA WITH LOCAL SITE EFFECTS: PROBABILISTIC APPROACH. India ,
2009

Laura Barragan Rodriguez; MANUAL PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE
TALUDES UTILIZANDO MÉTODOS SEUDOESTATICOS Y MÉTODOS DE
DESPLAZAMIENTO, Universidad de Santander, Colombia, 2008

Morgenstern N., Price V. THE ANALYSIS OF THE STABILITY OF GENERAL
SLIP SURFACES. Geotechnique vol 15. 2005.

Rafael Marínez, Sergio Barrera y Patricio Gomez, EL MÉTODO
SEUDOESTATICO DE ESTABILIDAD DE PRESAS, UN ANALISIS CRITICO;
2011

Suarez Díaz, Jaime DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN
ZONAS TROPICALES, Editorial Universidad Industrial de Santander. 1998.

ANEXOS