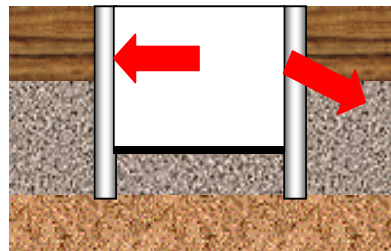


EXCAVACIONES Y CONTENCIONES

Ing. Roberto Terzariol



1. GENERALIDADES

Las excavaciones para subsuelos y sus estructuras de contención son uno de los principales condicionantes para el diseño arquitectónico.

Este condicionamiento depende del perfil de suelos en el lugar, de la presencia de niveles de agua, del tamaño de la excavación a realizar, de la tecnología constructiva disponible, etc.

Con estos factores es posible definir si es necesario o no entibar la excavación, si ese entibado debe ser definitivo o provisorio, y que metodología constructiva resulta más conveniente para el mismo.

La excavación más sencilla se presenta cuando no existen edificaciones contiguas ni limitaciones en el ancho del predio. En esta circunstancia es posible dar a la excavación un talud estable por sí mismos en necesidad de entibados ni obras de contención, tal como se aprecia en la figura 1.



Figura 1

Una vez efectuada la excavación y construida la fundación se procede a ejecutar el muro de contención definitivo.

Cuando esto no es posible se deberá construir una estructura de contención que permita la excavación segura de los subsuelos y la ejecución de la estructura correspondiente, que incluso puede tener la forma más diversa de acuerdo a las necesidades del proyecto (Figura 2).



Figura 2

De estos aspectos más el dimensionado del muro surgirán las dimensiones mínimas necesarias para su estabilidad.

Finalmente estas dimensiones de la estructura de contención y los aspectos constructivos de la misma condicionarán el proyecto arquitectónico.

En este capítulo se analizará para distintos tipos de suelo la necesidad o no de entibados y se describirán algunas metodologías constructivas.

2. PERFILES DE SUELO

Para simplificar esta descripción se hará referencia a dos tipos básicos de suelos:

- Cohesivos (arcillas, limos, limos arenosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arcillosos)
- Granulares (arenas finas y gruesas, gravas, rodados)

Los primeros tienen una fuerza interna denominada cohesión que mantiene los granos unidos entre sí. Los segundos no poseen esta fuerza y sólo se da en ciertas condiciones de humedad por las fuerzas capilares y de tensión superficial que se producen en el interior de su masa.

Suelos cohesivos

La cohesión depende de la compacidad del suelo, de las características físico químicas de los minerales que lo componen, de su cementación, etc.

En general la cohesión es más débil para suelos de grano más grueso (limos y limos arenosos) y es más fuerte para suelos más finos (arcillas y arcillas limosas).

Los suelos cohesivos permiten ciertos niveles de excavación a talud vertical sin entibamiento. La profundidad a excavar sin contención depende de la cohesión.

En forma simplificada la altura máxima a excavar a talud vertical sin necesidad de entibados, para una excavación de grandes dimensiones o de gran desarrollo lineal (zanjas, etc.), se puede expresar por la ecuación:

$$H = \frac{4.c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad \text{y} \quad K_a = \left(\operatorname{tg} \left[45 - \frac{\varphi}{2} \right] \right)^2$$

Siendo:

C = cohesión

φ = ángulo de fricción del suelo

γ = peso unitario

K_a = coeficiente de empuje activo

Para los valores habituales de cohesión en los suelos loessicos se puede admitir una excavación vertical sin entibados de alrededor de 3,00 metros de profundidad, con suficiente margen de seguridad.

Cuando se supera esa profundidad son necesarios entibados o muros de contención.

Sin embargo en algunos casos es suficiente con impedir que el suelo pierda cohesión, por ejemplo mediante un recubrimiento impermeable en la altura máxima a excavar y a partir de esa profundidad mantener un talud estable (p. ej. 1:1). Para construir en esa zonas e excava en trinchera por tramos y de ese modos e evita el colapso de todo el frente excavación.

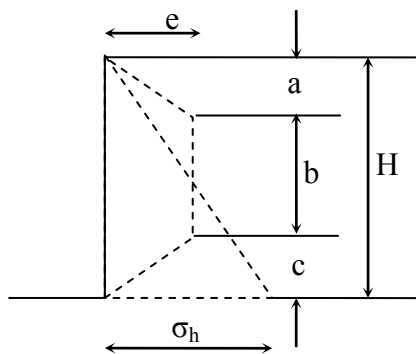
En cada trinchera se construye el tramo de contención definitiva antes de excavar la próxima trinchera, tal como se ve en la figura 3.



Figura 3

Como se dijo esta situación es para excavaciones abiertas o de gran longitud, cuando la excavación tiene un frente pequeño o es cerrada (pozos), se produce un efecto de arco tridimensional y se logran excavaciones superiores a 30 metros sin entibados.

El diseño de los mismos se hace considerando que el suelo actúa sobre ellos mediante una presión horizontal que puede ser constante o variable con la altura dependiendo si el muro está impedido de desplazarse (muros de sótano, pantallas ancladas, etc.) o pueden girar libremente (muros de sostenimiento, estribos de puentes, etc.).



Suelo	a/H	b/H	c/H	$e/\gamma.H$
Limos	0,1	0,7	0,2	$0,8.K_a.\cos\delta$
Arena	0,0	0,1	0,0	$0,65.K_a$
Arc. rígida	0,6	0,0	0,4	0,3
Arc. media	0,75	0,0	0,25	0,375
Arc. blanda	0,25	0,75	0,0	$1-m(2q_u/\gamma.H)$
Arc. fisurada	0,25	0,5	0,25	0,2 a 0,4

Figura 4

Para los muros (figura 4), sin desplazamiento el diagrama de empujes puede adoptarse como trapecial con los valores indicados en la tabla anterior, mientras que para muros con desplazamiento libre puede asumirse un diagrama triangular con un valor máximo en la base igual a:

$$\sigma_h = \gamma.H.K_a - 2.c.\sqrt{K_a}$$

Donde:

H = altura de la excavación

Para los muros con capacidad de giro se admite un diagrama linealmente creciente con la profundidad (triangular) cuya presión en la base se obtiene con la misma fórmula anterior reemplazando la altura media por la altura total H de la excavación.

En los suelos cohesivos, en particular los loess, puede aparecer otro tipo de falla denominada "push out", como se indica en la figura 5.

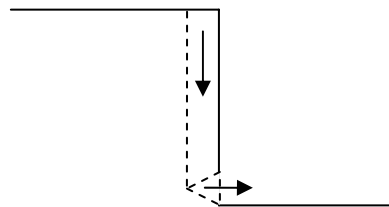


Figura 5

En estos suelos se genera por relajación de tensiones, una grieta paralela a la cara excavada que trata de desplazarse hacia abajo comprimiendo una cuña de suelo inferior la que es empujada hacia fuera. Para estabilizar estos suelos solo es necesario apuntalar la cuña inferior. Asumiendo que la cuña tiene un ángulo de 45°, la fuerza que debe tomar ese apuntalamiento es igual al peso de la columna de suelo. En la figura 6 se aprecia la ejecución de un subsuelo donde se ha efectuado un apuntalamiento provisorio mediante tablas y puntales para poder realizar las fundaciones de las columnas medianeras.



Figura 6

Suelos granulares

Dado que los mismos no poseen cohesión no es posible realizar excavaciones verticales sin entibar o proteger las mismas.

En estos suelos también se distingue entre el empuje que se produce sobre los muros impedidos de girar y los de giro libre.

Para los primeros el empuje se asume como uniforme en altura con un valor medio igual a:

$$\sigma_h = \gamma \cdot H_{medio} \cdot K_a$$

Para muros con posibilidad de giro se reemplaza H_{medio} por la altura total.

Con los valores así obtenidos tanto para suelos cohesivos como granulares, se pueden diseñar las estructuras de contención para una obra determinada.

3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención pueden clasificarse de acuerdo a su uso en el tiempo como provisionarias y definitivas.

Estructuras provisionarias: Están constituidas por los entibados, tablestacados o pantallas. Pueden ser metálicos, de madera, de hormigón o mampostería.

Los de madera están compuestos por tablas o tablones verticales u horizontales que están en contacto con el suelo, tirantes horizontales o verticales, sobre los que descansan las tablas o tablones y puntales sobre los que apoyan los tirantes (figura 7).

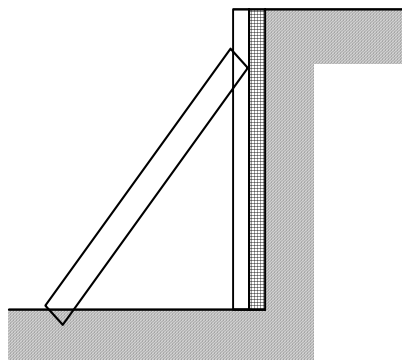


Figura 7

Estos puntales pueden apoyarse sobre la pared opuesta si la excavación es angosta o acuñaarse en el suelo si la distancia al muro opuesto es muy grande.

Su construcción consiste en que a medida que se va excavando se van colocando las tablas y los tirantes los se acodalan con los puntales a medida que se profundiza.

Para el caso de zanjas un método consiste en excavar pozos donde se colocan guías metálicas empotrada sen el fondo del os mismos. Luego a medida que se excava se hacen descender los tablestacados como si fueran cortinas o bien se colocan tablas horizontales. A profundidades establecidas se acodalan las guías verticales mediante puntales horizontales. En las figuras 7 y 8 se observa la construcción mediante este sistema.



Figura 7



Figura 8

Las estructuras metálicas se denominan en general tablestacados, como se observa en la figura 9. En este caso se hincan tablestacas, que son planchas metálicas rigidizadas, previa a comenzar la excavación hasta una profundidad superior a la misma y a medida que se excava se van colocando puntales o anclajes para sostener estas tablestacas.

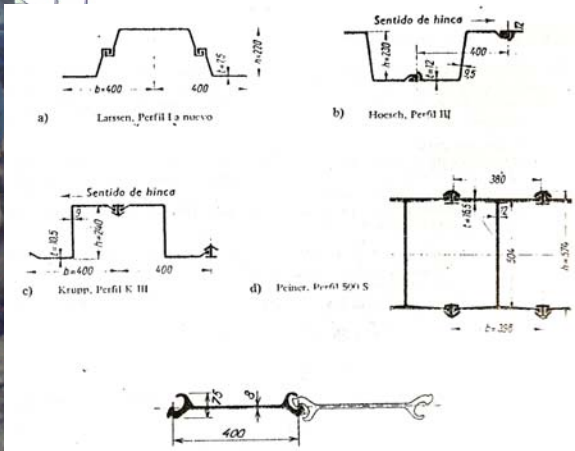


Figura 9

Por su método constructivo estas tablestacas no pueden colocarse sobre el eje medianero ya que necesitan de espacio para la maquinaria de hincia.

Los anclajes suelen ser problemáticos si invaden el subsuelo de edificios vecinos o afectan el uso público (calles, etc.), se requieren permisos especiales para su ejecución.

En el caso de pantallas, las mismas se realizan antes de la excavación y pueden ser elementos continuos o aislados. Entre los primeros se encuentran los muros o pantallas de hormigón propiamente dichas, mientras que los segundos pueden ser cortinas de pilotes separados entre sí uno o más diámetros.

En la figura 10 se esquematiza la construcción de un muro pantalla con el auxilio de lodos bentoníticos, y el caso de un muro pantalla con anclajes. En la figura 11 se muestra una pantalla discontinua ejecutada mediante pilotes separados entre sí.

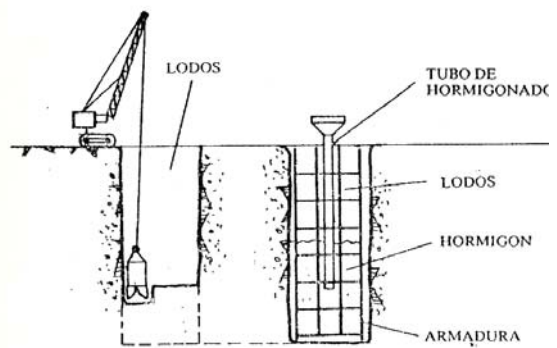


Figura 10

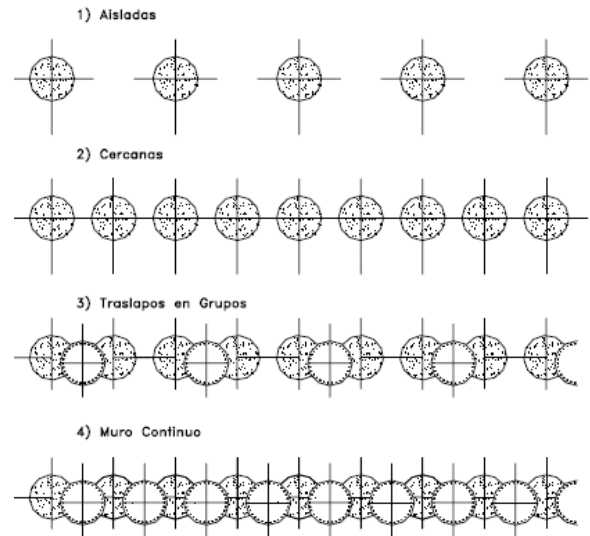


Figura 11

La elección de uno u otro sistema depende del tipo de suelo a excavar, y si es posible aprovechar cierta cohesión del mismo aún cuando la misma sea temporal, para que actúe un efecto de arco entre los pilotes que contenga el suelo.

En este caso también es imposible excavar bajo el eje medianero ya que las máquinas de excavación precisan de espacio para su operación. Si el suelo a excavar es desmoronable o existe la presencia de agua, se puede realizar la pantalla mediante el empleo de lodos bentoníticos que mantiene estables las paredes de la excavación mientras la misma se ejecuta y posteriormente, previa colocación de la armadura, se hormigonan desplazando el hormigón al lodo bentonítico.

