

Apéndice C

Estimación de Empujes Sobre Muros de Contención

APÉNDICE C. ESTIMACIÓN DE EMPUJES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

ALCANCE

El presente Anexo documenta los métodos de análisis básicos que pueden emplearse para la estimación de los empujes de tierra sobre los muros de contención, de acuerdo a los casos en que deben ser considerados. El tema es de importancia para el diseño seguro de estribos y muros de protección, entre otros elementos de la subestructura de un puente, mas aun cuando se tienen que considerar los posibles efectos sísmicos, para lo cual se especifican criterios de diseño en base a la limitación de los desplazamientos, de acuerdo a lo establecido principalmente por la norma AASHTO, versión 1994. Las unidades empleadas corresponden al Sistema Internacional.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de los empujes sobre las estructuras de contención es un tema complejo, que requiere de simplificaciones para su consideración en los cálculos de proyecto, en donde no solamente interesan las fuerzas actuantes sobre el muro de contención sino también el estado limite de cargas cuando ocurra la falla en el relleno. La teoría de Coulomb en base a una cuña deslizante de relleno, en torno al cual se plantea el equilibrio de fuerzas, ha sido la principal vía de solución para estos cálculos. Las fórmulas presentadas en este Anexo han sido desarrolladas con el método de Coulomb para suelos con propiedades uniformes; sin embargo, el método puede ser aplicado para suelos estratificados. En el análisis debe tenerse en cuenta las condiciones de estabilidad del relleno, las deflexiones esperadas en el muro, los procedimientos constructivos y toda posibilidad de movimiento o restricción del mismo en el muro. De acuerdo a ello, se considerarán los estados de empuje activo, de reposo o de empuje pasivo de tierras. Además, deberán estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobrecargas superficiales, sea durante la construcción o debidas al trafico vehicular. Por otro lado, los efectos del agua en el incremento del empuje lateral o en las presiones de poro que origina el flujo cuando existe una diferencia de niveles de agua entre ambos lados del muro, deben ser analizados. Algunas consideraciones para su análisis se presentan a continuación.

2. FORMULACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Se considera que el empuje de tierras, en forma general, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, calculándose para una profundidad z con la siguiente expresión.

$$p = k_h \gamma_s g z * 10^{-6} \quad (2.1)$$

donde:

p = Empuje básico de tierras (MPa)

k_h = Coeficiente de presión lateral de tierras

γ_s = Densidad del suelo (kg/m^3)

z = Profundidad bajo la superficie del suelo (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

A menos que se especifique lo contrario, puede suponerse que la resultante de los empujes laterales debidos al peso del relleno estará a una altura de $0.4 H$ sobre la base del muro, donde H es la altura total del muro, medida desde la superficie del terreno hasta la base de la cimentación. Usualmente, se suponía que la resultante quedaba ubicada a un tercio de la altura total; sin embargo, estudios experimentales sobre muros reales han demostrado que el valor de $0.4 H$ es una aproximación razonable a los resultados de tales estudios.

El coeficiente de presión lateral deberá ser considerado de acuerdo a los desplazamientos admisibles especificados o a las restricciones al movimiento del muro asumidas en el proyecto. La magnitud de la rotación requerida para el desarrollo de las presiones activas y pasivas se presentan en la Tabla 1.

TABLA 1. RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE RELLENO Y LA ROTACIÓN EN EL MURO REQUERIDA PARA ALCANZAR EL ESTADO ACTIVO O PASIVO EN MUROS RÍGIDOS DE CONTENCIÓN

RELLENO	ROTACIÓN EN EL MURO	
	E.ACTIVO	E.PASIVO
Granular denso	0.001	0.020
Granular suelto	0.004	0.060
Cohesivo rígido	0.010	0.020
Cohesivo blando	0.020	0.040

3. EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO

El empuje de tierra en muros que se considera que no van a deflectarse o mover, se calcula tomando el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, k_o , el cual variará de acuerdo al estado de consolidación del suelo.

Para suelos normalmente consolidados, el coeficiente k_o se calcula mediante:

$$k_o = 1 - \text{sen } \phi_f \quad (3.1)$$

donde :

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo drenado

Para suelos sobreconsolidados, puede asumirse que k_o varía en función de la relación de sobreconsolidación (OCR) o de la historia de esfuerzos, y puede calcularse como:

$$k_o = (1 - \text{sen } \phi_f)(\text{OCR})^{\text{sen } \phi_f} \quad (3.2)$$

Como materiales de relleno, se preferirán los materiales drenantes granulares en comparación a los limos, arcilla de baja rigidez y arcillas con alta plasticidad.

La condición de reposo también puede considerarse en el diseño si es que los muros quedan cerca a estructuras sensibles a los desplazamientos o les sirven de soporte, como en el caso de los estribos.

4. EMPUJE ACTIVO DE TIERRA

En el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presión lateral activo de tierras, calculado de esta forma:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (4.1)$$

donde:

δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro

i = ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal

β = ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical

ϕ = ángulo de fricción interna

Para un análisis en condiciones de largo plazo, los empujes de tierra serán calculados usando los esfuerzos efectivos; además se adicionarán los empujes hidrostáticos en los casos que sea necesario.

Los valores de δ pueden ser tomados a partir de referencias bibliográficas; en la Tabla 2 se presentan algunos valores para materiales de distinta clase.

5. EMPUJE PASIVO DE TIERRA

En el cálculo del empuje pasivo de tierras se tendrá en cuenta, para el caso de suelos granulares, un coeficiente de presión lateral pasiva de tierras dado por:

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (5.1)$$

Debe tenerse presente que el ángulo de fricción δ no deberá tomarse mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ .

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos pueden ser estimados mediante:

$$p = k_h \gamma_s g z * 10^{-6} + 2c \sqrt{k_p} \quad (5.2)$$

donde:

p = empuje pasivo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad bajo la superficie del suelo (m)

c = cohesión del suelo (MPa)

k_p = coeficiente de presión lateral pasiva calculada con (5.1)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

TABLA 2. ÁNGULO DE FRICCIÓN ENTRE LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE MATERIALES DISTINTOS

MATERIALES EN LA INTERFASE	ÁNGULO DE FRICCIÓN δ (°)
Concreto masivo y mampostería sobre los siguientes suelos de cimentación: <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana limpia • Grava limpia, mezclas de grava-arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena limpia fina, arena limosa o arcillosa fina a media • Arcilla arenosa fina, limo no plástico • Arcilla preconsolidada o residual muy rígido y duro • Arcilla media rígida a rígida y arcilla limosa 	35 29 a 31 24 a 29 19 a 24 17 a 19 22 a 26 17 a 19
Concreto prefabricado o premoldeado sobre: <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava-arena, relleno rocoso bien graduado con gravilla • Arena limpia, mezclas de arena limosa-grava, relleno de roca dura de un solo tamaño. • Arena limosa, grava o arena mezclada con limos o arcilla • Limo arenoso fino, limos no plásticos 	22 a 26 17 a 22 17 14
Varios materiales estructurales <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> • Roca débil sobre roca débil • Roca dura sobre roca débil • Roca dura sobre roca dura • Acero sobre acero en empalmes de tablestacas 	35 33 29 17

6. EMPUJES EN MUROS ANCLADOS

Cuando los muros tienen restricciones al desplazamiento mediante anclajes a una sola altura, el empuje de tierras puede suponerse linealmente proporcional a la profundidad; en este caso, el cálculo puede ser realizado con los análisis convencionales.

El empuje de tierras, en caso de muros anclados con anclajes en dos o más niveles, puede suponerse constante con la profundidad. Para muros anclados en taludes ya establecidos, el empuje de tierras P_a está dado por:

$$P_a = 0.65 \cdot 10^{-6} K_a \gamma'_s gh \quad (6.1)$$

donde:

P_a = Empuje de tierras (MPa)

H = Altura total del muro (m)

K_a = Coeficiente de presión lateral activa = $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right)$

γ'_s = Densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

Para muros construidos antes de la colocación del relleno, la magnitud total de la distribución rectangular uniforme deberá ser igual a 1.30 veces aquella de la distribución triangular determinada de acuerdo a lo indicado en el punto 4.

En todo caso, en el análisis de los empujes de tierras se tendrá en cuenta el método y la secuencia de construcción, la rigidez del sistema constituido por el muro y los anclajes, las deflexiones máximas permitidas en el muro, el espaciamiento de los anclajes y la posibilidad de fluencia en el anclaje.