A medida que se avanza en la excavación se van construyendo anclajes o apuntalamientos con las mismas limitaciones ya descritas para los tablestacados.

Las estructuras de madera y metálicas generalmente se extraen una vez que han cumplido su función.

Estructuras definitivas

Las estructuras definitivas se construyen por dentro de las estructuras provisionales, por lo que además de su espesor se pierde el espacio ocupado por la contención provisional.

La estructura más convencional es el muro de hormigón que toma las cargas por su propio peso y adicionando eventualmente el peso de las tierras suprayacentes al mismo.

Las soluciones más comunes se basan en muros de hormigón armado o muros de hormigón simple. La figura 12 muestra los esquemas típicos de los muros de H° A°, mientras que la figura 13 hace lo propio con un muro de H° Simple.

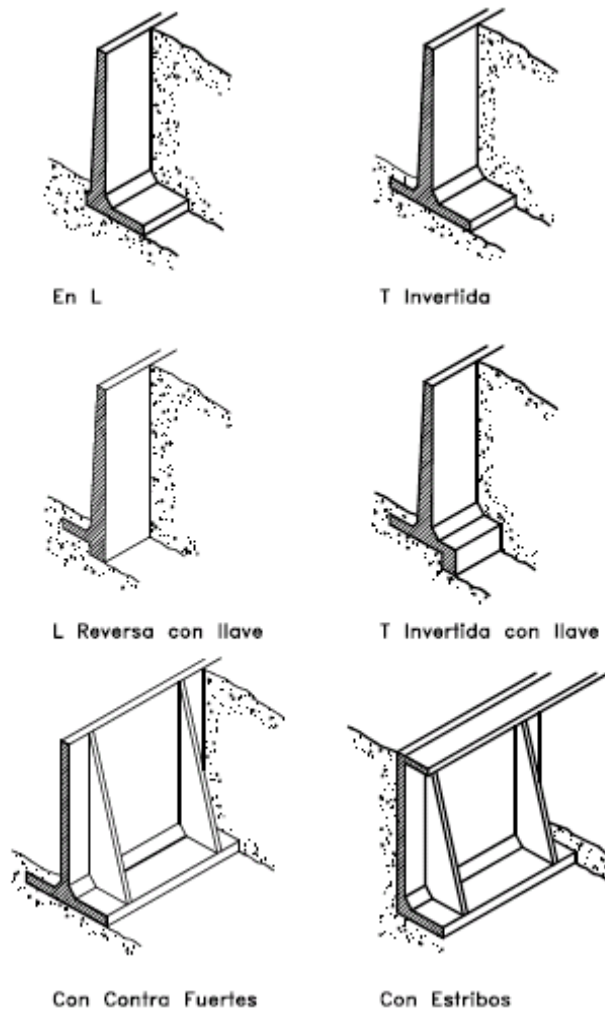


Figura 12

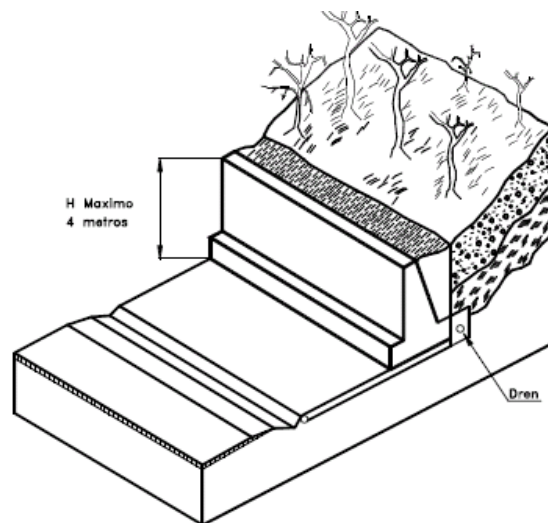


Figura 13

En el caso de pantallas de hormigón o cortinas de pilotes, las mismas pueden ser usadas como parte de la estructura definitiva, lo que redundaría en una economía de obra. En estos casos sólo se hace un muro de terminación o un muro entre pilotes anclado en los mismos. En la figura 14 se observa esta situación.

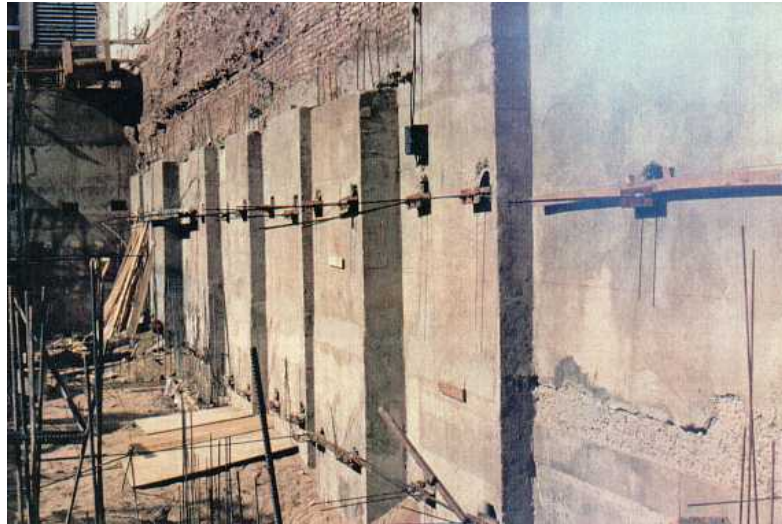


Figura 14

Si la obra es suficientemente grande como para permitir la excavación provisoria con taludes estables, se puede construir los muros definitivos, en general de hormigón armado sin necesidad de entibados provisionarios. En este caso se excava toda la profundidad con el talud estable, y posteriormente se llega hasta la ubicación del futuro muro mediante trincheras verticales suficiente-mente angostas como para no producir desmoronamientos (figura 15).



Figura 15

Estas trincheras se ejecutan dejando un espacio entre ellas que se excavará en una segunda etapa una vez construido el muro dentro de las mismas. Para tomar los empujes horizontales se emplea el mismo entrepiso como apuntalamiento sin recurrir a anclajes u otros elementos provisionarios.

Otra alternativa es la de excavar con un talud general que ocupe todo el subsuelo y posteriormente ejecutar una berma, tal como se esquematiza en la figura 16.

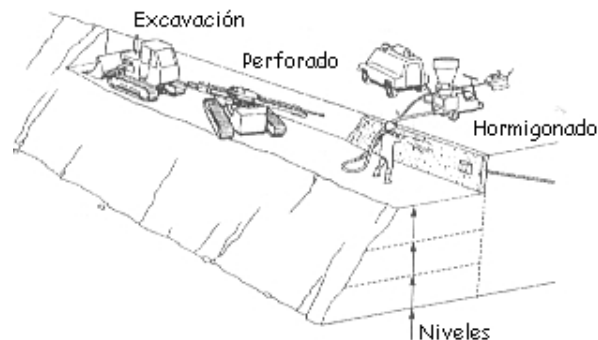


Figura 16

La pantalla se ejecuta por tramos dejando un talud entre ellos. A posteriori se realizan las perforaciones para los anclajes donde se alojan las armaduras y se procede a hormigonar estos anclajes. Luego se coloca la armadura del tabique y se construye el mismo mediante hormigón proyectado. Una vez terminado esta etapa se realizan las excavaciones de los tramos intermedios repitiendo el proceso. Finalmente se trabaja del mismo modo en los niveles inferiores. En las figuras 17 y 18 se aprecian todas las etapas descriptas en una obra.



Figura 17



Figura 18

Una variante de este sistema es emplear el denominado “suelo clavado” (Soil Nailing), en especial si se tratad e rocas blandas o suelos con cierto grado de cementación.

El esquema es similar al anterior tal como se indica en la figura 19, con la diferencia que en esta oportunidad las intrusiones colocadas en el suelo no funcionan como anclajes sino como un refuerzo del mismo, algo así como un suelo armado colocado “in situ”.

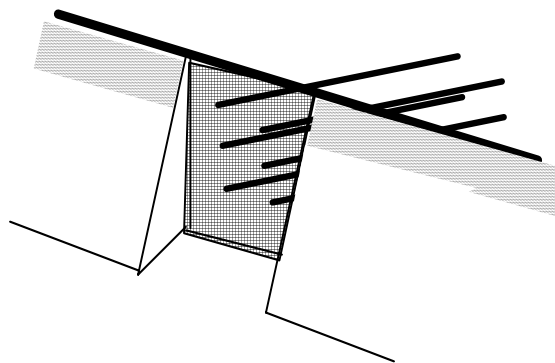


Figura 19

Este muro puede ser de mampostería, pero en general es de hormigón armado, dados los esfuerzos a los que estará sometido y para aprovecharlo como soporte de las columnas y losas de entrepiso de la futura obra. En las figuras 19, 20 y 21 se observan las etapas constructivas de suelo clavado en una obra.



Figura 19



Figura 20



Figura 21

Eventualmente pueden emplearse otros tipos de muros, ya no de tipo pantalla, para algunas obras especiales. Tal como se muestra en la figura 22 estos muros pueden ser cribados (cajones de madera, o llantas de automóvil usadas), de gaviones o de suelo reforzado.

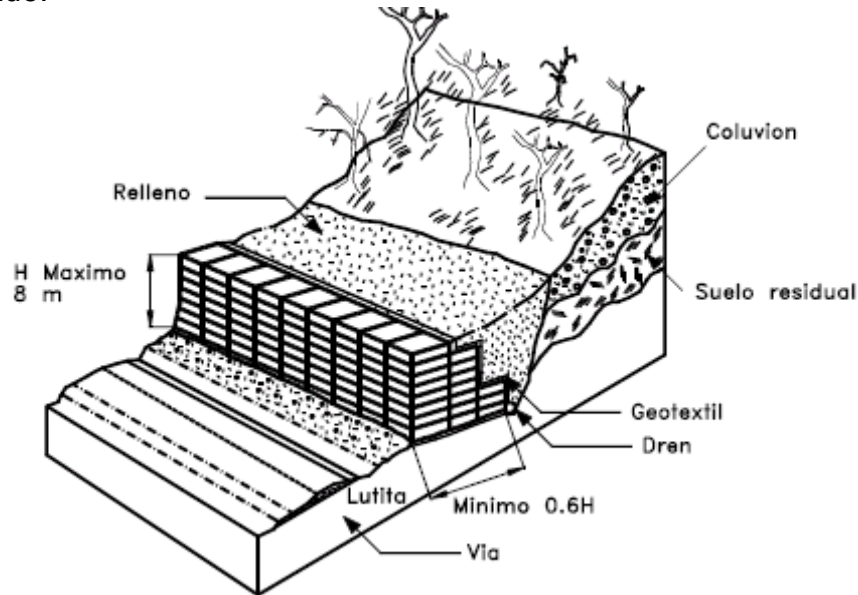


Figura 22

Cuando se requiera un muro flexible o con mayor adaptación al terreno tanto por los asentamientos esperables como por su integración al paisaje pueden emplearse gaviones. Estos elementos son cajones de alambre tejido rellenos con rodados o gravas de gran tamaño de modo tal de darles peso, ya que este tipo de muro resiste los empujes por gravedad. En el trasdós generalmente llevan un geotextil que sirve de filtro para impedir el desplazamiento del suelo contenido hacia la excavación.

En las figuras 23, 24 y 25 se puede observar la construcción de un muro de este tipo.



Figura 23



Figura 24



Figura 25

Otra alternativa es la de emplear geogrillas y geotextiles para reforzar el suelo y por lo tanto utilizar el mismo suelo compactado y reforzado como elemento resistente de modo análogo a la denominada “Tierra Armada”.

En las figura 26 y 27 se pueden ver la colocación del geotextil y la compactación de una capa de suelo.



Figura 26



Figura 27

Finalmente también se pueden emplear muros o pantallas prefabricados. En las figuras 28 y 29, se muestra la construcción del estribo de un viaducto ejecutado mediante pantallas prefabricadas, empotradas en la base y ancladas en la parte superior, mediante un sistema patentado por el autor.

Consiste en la construcción de la fundación, y asea una zapata corrida superficial ola viga cabecera de un pilotaje. En esta viga se dejan los nichos para alojar sendas patas de los paneles prefabricados. Se colocan los paneles y se hormigona su empotramiento. Finalmente se rellena el trasdós y a la altura estipulada se construye el anclaje superior que se toma de un muerto colocado en el relleno. Cada anclaje toma dos paneles prefabricados de modo de lograr el trabajo en conjunto de los mismos.



Figura 28



Figura 29

Ventajas y desventajas de cada tipología:

Cada sistema tiene sus ventajas y desventajas las que se pueden resumir como sigue para tenerlas en cuenta a la hora de seleccionarlos.

En las tablas siguientes se enumeran algunas de ellas para cada uno de los sistemas antes descritos.

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaleas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

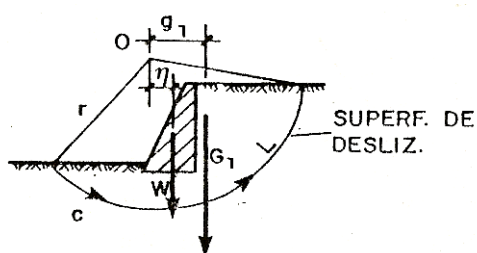
Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.
Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

4. VERIFICACIONES ESTRUCTURALES

Muros de gravedad: todos los esquemas resistentes por gravedad requieren de tres verificaciones, a saber:

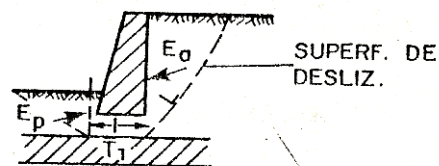
a.- Verificación global



L = LONG. DE LA SUPERF. DE DESLIZ.

c = COHESION TERRENO

$$F = \frac{cLr}{W\eta + G_1 g_1}$$



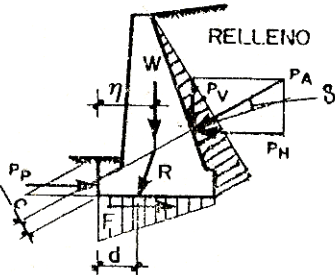
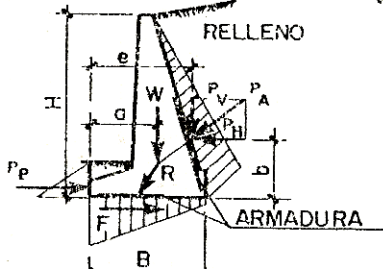
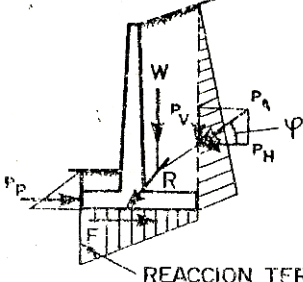
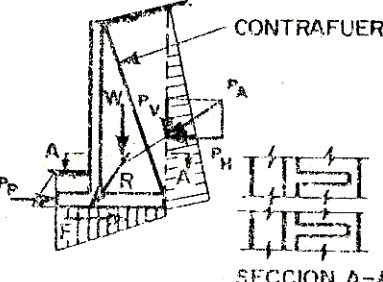
T₁ = RESISTENCIA AL CORTE EN LA BASE

L = LONG. DE LA SUPERF. DE DESLIZ.

$$F = \frac{E_p + cL + T_1}{E_\sigma}$$

b.- Verificación al vuelco, deslizamiento y hundimiento

En el cuadro siguiente se esquematizan y resumen estas verificaciones:

TIPO DE MURO	DIAGRAMA DE CARGAS	FACTORES DE DISEÑO
GRAVEDAD		<p>LOCALIZACION DE LA RESULTANTE :</p> <p>MOMENTOS RESPECTO AL PIE</p> $d = \frac{W a + P_v e - P_H b}{W + P_v}$ <p>SUPONIENDO $P_p = 0$</p> <p>SEGURIDAD AL VUELCO</p> $F_v = \frac{W \cdot \eta}{P_A \cdot C} \geq 1,5 - 2,0$
SEMI-GRAVEDAD		<p>RESISTENCIA FRENTE AL DESLIZAMIENTO:</p> $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_H} \geq 1,5$ $F_d = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H} \geq 2,0$ $F = (W + P_v) \tan \delta$
VOLADIZO		<p>$\tan \delta =$ ROZAMIENTO SUELO-BASE</p> <p>W = INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE PUNTERA EN MUROS DE SEMI-GRAVEDAD. INCLUYE PESO MURO Y DE SUELO SOBRE LA ZAPATA PARA MUROS EN VOLADIZO Y CONTRAFUERTE</p>
CONTRAFUERTE		<p>ESTABILIDAD GENERAL Y SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO :</p> <p>SEGUN SISTEMAS SIMILARES A PROBLEMAS DE TALUDES Y ZAPATAS CON CARGA EXCENTRICA.</p>

c.- Verificaciones internas:

En estas verificaciones se incluyen el dimensionado del hormigón armado a flexión (cálculo de armaduras y resistencia del hormigón a compresión) además de la capacidad para absorber el esfuerzo de cortante en diversas secciones a distintas alturas dentro del muro.

Las formulaciones no se indican por ser las comunes de los cursos de hormigón armado en las carreras de Ingeniería Civil.

Muros pantalla: Estos muros no resisten los esfuerzos externos por su peso sino por el empotramiento en la base y eventualmente por apuntalamiento o anclajes a diferentes niveles por encima del plano de excavación.

Las verificaciones global y de esfuerzos internos no se analizan por estar ya indicada la primera y por tratarse de verificaciones de estructuras de hormigón armado (muros pantalla) o estructuras metálicas (tablestacados).

Merece por el contrario un párrafo aparte la verificación al vuelco y determinación de esfuerzos ya que implican un análisis de interacción suelo estructura.

Si se plantea la construcción de una pantalla sin anclajes para realizar una excavación de altura H , en un suelo de peso unitario γ , con un ángulo de fricción ϕ , tal como se indica en la figura 30, se pueden determinar para diferentes profundidades "z" los esfuerzos debidos al empuje activo ejercido por el suelo en el trasdós del muro y los debidos al empuje pasivo en la zona de empotramiento.

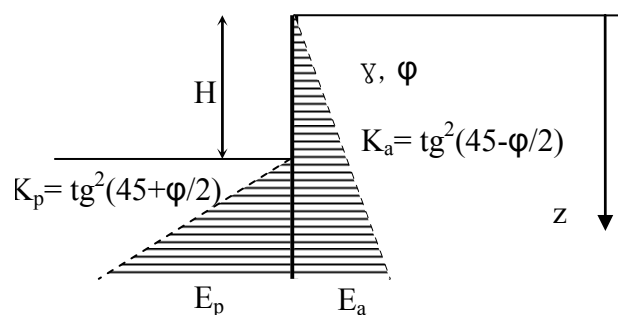


Figura 30

La presiones horizontales activa y pasiva a una profundidad "z" serán respectivamente:

$$\sigma_{az} = \gamma \cdot z \cdot k_a \quad \text{y} \quad \sigma_{pz} = \gamma \cdot (z - H) \cdot k_p$$

Por su parte los empujes correspondientes resultan:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot k_a \quad \text{y} \quad E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (z - H)^2 \cdot k_p$$

Finalmente los momentos flectores producidos por estos empujes a las profundidades indicadas pueden formularse como:

$$M_a = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot z^3 \cdot k_a \quad \text{y} \quad M_p = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (z - H)^3 \cdot k_p$$

Es decir que para un suelo uniforme pueden expresarse como una constante “ ρ ” multiplicada por una longitud al cubo. De más esta decir que los empujes pasivos tiene sentido a partir de una profundidad $z > H$.

Con esta simplificación puede construirse una tabla para calcular los momentos flectores activos y pasivos para profundidades “ z ” preestablecidas y realizar la diferencia entre ambos momentos para determinar el momento resultante.

Z (m)	ρ_a	M_a	ρ_p	M_p	$(M_a - M_p)$
--	---	(+)	---	0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
$z = H$		(+)		0	(+)
--		(+)		(-)	(+)
--		(+)		(-)	(+)
Z_{eq}		(+)		(-)	~ 0
--		(+)		(-)	(-)
--		(+)		(-)	(-)

Al mismo tiempo se puede graficar este momento resultante con la profundidad, tal como se indica en la figura 31.

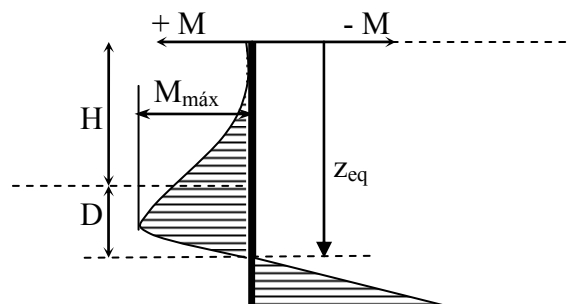


Figura 31

Al realizar estos cálculos se encuentra que a partir de la superficie los momentos positivos son siempre superiores a los negativos hasta cierta profundidad “ z_{eq} ” en la que los momentos positivos y negativos se equilibran y por debajo de ella los momentos negativos son mayores que los positivos.

La profundidad $D = z_{eq} - H$, es la penetración mínima que debe tener una pantalla sin anclajes, para garantizar su empotramiento en la base de la excavación. Desde el punto de vista práctico y para garantizar la aparición de una fuerza de reacción en el extremo inferior, se adopta una penetración:

$$t_{\min} = 1,2 \times D$$

El momento M_{\max} es el esfuerzo por unidad de longitud en profundidad con que se debe verificar la pantalla ya sea de hormigón armado continua, de pilotes separados o tablestacas metálicas.

En el caso de pilotes separados la acción resultante en cada uno de ellos puede calcularse aceptando que existe un efecto de arco en el suelo que los rodea, y adoptando los esquemas indicados en la figura 32 y los coeficientes de distribución que se grafican en la figura 33.

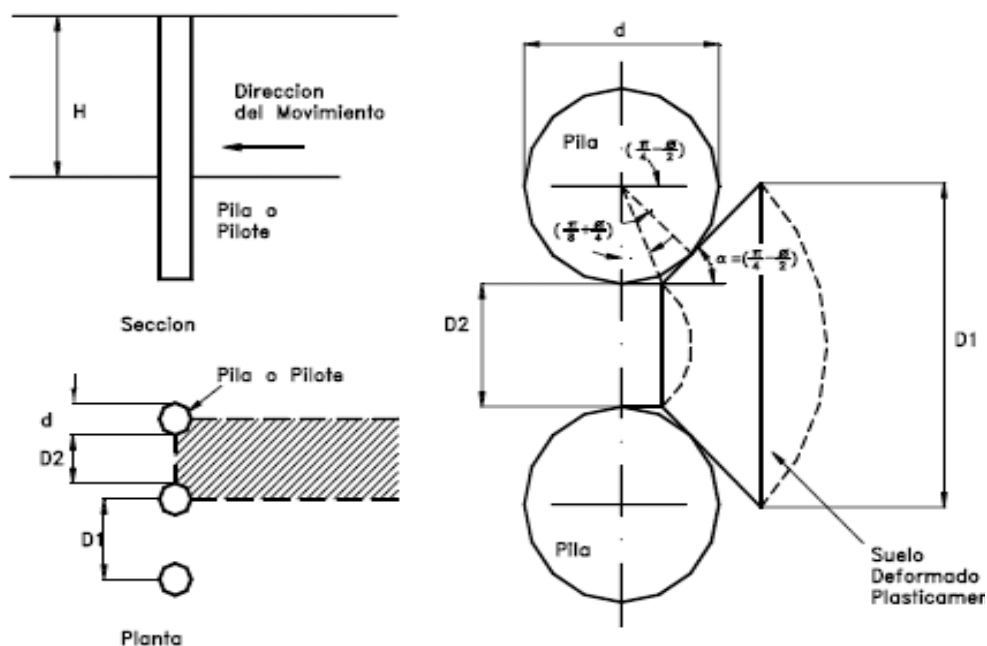


Figura 32

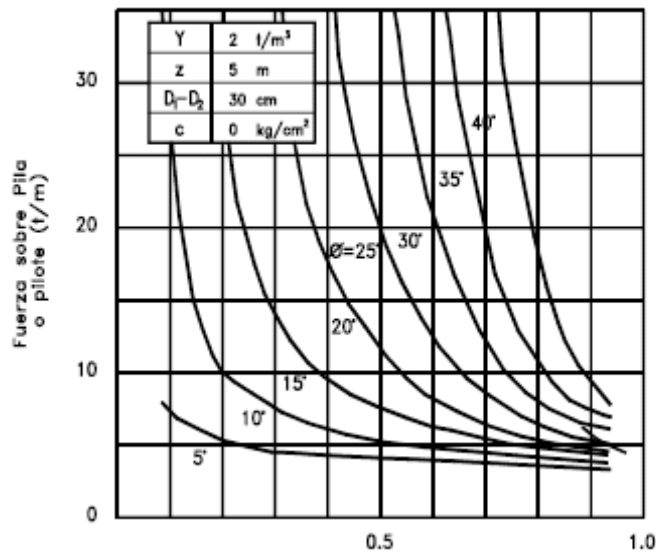


Figura 33

Si, por el contrario, se coloca un anclaje a una profundidad z_1 el equilibrio puede obtenerse de dos formas diferentes ya sea que consideremos que la pantalla está simplemente apoyada en la base (mínima penetración) que es el denominado Método Americano, o que se acepte cierto grado de empotramiento (penetración media) o Método Europeo.

En el Método Americano se opera gráficamente tal como se muestra en la figura 34.

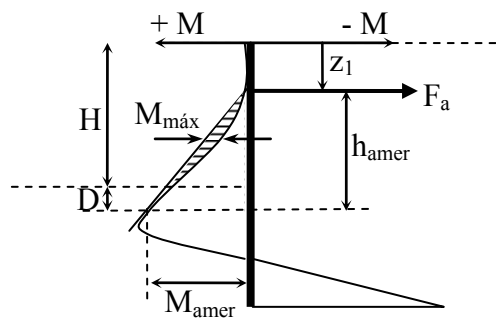


Figura 34

Es decir se traza una línea desde el punto de anclaje (z_1) que sea tangente al diagrama de momentos. El punto de tangencia indica la profundidad mínima "D" que debe penetrar la pantalla en el suelo inferior. La diferencia entre el diagrama de momentos y la línea tangente muestra el valor del momento máximo con el que debe dimensionarse la pantalla y la fuerza F_a en cada uno de los anclajes separados entre sí, en profundidad, una distancia "s", será:

$$F_a = \frac{M_{amer} \cdot s}{h_{amer}}$$

Por su parte en el Método Europeo la línea que parte del anclaje no es tangente al diagrama de momentos si que lo intercepta a una profundidad “z₀” cuyo valor Blum propone como:

$$z_0 = \frac{K_a}{K_p - K_a} \cdot H$$

Con esta profundidad se construye el gráfico indicado en la figura 35, y se determinan los momentos flectores máximos y la fuerza en el anclaje.