7. EMPUJES DE TIERRA ESTABILIZADA

En muros de retención con tierra estabilizada con medios mecánicos, la fuerza por unidad de ancho, tal como se muestra en las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3, se considerará actuando a una altura de $h/3$ sobre la base del muro, con una magnitud dada por la expresión:

$$P_a = 0.5 * \gamma_s * gh^2 k_a \quad (7.1)$$

donde :

P_a = Fuerza resultante por unidad de ancho (N/m)

γ_s = Densidad del relleno (kg/m^3)

h = Altura nominal del diagrama de presiones horizontales de tierra (Fig. 7.1, 7.2 y 7.3), en m

k_a = Coeficiente de presión lateral activa, especificados especialmente.

Los coeficientes de presión lateral en el caso de tierra estabilizada mecánicamente pueden ser determinados como sigue:

a) Para superficies horizontales o inclinadas del relleno, como se muestran en las figuras 7.1 y 7.2, el coeficiente puede ser determinados por:

$$k_a = \cos i * \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi_f}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi_f}} \quad (7.2)$$

donde :

i = ángulo de inclinación del relleno

ϕ_f = ángulo de fricción interna ($^\circ$)

b) Para superficies con inclinación truncada (Figura 7.3), el coeficiente k_a está dado por :

$$k_a = \cos I * \frac{\cos I - \sqrt{\cos^2 I - \cos^2 \phi_f}}{\cos I + \sqrt{\cos^2 I - \cos^2 \phi_f}} \quad (7.3)$$

donde :

I = ángulo nominal de inclinación efectiva para el cálculo, determinado de acuerdo a la Figura 7.3

ϕ_f = ángulo de fricción interna ($^\circ$)

c) Para el análisis de la seguridad contra la falla estructural, se determinará el coeficiente k_a como:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right) \quad (7.4)$$

d) El coeficiente de presión lateral en reposo, k_o se determinará para el análisis de la seguridad contra la falla estructural, como:

$$k_o = 1 - \text{sen } \phi_f \quad (7.5)$$

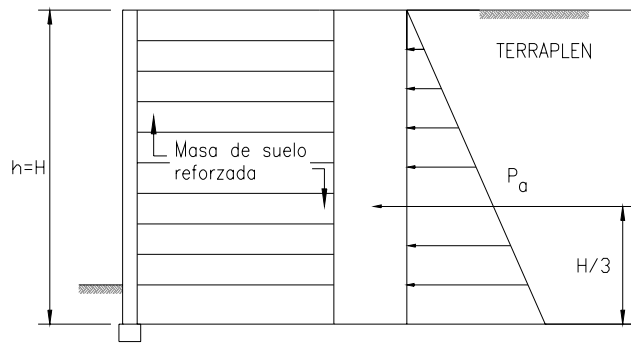


Fig 7.1 SUPERFICIE HORIZONTAL DE RELLENO

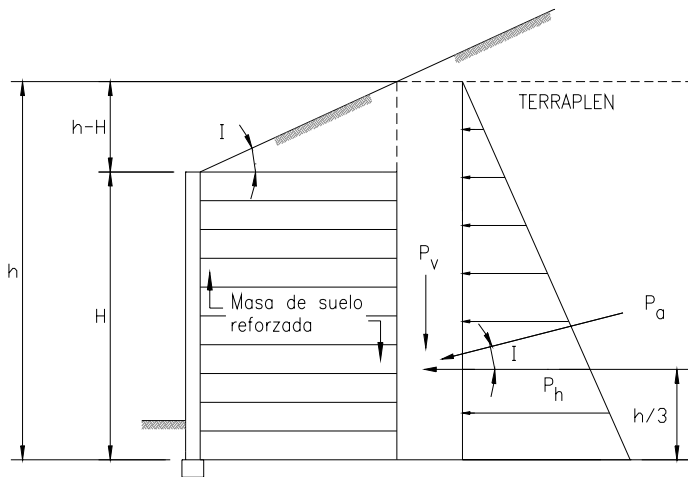


Fig 7.2 SUPERFICIE INCLINADA DEL TERRENO

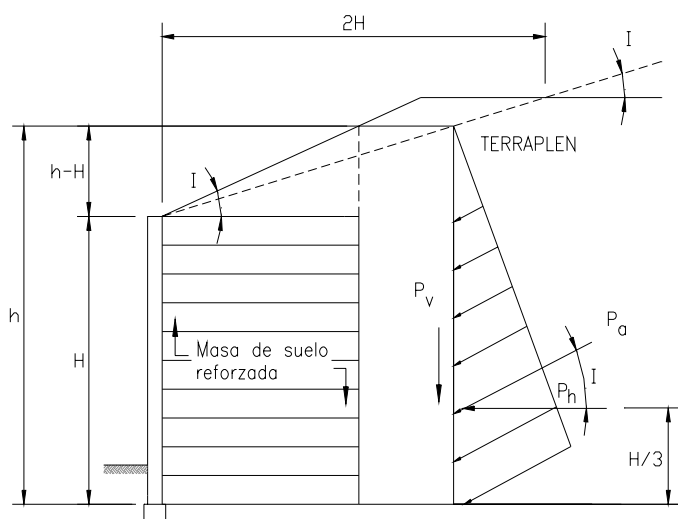


Fig 7.3 SUPERFICIE INCLINADA DE RELLENO TRUNCADO

8. EMPUJE SÍSMICO DE TIERRA

8.1 Muros sin Desplazamiento Restringido

Para elementos de contención de tierras, tales como los muros de gravedad o en voladizo, que pueden desplazarse lateralmente durante un sismo (como por ejemplo, en estructuras soportadas por apoyos que pueden desplazarse libremente), el método pseudo-estático de Mononobe-Okabe, es usado ampliamente para calcular los empujes de tierra inducidos por los sismos.

En áreas altamente sísmicas, el diseño de los estribos aceptando un desplazamiento lateral pequeño bajo aceleraciones máximas es la práctica general para lograr un diseño realista. Se hace referencia en esta subsección a un método desarrollado para calcular la magnitud del desplazamiento relativo del muro durante el sismo. Sobre la base de este método simple, se hacen recomendaciones para la selección de un coeficiente sísmico pseudo-estático y el nivel de desplazamiento correspondiente para una aceleración máxima del terreno determinada.

8.1.1. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

El método estático desarrollado por Mononobe y Okabe (1926) es el usado con más frecuencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo actuando sobre el estribo de un puente. El análisis es una extensión de la teoría de falla de Coulomb, tomando en cuenta las fuerzas de inercia horizontal y vertical en el suelo. Se consideran las siguientes hipótesis:

1. La cimentación se desplaza lo suficiente para que se desarrollen las condiciones de máxima resistencia o presión activa en el suelo.
2. El relleno es granular, con un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno es no saturado, de modo que no se consideran problemas de la ecuación.

Las consideraciones de equilibrio de la cuña de suelo sobre el estribo, tal como se muestra en la Figura 8.1, conducen a un valor, E_{AE} , de la fuerza activa ejercida sobre la masa de suelo mediante el estribo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla, E_{AE} está dada por la expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-3} \quad (8.1)$$

donde el coeficiente de empuje activo sísmico K_{AE} es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (8.2)$$

donde:

- E_{AE} = fuerza activa del suelo (kN)
 g = aceleración de la gravedad (m/s^2)
 γ = densidad del suelo (kg/m^3)
 H = altura de la cara de suelo (m)
 ϕ = ángulo de fricción del suelo

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

- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo
 k_h = coeficiente de aceleración horizontal
 k_v = coeficiente de aceleración vertical
 i = ángulo de inclinación del relleno
 β = pendiente de la cara de suelo

La expresión equivalente para la fuerza pasiva, si el estribo se desplaza presionando sobre el relleno es:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} * 10^{-3} \quad (8.3)$$

donde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (8.4)$$

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante de la presión del suelo actúa sobre el estribo, puede tomarse como $H/3$ o $0.4H$ para el caso estático sin considerar los efectos sísmicos; sin embargo, a medida que los efectos sísmicos aumentan llega a ser mayor. Otra forma de calcular h_a puede ser considerando la componente estática del empuje de tierras ($\theta = k_v = 0$) actuando a $H/3$ desde el nivel inferior del estribo, mientras que la componente dinámica adicional se consideraría actuando a una altura de $0.6H$ (Seed y Whitman, 1970). Para propósitos prácticos, es suficiente suponer $h_a = H/2$ con un empuje uniformemente distribuido.

De la ecuación (8.2), debe cumplirse que el contenido del radical debe ser positivo para que una solución real sea posible y, por ello, es necesario que:

$$\phi \geq i + \theta = i + \arctan \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (8.5)$$

Esta condición también puede ser útil para especificar un límite al coeficiente sísmico horizontal; la condición límite es:

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan(\phi - i) \quad (8.6)$$

Para una aceleración vertical nula, un relleno con cara vertical y un ángulo de fricción de 35° , el valor límite de k_h es 0.70.