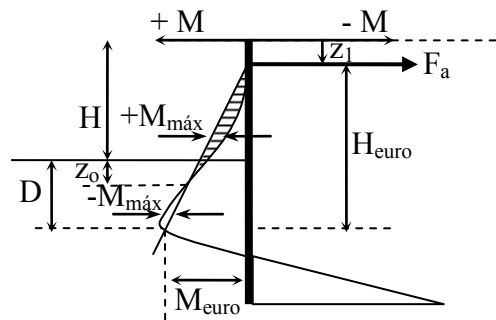


Figura 35

$$F_a = \frac{M_{euro}}{h_{euro}} \cdot s$$

En este caso aumenta la profundidad de penetración “D” en el suelo inferior, pero disminuyen la fuerza en el anclaje ya que $M_{euro} < M_{amer}$ y $h_{euro} > h_{amer}$ y los momentos flectores además de disminuir presenta dos signos es decir que son más equilibrados y por ende el método es más adecuado para tablestacas o elementos que presenten igual resistencia flexional en ambas caras.

Todos los esfuerzos determinados por estos métodos derivan de las ecuaciones de la estática de los cuerpos rígidos, pero las pantallas por su esbeltez son elementos flexibles. Esto significa que los esfuerzos son menores a los calculados en función de la flexibilidad del muro y por otra parte para llegar a desarrollar el empuje pasivo en el suelo se requieren grandes deformaciones. Rowe, a comienzos de la década de 1970, estudió estos problemas y llegó a determinar un coeficiente r_m de minoración en función de la compacidad del suelo en el trasdós y de la rigidez relativa de la pantalla $\rho = \frac{H^4}{E \cdot J}$, tal como se indica en la figura 36, y para contemplar la deformación por empuje pasivo recomienda tomar sólo 2/3 de dicho empuje en las ecuaciones anteriormente planteadas.

El método propuesto por Rowe, puede resumirse como sigue:

- Se calculan los esfuerzos con los planteos anteriores, asumiendo el empuje activo total y tomando 2/3 del empuje pasivo.
- Se determina con el diagrama resultante el M_{\max} y la F_a .
- Se calcula ρ y mediante el gráfico de la figura 36 se determina r_m .
- Los esfuerzos finales resultarán:

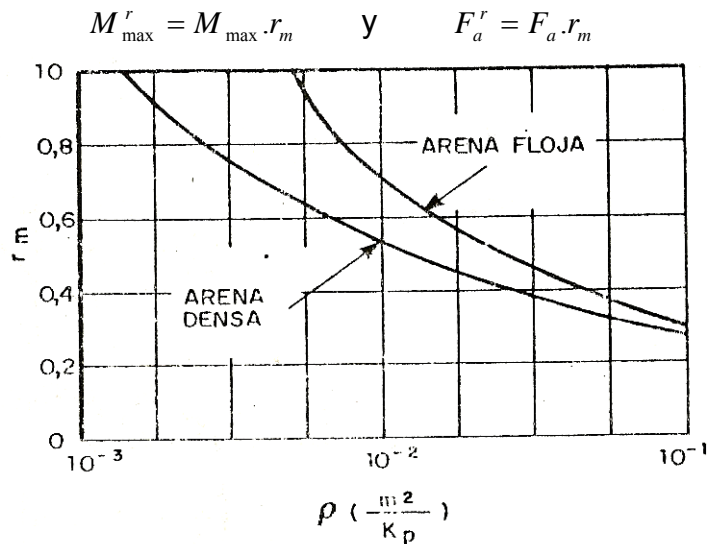


Figura 36

Con la fuerza F_a se determina la longitud del bulbo de anclaje " l_b " en base al diámetro " d " del mismo y a la capacidad friccional " q_f " de la interfase suelo-bulbo, mediante la siguiente ecuación:

$$l_b = \frac{F_a}{\pi \cdot \alpha \cdot d \cdot q_f}$$

Siendo " α " un coeficiente que vale 1 para bulbos simplemente hormigonados y $1,1 < \alpha < 1,2$ para bulbos inyectados en una o varias etapas.

Finalmente debe verificarse la estabilidad del conjunto para una posición supuesta del bulbo, como se indica en la figura 37, y asumiendo una superficie de falla que pasa por el centro del mismo.

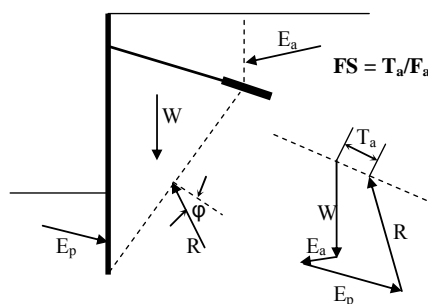


Figura 37

Mediante la composición de las fuerzas conocidas, W , R , E_a y E_p y la dirección del anclaje, se determina la fuerza T_a necesaria para desequilibrar el bloque supuesto. La relación entre esta fuerza y F_a determina el coeficiente de seguridad "FS". Si este valor es menor al fijado como mínimo, se elige una nueva longitud del anclaje y con ella una nueva superficie de falla, operando del mismo modo hasta hallar un FS satisfactorio.

Suelo reforzado: En este tipo de muros (suelo reforzado con geotextiles, tierra armada o soil mailing), al igual que en los de gravedad se requiere de verificaciones: global, al vuelco, deslizamiento, hundimiento y de los esfuerzos internos.

Las dos primeras son iguales a las indicadas para muros rígidos, por lo que no se analizarán en este apartado. Por su parte se analizará la verificación de esfuerzos internos que escapa a lo cánones habituales.

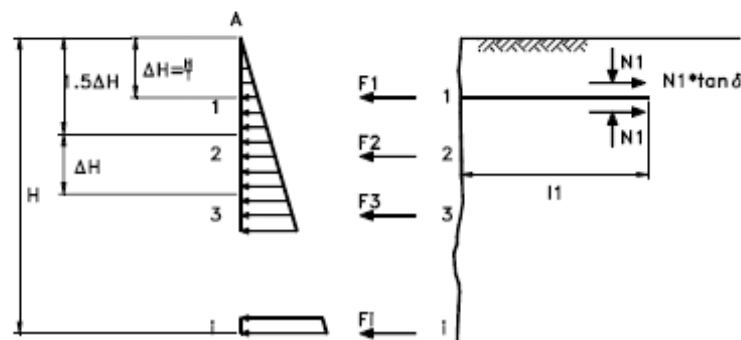
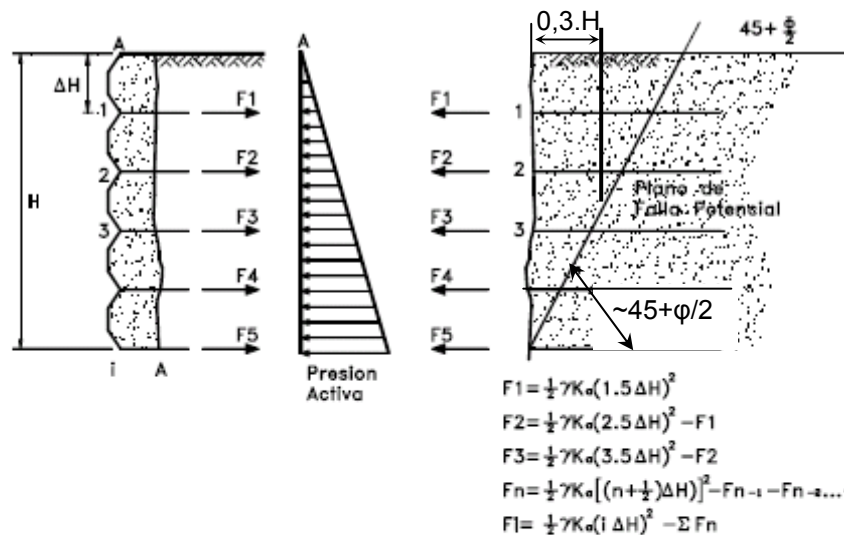


Figura 38

Para determinar la fuerza en cada elemento de refuerzo se asume una distribución de empuje activo y dentro de la zona reforzada un plano de falla potencial, este plano puede formar con la horizontal ($45^\circ + \phi/2$).

La fuerza en cada refuerzo se calcula como la fracción del empuje que tiene incidencia en el mismo en función de su área de influencia, tal como se indica en la figura 38.

La verificación por el denominado “método global” consiste en encontrar el valor de la fuerza resultante “E” del empuje producido a todas las fuerzas actuantes tales como suelo en el trasdós, sobrecargas, fundaciones vecinas, presión del agua, acciones sísmicas, etc. Esa resultante debe ser igual a la resistencia brindada por todos los refuerzos es decir:

$$E = f(q, P, S, H_2O, \gamma) \cdot s \leq T_{adm} \cdot n.$$

Siendo:

E = empuje resultante de todas las acciones internas y externas

s = separación entre refuerzos en dirección perpendicular al plano

n = nº de refuerzos en una vertical determinada

T_{adm} = capacidad resistente admisible de cada refuerzo

Finalmente la longitud del anclaje se verifica en forma similar a lo indicado para calcular la longitud de un bulbo de anclaje. Esta longitud se contabiliza a partir del plano de falla antes delimitado.

5. MUROS BAJO ACCIÓN SÍSMICA

5.1.- Introducción

El considerable número de daños parciales y totales sufridos por estribos de puentes y muros de contención durante los terremotos, pone de manifiesto la necesidad de diseñar estas obras aplicando procedimientos y criterios que permitan establecer un adecuado nivel de seguridad. En orden a reducir los costos, puede resultar conveniente diseñar los estribos aceptando niveles de desplazamiento controlados, sin que esto ponga en peligro la estabilidad de la estructura. Los daños y fallas se asocian con asentamientos de terraplenes, rellenos, desplazamientos, rotaciones o vuelcos de las estructuras, empujes y choques debidos a fuerzas inerciales de la superestructura contra los estribos, pérdida de apoyo de la superestructura, rotura de las losas de aproximación y capas de rodamiento, licuación del suelo de relleno y/o de fundación, etc.

Los empujes dinámicos de suelos sobre estructuras de contención generalmente se determinan mediante un análisis pseudo-estático (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). Este procedimiento, considera desplazamientos prácticamente nulos en el muro, haciendo necesaria una revisión paramétrica de sus variables. Este análisis permitirá la adopción de formulaciones simples, que generalicen aún más su empleo en el diseño de estructuras usuales, para el potencial sísmico de Argentina. Mediante la presentación de casos históricos de daños producidos por acciones dinámicas, se examinan los antecedentes disponibles para la predicción de los desplazamientos (Terzariol et al., 1987a).

Existen procedimientos que permiten estimar el desplazamiento de estribos o muros de contención durante un terremoto (Seed, 1970; Richards, 1979; Elms, 1979; Nadim, 1983). Estos procedimientos permiten establecer un coeficiente sísmico de diseño K_h a ser introducido en el análisis de Mononobe-Okabe, que considere un desplazamiento horizontal aceptable (Musante, 1984; Nadim, 1983; Terzariol, 1987).

Puede admitirse que el sistema se comporta plásticamente una vez alcanzado un cierto nivel de la aceleración del suelo sobre el que se apoya la estructura, deslizando sin que crezca su resistencia. El tratamiento se limita al comportamiento de estructuras que se encuentran por encima del nivel freático y que sostienen suelos no cohesivos.

De este análisis quedan excluidos los casos en que existen elementos que impidan estos desplazamientos (tensores de anclaje, pilotes inclinados, etc). La aplicación de los procedimientos para fundaciones mediante pilotes verticales queda condicionada a que los desplazamientos admitidos para el estribo o muro resulten compatibles con la capacidad de deformación de los pilotes (Yang y Jeremil, 2002; Burdette et al. 2001; Ashour y Norris, 2003). En base a ello es posible formular criterios para el proyecto, a través de un procedimiento simplificado de diseño basado en ábacos que contemplan los parámetros tradicionales con la posibilidad de considerar desplazamientos preestablecidos (Terzariol et al., 1987b).

5.2.- Revisión de daños ocurridos en estribos de Puentes

La falla en estribos depende de las características de estabilidad del suelo. Si bien los daños registrados en suelos dinámicamente estables son similares a los observados en el caso de suelos dinámicamente inestables, debe tenerse en cuenta que las causas originarias de los problemas son diferentes y así lo será su análisis y solución.

Suelos Dinámicamente Inestables		Suelos Dinámicamente Estables
Licuefacción Generalizada	Licuefacción Localizada	
<p>Vuelco por falla rotacional afectando el suelo de relleno y la fundación.</p> <p>Asentamientos de terraplenes constituidos por arenas sueltas saturadas.</p>	<p>Vuelco por rotación de la fundación.</p> <p>Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente por deslizamiento del suelo de fundación sobre lentes de material licuable</p>	<p>Vuelco hacia el centro del puente del estribo y/o muro de ala, incluso con arrancamiento de partes de estas obras.</p> <p>Choques entre estribos y superestructura.</p> <p>Desplazamientos del muro.</p> <p>Asentamiento del relleno.</p> <p>Rotación de estribos y/o tablero del puente.</p> <p>Perdida de sustentación de la superestructura.</p>

Se listan a continuación algunos de los principales daños observados en estribos de puentes y muros de sostenimiento sometidos a sismos de magnitud importante.