Los efectos inerciales en el estribo no son tomados en cuenta en el análisis de Mononobe-Okabe. Se puede suponer que las fuerzas de inercia debidas a la masa del estribo pueden despreciarse en la consideración del comportamiento y análisis sísmicos. Esta hipótesis no es conservadora, y para aquellos estribos que tienen en su masa un elemento importante para su estabilidad, es una suposición poco razonable el no considerar la masa del estribo como un aspecto importante de su comportamiento. Los efectos inerciales en el muro fueron discutidos por Richards y Elms (1979), quienes demostraron que las fuerzas inerciales del muro no serían pequeñas y tendrían que ser consideradas en el diseño de muros de contención por gravedad.

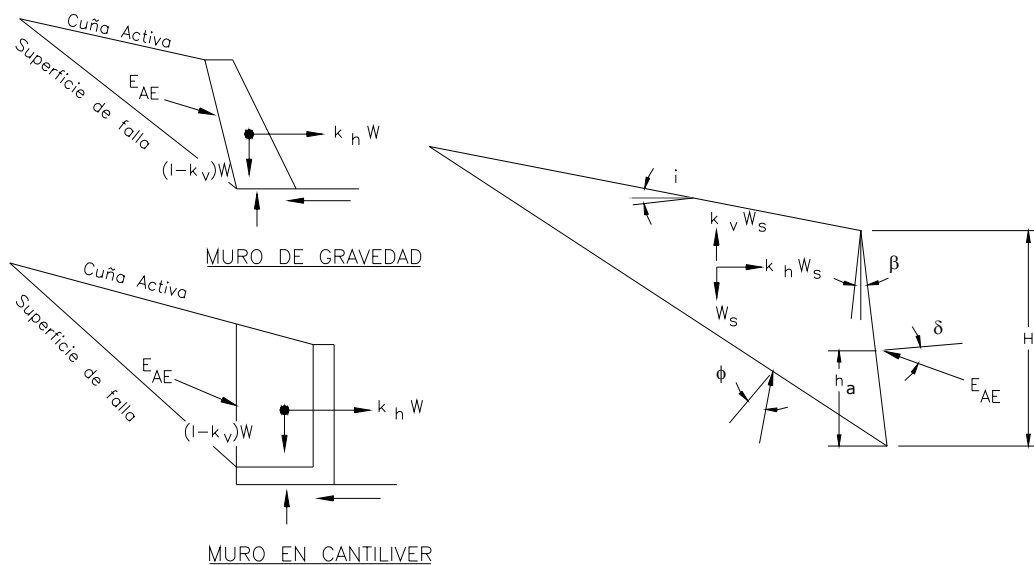


Fig 8.1 Diagrama de fuerzas del empuje activo del suelo

8.1.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

Cuando en el análisis con el método de Mononobe-Okabe se emplean las aceleraciones máximas del terreno, las dimensiones de las estructuras de contención de tierras pueden llegar a ser demasiado grandes. En tal caso es preferible diseñar aceptando un pequeño desplazamiento lateral admisible, para obtener una estructura más económica.

Diversos ensayos han demostrado que un muro de contención por gravedad falla en forma incremental durante un sismo. Para un movimiento sísmico del terreno, el desplazamiento relativo total puede ser calculado usando el método del bloque deslizante propuesto por Newmark (1965). En el método se supone que el patrón de desplazamiento es similar a aquel de un bloque sobre una superficie horizontal rugosa.

Análisis realizados con diversos registros sísmicos escalados a un mismo nivel de aceleración y velocidad, en el que fueron procesados y graficados los desplazamientos máximos, permitieron concluir que las envolventes de desplazamiento tenían aproximadamente la misma forma, para todos los registros (Franklin y Chang, 1977). Una aproximación a tales curvas, para desplazamientos relativamente bajos, está dada por la relación:

$$d = 0.087 \frac{V^2}{A_g} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (8.7)$$

donde :d es el desplazamiento relativo máximo de un muro sometido a un movimiento sísmico del terreno cuyo máximo coeficiente de aceleración es A y la máxima velocidad es V. Dado que esta expresión ha sido derivada de envolventes, la magnitud de d resulta sobreestimada para la mayoría de sismos.