<u>Sismo</u>	<u>Año</u>	<u>Magnitud</u>	<u>Daños</u>
Kitaizu	1930	7.1	Falla localizada en muros de gravedad.
Shizuoka	1935	8.0	Colapso en muros de contención.
Tonankai	1944	8.2	Desplazamientos en muros de contención.
Nakai	1946	8.1	Falla en muros de contención, movimientos en muros de gravedad.
Tokachioki	1952	7.8	Movimientos en muros de gravedad.
Chile	1960	8.4	Volcamiento en muros de gravedad. Desplazamientos en muros de contención anclados.
Niigata	1964	7.5	Desplazamiento en muros de contención anclados. Rotación en muros de gravedad.
Inangahua. Nueva Zelandia	1968	7.1	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Asentamientos del 10% al 15% de la altura del estribo.
San Fernando. California, USA	1971	6.6	Desplazamientos transversales relativos entre el tablero y el estribo de ~30 cm. Asentamientos del relleno. Daños en fundaciones mediante pilotes. Roturas de pavimento asfáltico. Fisuras por flexión en estribos, por desplazamientos de tableros.
Managua. Nicaragua	1972	6.3	Asentamientos del relleno de 15cm a 20 cm. Asentamientos en terraplenes de acceso.
Friuli. Italia	1976	6.4	Deformación del tablero. Giro de la superestructura apartando el tablero de los estribos. Daños en los muros de ala, falla del estribo. Asentamiento del relleno.

<u>Sismo</u>	<u>Año</u>	<u>Magnitud</u>	<u>Daños</u>
Tangshan. China	1976	7.6	Vuelco por falla rotacional afectando el suelo de relleno y la fundación. Asentamientos de terraplenes constituidos por arenas sueltas saturadas. Colapso de tramos de tableros por inclinación de pilas debido a deslizamiento de estribos. Desplazamiento hacia el centro del puente. Pandeo de rieles ferroviarios por movimiento desfasado de estribos.
Argelia	1980	6.0	Asentamientos en los terraplenes de acceso.
Campania Basilicata. Italia	1980	6.8	Asentamientos de rellenos. Pandeo de barandas. Aumento de fisuras existentes.
Coalinga. California. USA	1983	6.5	Asentamientos entre 15cm a 20cm en terraplenes de acceso. Rotura de pavimento. Rotación de estribo. Grietas en losa de aproximación. Desplazamiento de muros de contención y agrietamiento en terraplenes de acceso
Chile	1985	7.4	Daños en estribos. Asentamientos en terraplenes de acceso.
San Salvador. El Salvador	1986	7.6	Daños en estribos de puentes y carreteras. Destrucción en edificios
Napo. Ecuador	1987	6.8	Fallas en taludes. Colapso de puentes por volcamiento de estribos
Spitak y Leninakan. Armenia	1988	6.9	Colapso en edificios modernos. Derrumbes en rocas y muros de contención.
Loma Prieta. USA	1989	7.1	Daños en puentes y vías de comunicación. Daños en construcciones de mampostería y muros
Luzon. Islas Philipinas	1990	7.8	Colapso de puente. Vuelco por falla rotacional afectando la fundación.
Ezzincan. Turquía	1992	6.8	Desplazamiento y falla localizada en muros de gravedad.
Northridge. USA	1994	6.7	Desplazamientos entre el tablero y el estribo. Asentamientos en terraplenes de transición.
Kobe. Japón	1995	7.2	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Fisuras en losa de aproximación. Grandes asentamientos en terraplenes de acceso. Rotación de estribo. Desplazamiento de muros de contención.
Cariaco. Venezuela	1997	6.9	Agrietamiento y rotaciones en muros.
Ji-Ji. Taiwan	1999	7.6	Deformación en estribos de puentes. Licuación en arenas. Fisuras en muros de gravedad. Daños en vías de comunicación y terraplenes de aproximación.
Gujarat. India	2001	7.5	Agrietamiento en terraplenes de acceso a puentes. Rotación y desplazamiento de estribos en diferentes puentes. Severos daños en vías de comunicación.

Sismo	Año	Magnitud	Daños
Marruecos	2002	6.5	Desplazamiento de muros de contención.
Chiriqui. Panamá	2003	6.0	Daños en estribos de puentes y en vías de comunicación, con grietas de 2 a 4"
Enarotali. Indonesia	2004	6.9	Graves daños en edificios puentes y viviendas.

5.3.- Métodos de diseño

Se han desarrollado diferentes hipótesis de diseño y dentro de las mismas aparecen diversos métodos. Algunas de las metodologías existentes se indican en la Tabla siguiente.

La diferencia entre las hipótesis radica fundamentalmente en permitir desplazamientos del muro durante el evento sísmico. A su vez dentro de cada hipótesis se han desarrollados metodologías simplificadas para calcular los empujes bajo acciones sísmicas

Hipótesis	Métodos	
Desplazamientos restringidos	Okabe (1926) y Mononobe (1929) Kapila (1962) Arango (1969) Matsuo y O'Hara (1960)	
	Métodos simplificados	Seed y Whitman (1970) Terzariol et al. (1987b)
Desplazamientos controlados	Richards y Elms (1979) Zarrabi (1979) Wong (1982) Terzariol et al. (1987a)	

5.3.1.-Teorías basadas en muros con desplazamientos restringidos

Formulación de Mononobe y Okabe

Formulación General:

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo-estructura, para ello algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido, y que los desplazamientos laterales son despreciables.

Con estas limitaciones Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla

actuando sobre un muro de contención (Coulomb, 1776). La formulación consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante con una serie de hipótesis a través de coeficientes sísmicos, horizontal y vertical, representativo del terremoto, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Característica	Hipótesis
Desplazamiento del Estribo	1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior
Tipo de suelo	Granular, no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento Rígido-Plástico. Sólido Rígido. Aceleraciones inducidas uniformes.
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante.

Este método pseudo-estático consiste, en determinar el empuje activo dinámico (K_{ad}), planteando el problema de la siguiente manera (Figura 39):

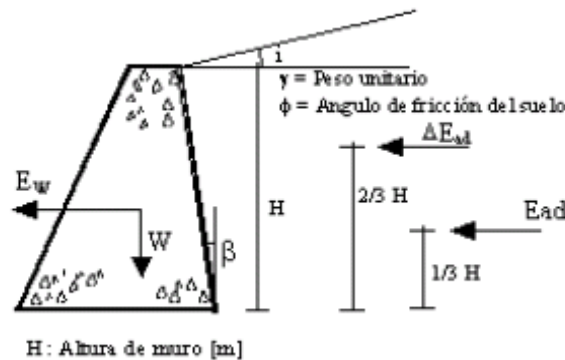


Figura 39

El empuje activo dinámico (E_{ad}) responde a la expresión;

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$$

Siendo γ el peso unitario del suelo de relleno, H la altura de muro de contención, K_v el coeficiente sísmico vertical y K_{ad} el coeficiente de empuje activo dinámico.

A los efectos de verificar al vuelco y deslizamiento debe adicionarse el efecto inercial, Richard y Elms (1979) establecieron un coeficiente C_i , que permite

determinar el peso del muro necesario para evitar el vuelco y deslizamiento, considerando el empuje activo y la masa del muro.

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico se obtienen mediante expresiones que contemplan características geométricas y el parámetro geotécnico del suelo considerado.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna, δ es el ángulo de fricción entre muro y suelo, i es el ángulo de inclinación del relleno, β es el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo y se obtiene como:

$$\theta = \text{arctg} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

El procedimiento para el diseño y verificación de estribos mediante la formulación de Mononobe-Okabe puede resumirse de la siguiente manera:

- | | |
|--|--|
| 1. Determinar el empuje activo en condiciones estáticas. | $E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_a$ |
| 2. Calcular el empuje activo dinámico | $E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$ |
| 3. Obtener el incremento dinámico de empuje ΔE_{ad} | $\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a$ |
| | E_a actúa a 1/3 de H medido desde la base. |
| | ΔE_{ad} actúa a 0,6 de H medido desde la base. |
| 4. Determinar le peso del muro para resistirle vuelco y deslizamiento. | $W = C_i \cdot E_{ad}$ |

Los resultados de este método pueden considerarse conservadores si se tiene en cuenta que estructuras de contención que no verifican según este método, no han volcado durante sismos severos. Ello se debe a que se produjeron desplazamientos en los muros sin que los mismos salieran de servicio.

Análisis de la incidencia de los parámetros en la formulación de Mononobe y Okabe.
La magnitud del empuje es función directa del coeficiente K_{ad} , el que a su vez depende de una serie de factores incluidos en la formulación de Mononobe y Okabe.

Estos factores son:

- i: pendiente del relleno
- ϕ : ángulo de fricción interna

K_h : coeficiente sísmico horizontal
 β : inclinación del muro de contención
 δ : ángulo de rozamiento muro-suelo

Seed (1970) y Terzariol, et al (1987b), estudiaron la influencia de alguno de estos parámetros, como ser la pendiente de relleno, el ángulo de rozamiento suelo-muro, y el ángulo de fricción interna del suelo con el coeficiente sísmico. De esos estudios puede concluirse que el ángulo (δ), no tiene prácticamente influencia mientras que el ángulo de fricción interna (ϕ) es la variable mas significativa. Por su parte la pendiente del relleno (i) debe estar limitado para que la fórmula no sea indeterminada.

En la Figura 40 se ha graficado la variación del coeficiente de empuje K_{ad} en función del ángulo de fricción, el componente sísmico y la inclinación del muro (β).

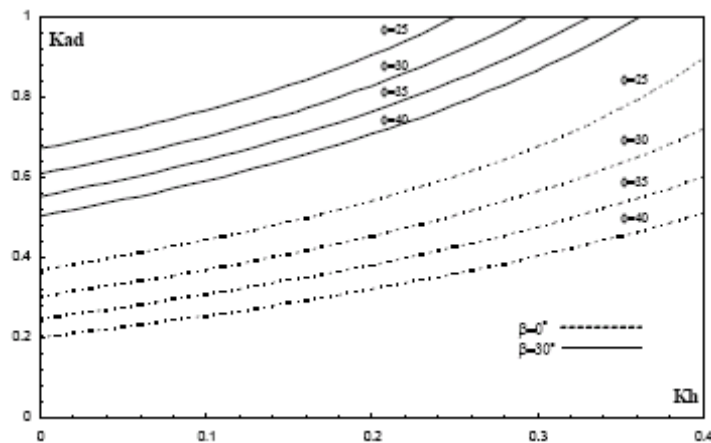


Figura 40

Como se aprecia, la incidencia de estos parámetros es significativa en especial en medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal (K_h) Terzariol et al. (1987), por otra parte demostró que no existen variaciones significativas si en lugar de considerar dos empujes (E_{ad} y ΔE_{ad}), se considera el empuje total actuando a $0,5 H$.

Método Simplificado

La formulación de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en Juego, tiene limitaciones. Las variables no son independientes entre si y las mismas se encuentran acotadas por ciertos límites. Por otra parte estas variables en la practica toman valores bastante definidos.

A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de factores geotécnicos con sus correspondientes imprecisiones, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad o incertidumbre.

Es por todo esto que se justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

En base a estas calibraciones numéricas se han derivado dos fórmulas simples para obtener el incremento del coeficiente del empuje activo por efectos sísmicos (K_{ad}). Estas ecuaciones se plantean en función de K_h y, para $K_v = i = 0 = \beta$, y en grados sexagesimales.

$$\text{Si } 0 < K_h < 0.2 ; \Delta K_{ad} = \left(1.155 - \frac{\phi}{75}\right) K_h$$

$$\text{Si } 0.2 < K_h < 0.35 ; \Delta K_{ad} = \left(\frac{\phi}{560}\right) - 0.08 + \left[\left(1.6 - \frac{\phi}{45}\right) K_h\right]$$

Estas fórmulas se han desarrollado, entre estos límites considerando que para las zonas sísmicas previstas para Argentina por el reglamento INPRES-CIRSOC 103, aún para desplazamientos muy pequeños, el máximo valor probable es 0.35. Con el empleo de las mismas se puede enunciar un procedimiento, que se sintetiza a continuación:

1. Calcular el coeficiente de empuje activo estático K_a , por la teoría de Coulomb, mediante métodos analíticos, gráficos, etc.
2. Seleccionar ponderadamente el coeficiente K_h más adecuado de acuerdo al problema en cuestión.
3. Determinar el incremento del coeficiente del empuje activo ΔK_{ad} mediante la fórmula simplificada correspondiente.
4. Obtener el coeficiente de empuje activo dinámico y el empuje activo dinámico total de la siguiente forma;

$$K_{ad} = K_a + \Delta K_{ad}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

Aplicar este esfuerzo a una altura 0.5 de H para realizar las verificaciones estáticas correspondientes.

5.3.2.- Teorías basadas en muros con desplazamientos controlados

Existen estructuras, como ser estribos de puentes o muros que no poseen restricciones significativas al desplazamiento o giro. En estos casos estos desplazamientos, siempre que no interfieran con otras estructuras o instalaciones, resultan en empujes dinámicos menores que los obtenidos para desplazamientos

restringidos, con la consiguiente disminución de las disminuciones de las estructuras.

El desplazamiento total que a causa de acciones sísmicas, sufre una estructura de gravedad no restringida, se produce en forma incremental. Esto es, por acumulación de pequeños desplazamientos producidos por etapas (Terzariol, 1987b).

Considerando un muro de sostenimiento sometido a un movimiento sísmico, cuando la aceleración del suelo está dirigida hacia el relleno, las fuerzas de inercia actúan hacia fuera tendiendo a desplazar al muro en este último sentido. Para un cierto valor de la aceleración, se produce el estado límite de las fuerzas friccionales en la base de la estructura y el muro se desplaza hacia afuera con relación a la base, y la situación es de empuje activo. Por el contrario, si la aceleración del suelo está dirigida hacia fuera, las fuerzas de inercia iniciales están dirigidas hacia adentro, y la situación es de empuje pasivo requiriendo fuerzas muy elevadas para producir la falla del suelo. Terzariol et al. (1987) plantean el modelo como una situación de resistencia no simétrica, ya que bajo excitaciones sísmicas solo resultan posibles desplazamientos en la dirección hacia afuera del relleno.