Un posible procedimiento de diseño consistiría en elegir un valor admisible de desplazamiento máximo en el muro, d, junto con parámetros sísmicos apropiados, y usar la ecuación (8.7) para obtener un valor del coeficiente de aceleración sísmica para el cual el muro sería diseñado. Las conexiones en el muro, si existiesen, serían detalladas para permitir este desplazamiento. Aplicando este procedimiento a varios diseños simplificados, Elms y Martin (1979) han demostrado que un valor de diseño apropiado es:

$$k_h = A/2 \quad (8.8)$$

Se especifica que con este criterio se esperarían desplazamientos en el estribo de hasta (254A) mm.

Para puentes esenciales y no esenciales dentro de la zona sísmica 1 y para puentes esenciales en las zonas 1 o 2, se requerirá una consideración más detallada del mecanismo de transferencia de las fuerzas de inercia de la superestructura a través de los apoyos del puente hacia los estribos,

particularmente para los puentes de la categoría D, donde es necesario mantener la accesibilidad del puente después de un sismo severo.

8.2 Muros con Desplazamiento Restringido

Como se anotó previamente, en el análisis de Mononobe-Okabe se supone que el estribo se desplaza lateralmente sin restricción, lo suficiente como para activar la resistencia del suelo en el relleno.

Para suelos granulares, la resistencia máxima se alcanza si las deflexiones al nivel superior del muro es 0.5% de la altura del estribo. Si este elemento está restringido contra el movimiento lateral mediante conectores o pilotes inclinados, los empujes laterales serán mayores que los calculados con el análisis de Mononobe-Okabe, lo cual ha sido comprobado analíticamente. Para el diseño se sugiere el uso de un factor de 1.5 y considerar las aceleraciones máximas del terreno, en los casos que hubiera dudas en que el estribo pueda alcanzar un desplazamiento suficiente para generar la condición de presiones activas del terreno.

9. EMPUJES DEBIDOS A SOBRECARGA SUPERFICIAL Y TRAFICO

Quando se presente una sobrecarga superficial, al empuje de tierra básico debe sumársele un empuje de tierras constante debido a la sobrecarga. El empuje constante está dado por:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (9.1)$$

donde :

Δ_p = incremento en el empuje horizontal de tierras debido a la sobrecarga (MPa)

k_s = coeficiente de presión lateral debido a la sobrecarga; se tomará k_a para condiciones de empuje activo y k_o para condiciones de empuje en reposo.

q_s = sobrecarga uniforme aplicada en la superficie de la cuña de tierra activada (MPa)

Si se espera que exista tráfico vehicular sobre la superficie del relleno y cerca al muro, dentro de una distancia igual a la altura del muro, se aplicará una sobrecarga viva superficial. Si la sobrecarga corresponde a una autopista, la intensidad de la carga será consistente con la sobrecarga indicada en el Reglamento. En caso contrario, la magnitud de la sobrecarga será especificada y aprobada por la entidad oficial.

El incremento en el empuje horizontal puede ser estimado mediante:

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} (*10^{-6}) \quad (9.2)$$

donde:

Δ_p = incremento en el empuje horizontal de tierras (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

k = coeficiente de presión lateral

h_{eq} = altura equivalente de suelo para el camión de diseño (m), según los valores de la Tabla 3.

La altura del muro será medida desde la superficie del relleno y el nivel inferior de la cimentación.

TABLA 3. ALTURA EQUIVALENTE DE SUELO PARA CARGAS DE TRAFICO VEHICULAR.

ALTURA DEL MURO (m)	h_{eq} (m)
≤ 1.50	1.70
3.00	1.20
6.00	0.76
≥ 9.00	0.61

10. EMPUJES HIDROSTATICOS

El empuje debido a la presión del agua debe corresponder el máximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida útil del elemento de construcción, para fines de análisis, si es que no se ha previsto medidas de drenaje adecuadas.

En la estimación del empuje deberá emplearse la densidad sumergida del suelo (densidad total del suelo saturado) para el calculo de la presión lateral, a partir del nivel freático.

En caso de existir niveles de agua diferentes en las caras opuestas del muro, serán considerados los efectos del flujo de agua y la posibilidad de sifonamiento el análisis de los empujes hidrostáticos. Las presiones originadas por la filtración pueden ser estimadas mediante redes de flujo u otros procedimientos analíticos; los empujes totales laterales serán determinados mediante la suma de los esfuerzos efectivos horizontales y las presiones de poro resultantes del análisis.