La descripción anterior representa una modelación simplista del fenómeno, sin embargo, la observación de ensayos y situaciones reales tiende a confirmar el comportamiento de falla incremental. Ante el modelo de comportamiento indicado, resulta posible aplicar el procedimiento desarrollado por Newmark (1965), para el cálculo de desplazamientos de presas. Este procedimiento considera un bloque rígido que permanece sobre una superficie rugosa, plana y horizontal, sujeta a una sollicitación sísmica. Se admite que, cuando se supera la resistencia friccional, el bloque puede moverse solamente en una dirección con una aceleración constante (comportamiento rígido-plástico).

Richards y Elms (1979), a partir del criterio de Newmark (1965) para bloques deslizantes, desarrollaron un procedimiento para la estimación de desplazamientos y el diseño de muros y estribos de gravedad, considerando que constituyen un sistema dúctil (rígido-plástico) y que puede aceptar desplazamientos permanentes de algunos centímetros.

Resulta interesante destacar que el valor del desplazamiento permanente total, depende de los parámetros característicos del movimiento del suelo y del coeficiente sísmico horizontal K_h que se adopte para la estructura. Es decir que las características del muro o estribo están implícitamente contenidas en el valor de K_h , que por otra parte, está representando la resistencia al deslizamiento. A partir de la posibilidad de predecir el desplazamiento se pueden desarrollar procedimientos de diseño basados en la adopción de un desplazamiento aceptable para el movimiento del muro.

Método de Richard y Elms

El procedimiento desarrollado por Richards y Elms (1979) puede sintetizarse en los siguientes pasos:

1. Adoptar un valor aceptable del máximo desplazamiento (d_R). Este valor deberá resultar compatible con la performance requerida a la estructura en función de los niveles de aceptación que se adopten. Si hubieren conexiones entre el estribo y la superestructura del puente, las mismas deberán ser detalladas para permitir este desplazamiento con adecuado margen.
2. Seleccionar valores apropiados de la aceleración máxima (A_g) y de la velocidad máxima (V) que caracterizan el input sísmico.
3. Determinar el coeficiente sísmico horizontal límite K_h que representa la resistencia al deslizamiento con que debe diseñarse el muro.

$$\frac{K_h}{A} = \left(\frac{0.087V^2}{d_R A_g} \right)^{0.25}$$

4. Utilizar el valor de K_h así determinado para evaluar los empujes activos del suelo y de las fuerzas de inercia derivadas del peso de la estructura. Para la determinación del empuje activo del suelo se recomienda el empleo de la fórmula de Mononobe (1929) y Okabe (1926).
5. Establecer el peso del muro requerido para equilibrar las fuerzas operantes considerando las fuerzas inerciales que se generan sobre el muro mismo. Se recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.5 sobre el peso de la estructura así calculado, para cubrir incertidumbres del procedimiento. Así mismo se sugiere que el muro o estribo sea diseñado para que la falla se produzca antes por deslizamiento que por vuelco.

Método Simplificado

A partir del análisis detallado de los estudios, de las consideraciones mencionadas y mediante la realización de calibraciones numéricas, Terzariol et al (1987a) desarrollaron criterios de cálculo simplificados para la evaluación de desplazamientos y desarrollaron fórmulas para el diseño aplicables a las condiciones de acciones sísmicas establecidas en el reglamento INPRES-CIRSOC 103. La ecuación propuesta para determinar la aceleración límite es;

$$\frac{K_h}{A} = \frac{1}{9.4} \ln \left[A \left(\frac{V}{A} \right)^2 \right] - 0.246 - \frac{d_R}{47}$$

Adoptando los valores correspondientes para las aceleraciones máximas del suelo por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 en función de la zona sísmica y

considerando $g.scm100AV=$ se obtuvieron las formulaciones simplificadas que a continuación se presentan;

<u>Zona sísmica</u>	<u>Kh</u>	<u>Ecuación</u>
4	0.35	$Kh/A = 0.622 - d_R/47$
3	0.25	$Kh/A = 0.586 - d_R/47$
2	0.18	$Kh/A = 0.551 - d_R/47$
1	0.10	$Kh/A = 0.489 - d_R/47$

5.4.- Formulación propuesta por Terzariol (2004)

La fórmula de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en juego, presenta una serie de limitaciones. Las variables no son independientes entre sí, tienen diferentes influencia y se encuentran acotadas por ciertos límites. A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de ensayos geotécnicos con sus correspondientes incertidumbres, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad. Todo esto justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

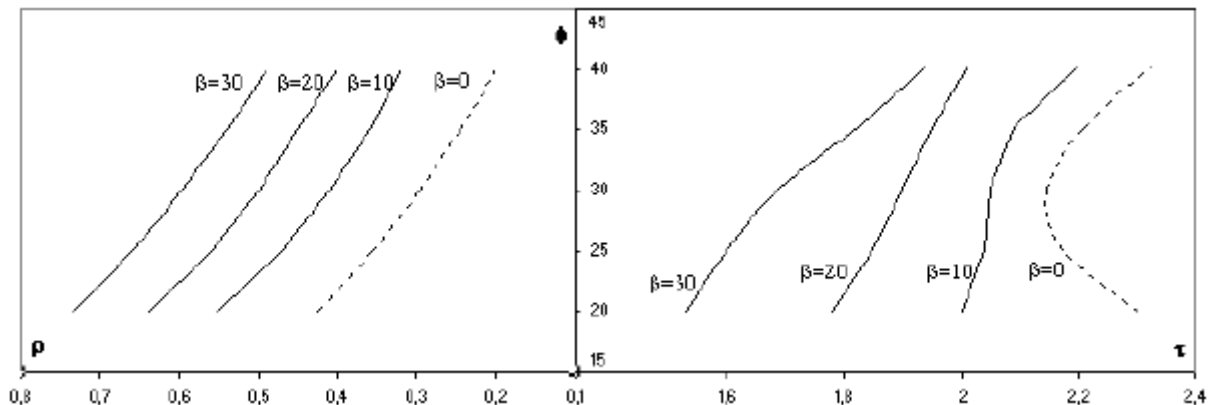


Figura 41

Se propone una expresión simplificada junto con nomogramas para la evaluación del empuje activo sobre muros de contención. La formulación presentada se obtiene a partir de aproximaciones exponenciales para las curvas resultantes del modelo de Mononobe y Okabe. En forma general la misma puede expresarse con la siguiente expresión;

$$K_{ad} = \rho \cdot e^{\tau \cdot Kh}$$

Siendo $(\rho \text{ y } \tau) = \varphi(i, \varphi, \beta)$ parámetros de calibración. La Figura 41 muestra la relación entre parámetros de calibración para el modelo propuesto en función del ángulo de fricción (φ) .

La Figura 42 muestra el ajuste del modelo propuesto para diferentes condiciones de las variables .

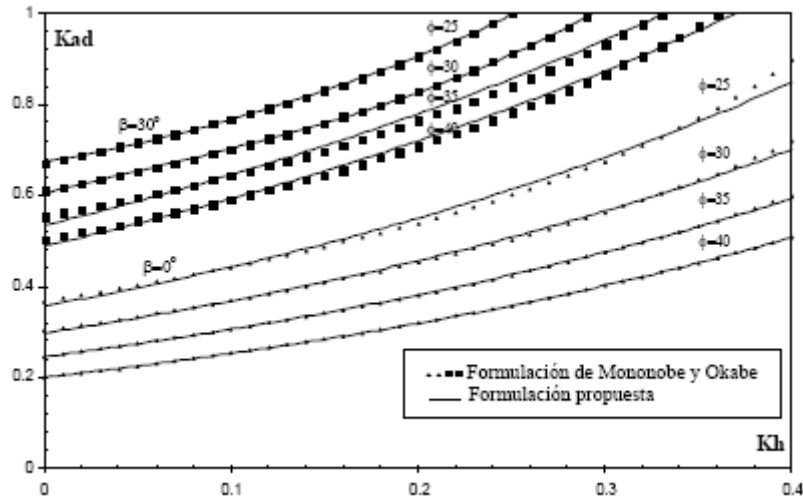


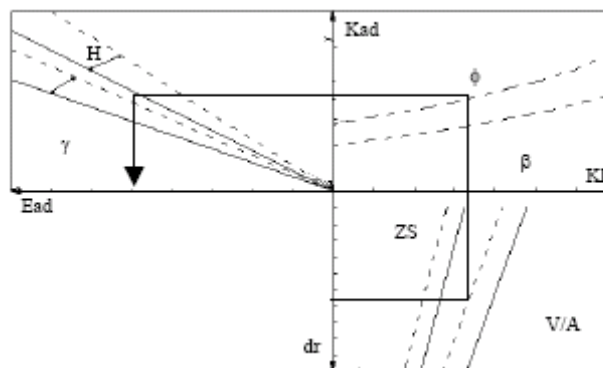
Figura 42

A esta formulación debe adicionarse una simplificación en la metodología de verificación al vuelco y desplazamiento, considerando que la resultante del empuje dinámico E_{ad} , actúa a $1/2 H$. Estas formulaciones pueden combinarse con los desplazamientos controlados dando lugar a una metodología de diseño que puede resumirse de la siguiente manera;

1. Con el ángulo de fricción del suelo ingresar a la Figura 41, y obtener los valores de ρ y τ
2. Con los resultados del punto anterior, calcular K_{ad}
3. Obtener el empuje activo dinámico total

5.4.1.- Nomogramas de Cálculo

El resultado de la formulación propuesta se presentan en nomogramas. La utilización de los nomogramas presentados permite evaluar el empuje de manera práctica, sin la necesidad de emplear formulas complejas.



En las Figuras 42 y 43 se presentan los nomogramas propuestos para la evaluación de empuje activo, bajo una combinación de las diferentes variables que intervienen en el problema. Los mismos están, diseñados para las aceleraciones de las diferentes zonas sísmicas de Argentina, según lo establecido por el reglamento INPRES-CIRSOC 103. A continuación se muestran los nomogramas propuestos, donde se indican las variables intervinientes.

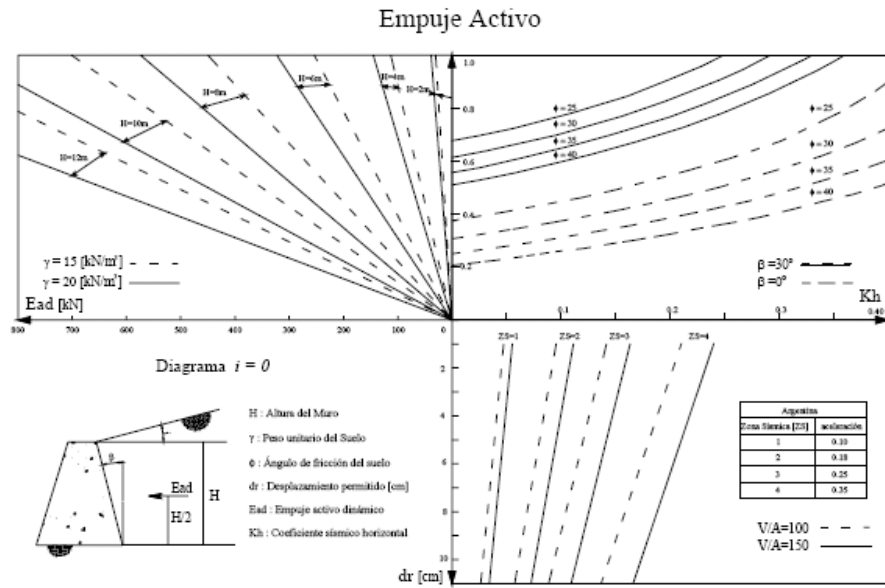


Figura 43

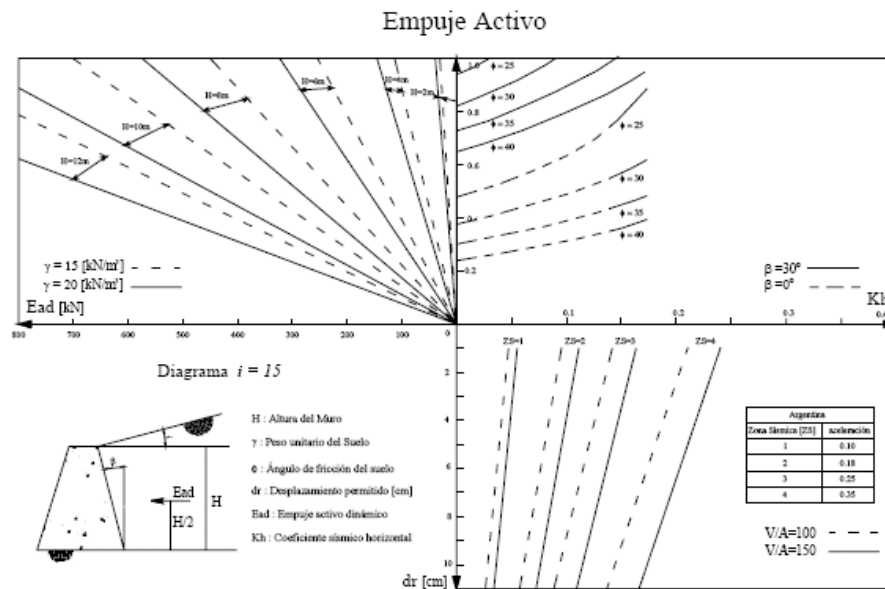
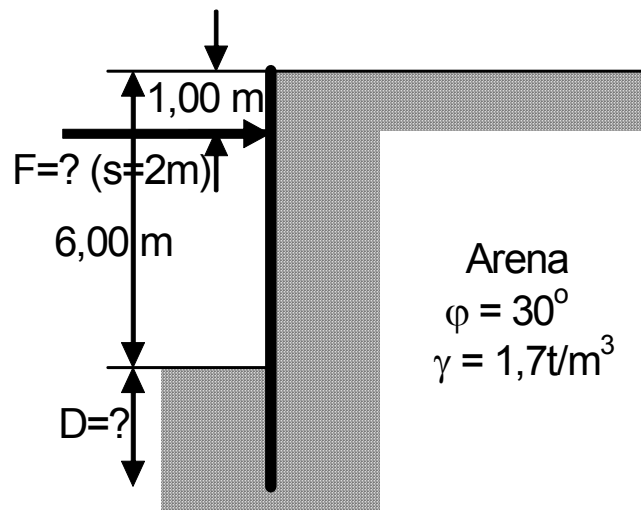


Figura 44

A N E X O

A.- CALCULO DE UNA PANTALLA DE TABLESTACAS METÁLICAS

Para la pantalla metálica de la figura, determinar la profundidad mínima de empotramiento (D), la fuerza en el puntal (F), y si el momento resistente ($W_{res} = 280 \text{ cm}^3$) de una tablestaca de 30 cm. de ancho es mayor que el necesario (W_{nec}), aplicando el Método Americano, sabiendo que la separación (s) entre puntales es de 2,0 metros.



RESOLUCION:

Coefficientes de empuje activo y pasivo

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(30^\circ) = 0,333 \quad \text{y} \quad K_p = \frac{2}{3} \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(60^\circ) \cong 2,0$$

Presión horizontal activa y pasiva a una profundidad "z"

$$\sigma_{ha} = K_a \cdot \gamma \cdot z = 0,333 \cdot 1,7 \cdot z = 0,57 \cdot z \quad \text{y} \quad \sigma_{hp} = K_p \cdot \gamma \cdot z = 2,0 \cdot 1,7 \cdot (z - 6) = 3,4 \cdot (z - 6)$$

Empuje horizontal activo y pasivo a una profundidad "z"

$$E_a = \sigma_{ha} \cdot \frac{z}{2} = 0,285 \cdot z^2 \quad \text{y} \quad E_p = \sigma_{hp} \cdot \frac{(z - 6)}{2} = 1,7 \cdot (z - 6)^2$$

Momentos flectores debidos a Empujes activo y pasivo a una profundidad "z"

$$M_a = E_a \cdot \frac{z}{3} = 0,095 \cdot z^3 \quad \text{y} \quad M_p = E_p \cdot \frac{(z - 6)}{3} = 0,57 \cdot (z - 6)^3$$

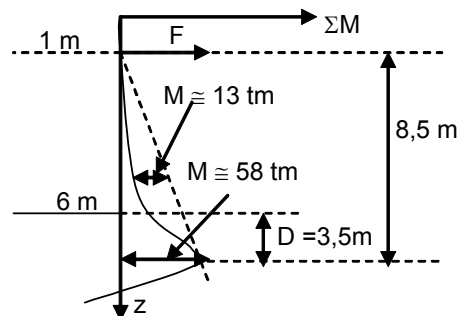
Sumatoria de momentos a la profundidad "z"

$$\Sigma M = M_a - M_p [tm]$$

Para facilitar el cálculo se realiza la tabla siguiente:

Prof (m)	M _a (tm)	M _p (tm)	ΣM (tm)
1,0	0,095	--	0,095
2,0	0,76	--	0,76
3,0	2,56	--	2,56
4,0	6,08	--	6,08
5,0	11,87	--	11,87
6,0	20,52	--	20,52
7,0	32,58	1,0	31,58
8,0	48,6	4,6	44,0
9,0	69,25	15,4	53,85
10,0	95,0	36,5	58,5
11,0	126,44	71,19	55,25
12,0	164,16	123,0	41,16
13,0	208,71	229,81	-21,1
14,0	260,68	343,04	-82,36

Gráfico de Sumatoria de momentos flectores:



Profundidad mínima de empotramiento

$$D_e = 1,2 \times 3,5 \sim 4,0 \text{ m}$$

Fuerza en el puntal (sep. cada 2,0 m)

$$F = (58/8,5) \times 2,0 \times 0,85 \sim 11,5 \text{ t}$$

Las características mecánicas de las tablestacas son: $W_{res}=281 \text{ cm}^3$, $J_{e\text{xis}}=1054 \text{ cm}^4$, $b = 30 \text{ cm}$ y $\sigma_{adm} = 1200 \text{ kg/cm}^2$)

$$\rho = \frac{600^4}{2 \cdot 10^{10} \cdot 1054} = 5,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 / \text{kg} \rightarrow r_m = 0,85 \rightarrow M^f_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 0,85 \times 13 = 11 \text{ tm}$$

$$M^f_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 11 \text{ tm/m} = 1,1 \times 10^6 \text{ kg}\cdot\text{cm/m} \rightarrow W_{nec} = 1100000/1200 = 916 \text{ cm}^3/\text{m}$$

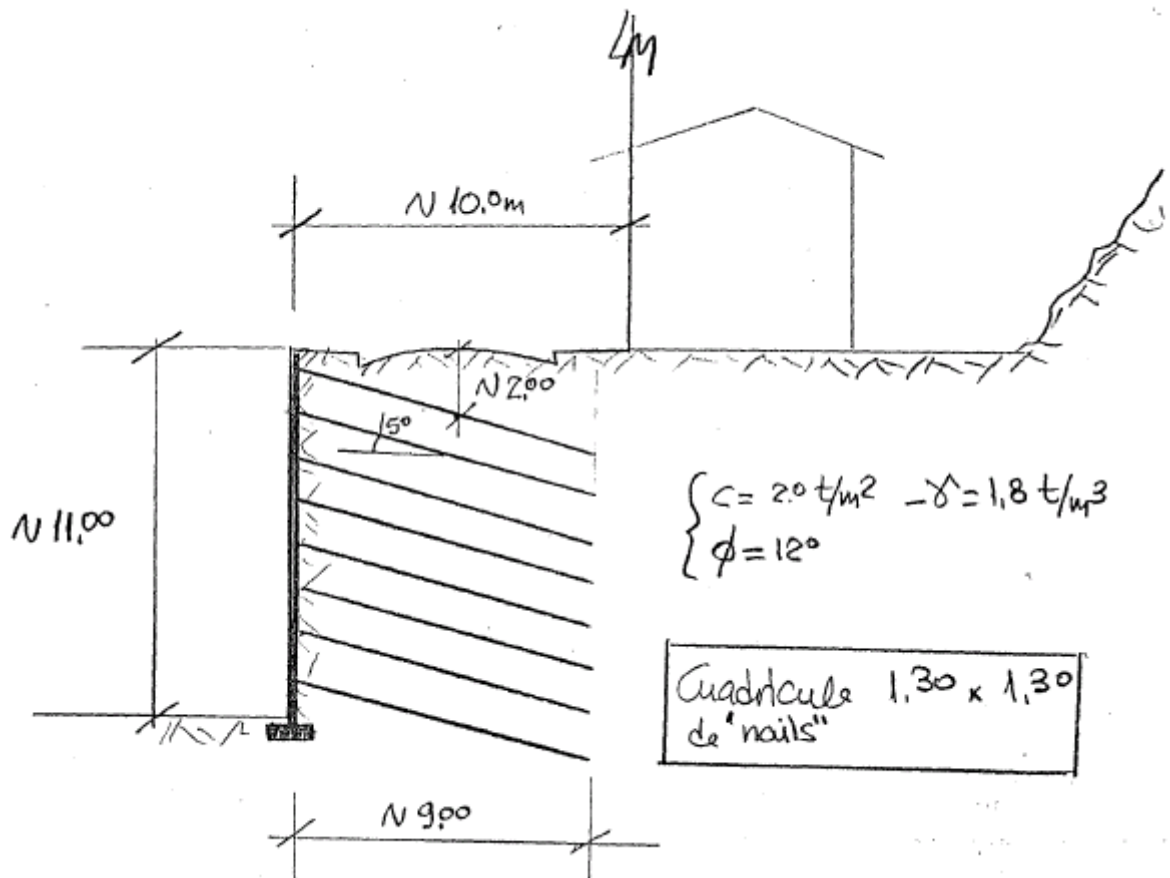
Como la tablestaca tiene 30 cm de ancho

$$W_{nec} = 0,3 \times 916 = 275 \text{ cm}^3 < 281 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{O.K.}$$

Restaría por dimensionar el puntal sometido a una carga de compresión de 11,5 t.

B.- CALCULO DE SUELO REFORZADO

Dimensionar el la contención para la obra esquematizada en la figura mediante "soil nailing", de acuerdo al criterio de verificación global. Se trata de una excavación de 11,00 metros en una ladera formada por roca meteorizada y suelo limo arcilloso con clastos inmersos en su matriz.



➔ Empuje de Suelos

Características del suelo

(S/ Estudio de Suelos de ARRT y J.J. Marozzi)

$$\phi \cong 12^\circ / 17^\circ$$

$$H \cong 11 \text{ m}$$

$$c = 2^\circ / 3^\circ \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

● Empujes estáticos

$$\frac{c}{\gamma \cdot H} = \frac{2^\circ}{1.8 \cdot 11} = 0.10 > 0.05$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = 0.66$$

$$K_c = K_a \left(1 - \frac{4c}{\gamma H \sqrt{K_a}}\right) = 0.66 \left(1 - \frac{4 \cdot 2^\circ}{1.8 \cdot 11 \sqrt{0.66}}\right) = 0.33$$

$$q_s = K_c \cdot \gamma \cdot H \cong 6.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{debido al suelo})$$

$$q_p = K_a \cdot p \cong 1.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{debido a sobrecarga } p = 2^\circ \frac{\text{t}}{\text{m}^2})$$

● Empujes dinámicos debidos a sismo:

• Lugar : Ciudad de Salta

• Zona sísmica : 3

• Coef. sísmico adoptado para muros de contención:

$$C_s = 0.25$$

Aplicando expresión de Seed, basada en método de Mononobe-Okabe:

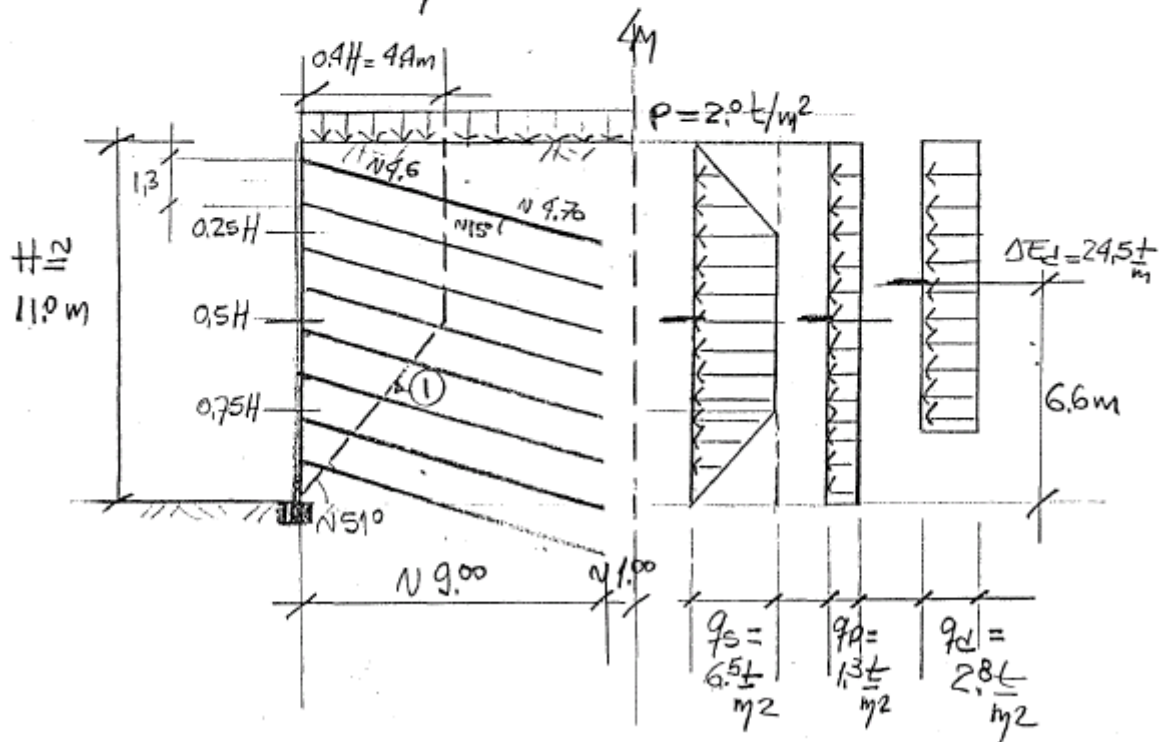
$$\Delta E_d = 0.375 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot c_s + 0.75 \cdot p \cdot H \cdot c_s$$

$$\therefore \Delta E_d = [0.375 \cdot 1.8 \cdot (11)^2 \cdot 0.25 + 0.75 \cdot 2.0 \cdot 11 \cdot 0.25] \frac{t}{m}$$

$$\Delta E_d = 24.5 \frac{t}{m} \quad (\text{aplicado a } \frac{3}{5} H = 6.6 \text{ m})$$

Se adopta diagrama uniforme sobre una longitud $l_s = 2 \times (11 - 6.6) \text{ m} = 8.8 \text{ m}$

$$q_d = \frac{24.5}{8.8} \frac{t}{m^2} \approx 2.8 \frac{t}{m^2}$$



① Simplificación de espiral logarítmica (Sup. de falla) $r = r_0 \cdot \alpha^{\theta \pm \phi}$

➔ Verificación de tensores ("nails")

$$T_m \stackrel{N}{=} (q_s + q_p + q_d) \cdot S_i = 10.6 \frac{t}{m^2} \cdot (1.3)^2 m^2 \stackrel{N}{=} 18.6 t$$

(Cuadrícula $1.30 \times 1.30 m^2$)

Tensión admisible (interacción suelo-nail)

$$T_{adm_f} = \pi \cdot D \cdot L \cdot n_d (c + \bar{q} \cdot \tan \phi)$$

$D = 0.10 m$ (Diámetro nominal de la perforación)

$L \stackrel{N}{=} 46 m$ (Long. del anclaje)

$n_d \stackrel{N}{=} 1.2$ (Coeficiente empírico de aumento del diámetro por presión de inyección).

$c = 2.0 \frac{t}{m^2}$ (Valor de la cohesión)

$\bar{q} = 0.5 \times 100 \frac{t}{m^2} = 50 \frac{t}{m^2}$ (Tensión efectiva sobre el anclaje, adoptado como 0.5 de la presión de inyección)

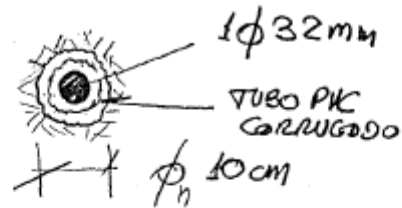
$\phi \stackrel{N}{=} 12^\circ$ (Ángulo de fricción)

$$T_{adm_f} = \pi \times 0.10 \times 46 \cdot 1.2 (2 + 50 \cdot \tan 12^\circ) t \stackrel{N}{=} 22.0 t$$

$$T_{adm} > T_m / \cos 15^\circ = 18.6 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Si bien es discutida la existencia de solicitaciones por corte en el "nail", la tendremos en cuenta en la presente M. de C.

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ_n}{k \cdot \phi}}$$



L : Long característica

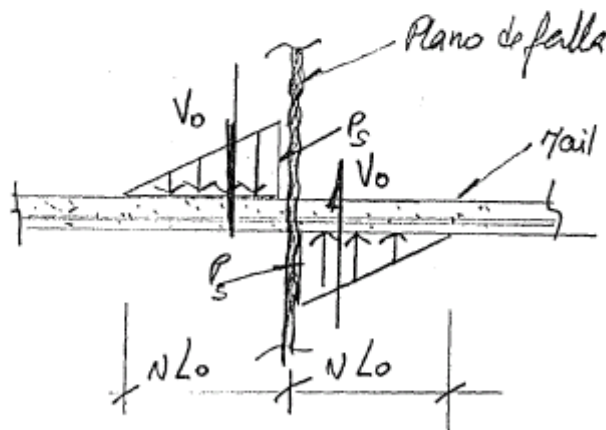
E : Módulo de elast. del hormigón de la cabeza $E \approx 200000 \text{ kg/cm}^2$

J_n : Momento de inercia del "nail" $J_n \approx 200 \text{ cm}^4$

k : coef. de balasto del suelo $k \approx 25 \text{ kg/cm}^3$

ϕ : diámetro del "nail" $\phi_n = 10 \text{ cm}$

$$L_0 \approx 50 \text{ cm}$$



Corte que produce la presión del terreno sobre el "nail":

$$V_0 = \frac{p_s \cdot \phi_n \cdot L_0}{2} \approx \frac{1.5 \times 10 \times 50}{2} \text{ kg} = 375 \text{ kg}$$

Momento producido por V_0

$$M_{mdx} = \frac{V_0 \cdot L_0}{3} = 6250 \text{ kg cm}$$

$$M_{adm} \approx \frac{M_0}{1,5} \approx \frac{10000 \text{ kg cm}}{1,5} = 6667 \text{ kg cm}$$

$$M_{mdx} < M_{adm} \Rightarrow \underline{\text{VERIFICA}}$$

$$\underline{V_{adm}} = \frac{F_z \cdot f_{yk}}{2 \cdot 1,5} = \frac{809 \cdot 4200 \text{ kg}}{2 \cdot 1,5} = 11256 \text{ kg}$$

$$\underline{T_{adm}} = \frac{F_z \cdot f_{yk}}{1,5} = 22512 \text{ kg}$$

\therefore

$$\frac{T_n}{T_{adm}} + \frac{V_0}{V_{adm}} = \frac{18000}{22512} + \frac{375}{11256} = 0,83 < 1$$

VERIFICA

● Tabique de HPA° (revestimiento)

$$q \approx 0,5 \cdot (q_s + q_p + q_d) \approx 5,3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$M = \frac{(1,30 \cdot 5,3) \cdot (1,3)^2}{10} \text{ tm} = 1,16 \text{ tm}$$

Dimensionamiento $h/d = 12/15$

$$M_d = 1,34 \frac{\text{tm}}{\text{m}} \Rightarrow F_{\text{R}} = 5,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \Rightarrow \phi 10/15$$

\therefore Se adopta malla $\phi 10/15$ (interior y exterior)

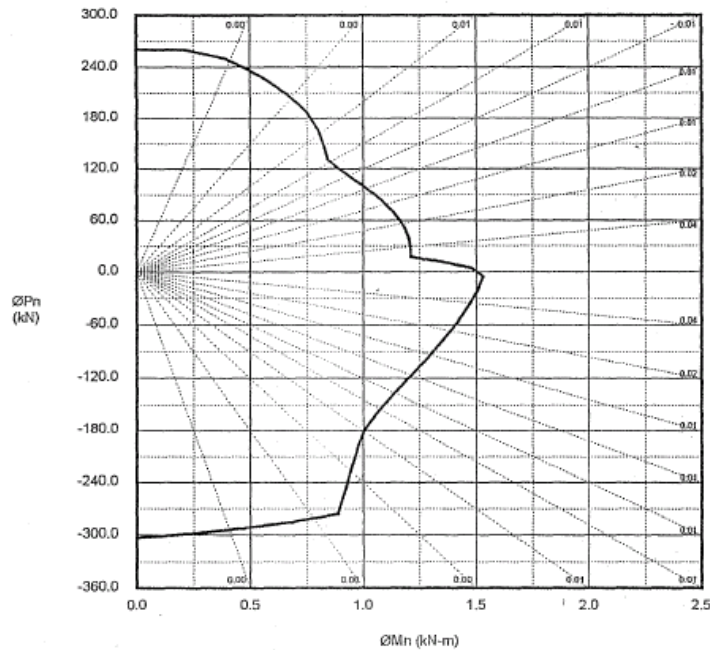
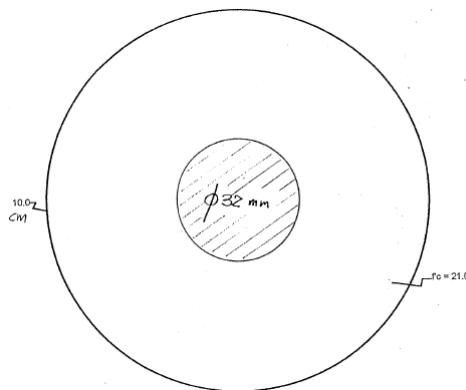
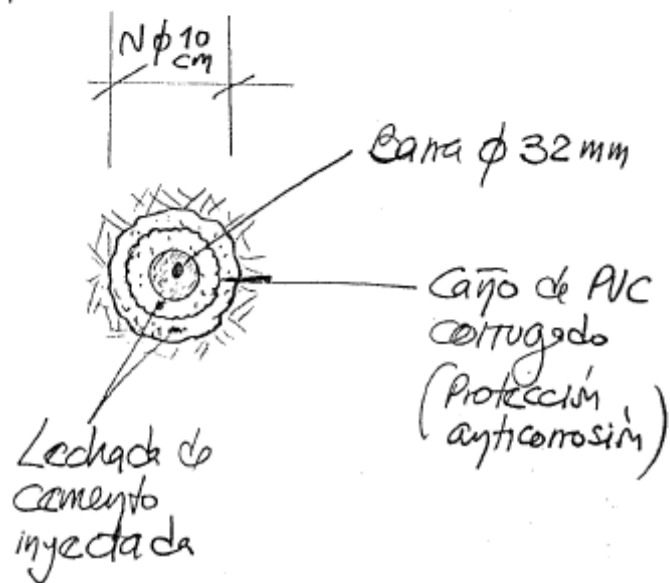
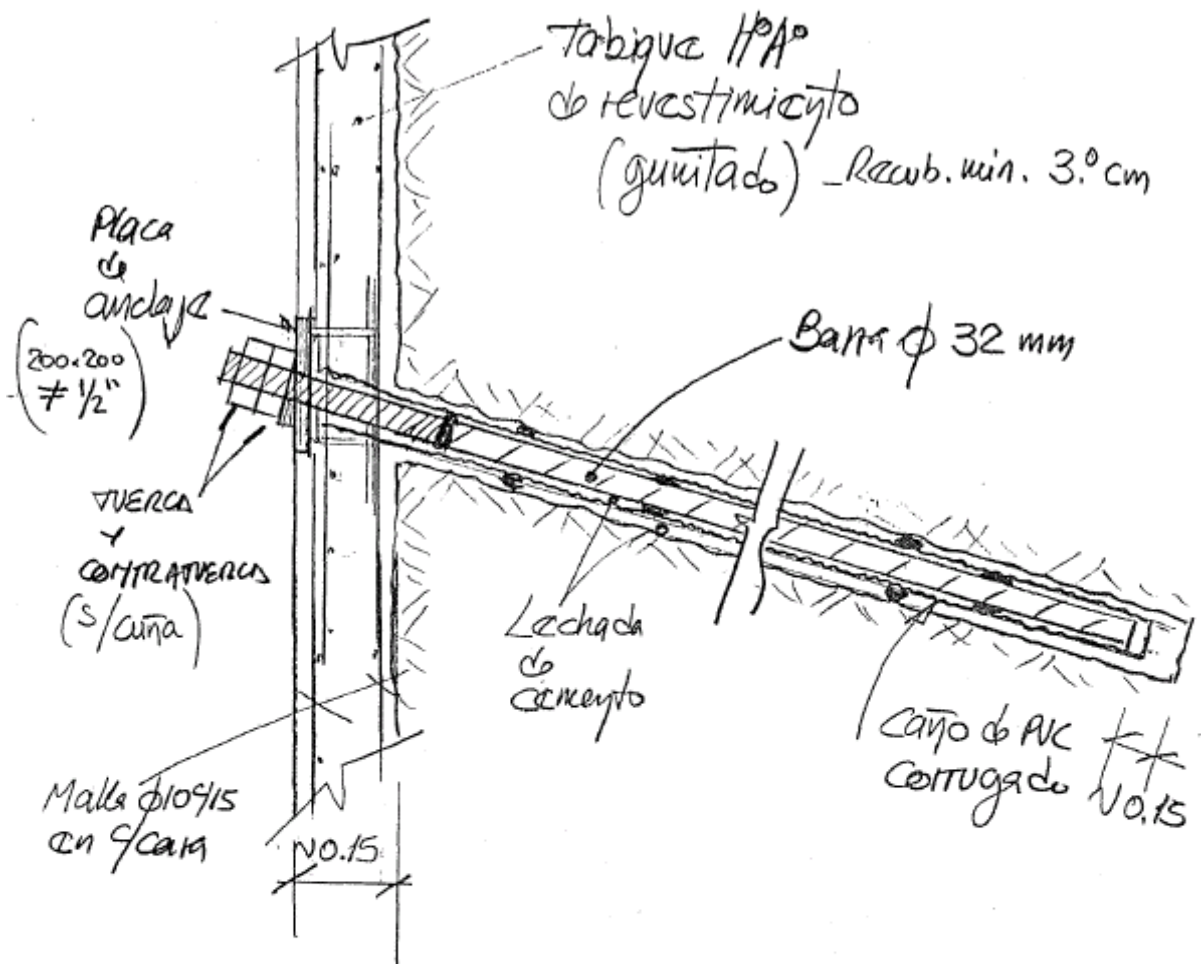
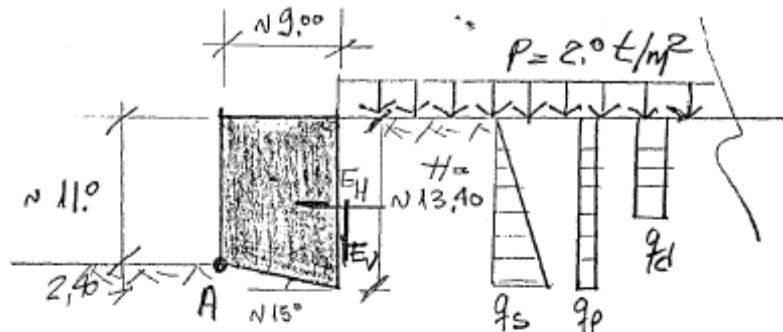


Diagrama de Interacción
para "RAI" típico

ENCUENTRO "NAIL" - TABIQUE



VERIFICACIÓN COMO MURO DE GRAVEDAD



$$q_s \cong \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = 8.8 \text{ t/m}^2$$

$$q_p \cong K_a \cdot p = 1.1 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0.55$$

$$c = 3.0 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \phi = 17^\circ \end{array} \right\} \text{S/ INFORME A02T}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

Momento volcador (q respecto "A")

$$M_V = \left(\frac{8.8 \cdot 13.40}{2} \cdot 2.07 + 1.10 \cdot 13.40 \cdot 4.3 + 24.5 \cdot 6.6 \right) \text{tm} = 347.0 \frac{\text{tm}}{\text{m}}$$

Momento estabilizador

$$M_R = 12.2 \times 9.0 \times 1.8 \times 4.5 \text{ tm} = 889.4 \frac{\text{tm}}{\text{m}}$$

$$\gamma_{SV} = \frac{889.4}{347.1} = 2.6 > 1.5 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICA}}}$$

Seguridad al deslizamiento

$$E_H = \left(\frac{8,8 \times 13,4}{2} + 1,10 \times 13,90 + 24,5 \right) t = 98,2 t$$

$$E_R = \left[(12,2 \times 9,0 \times 1,8) \operatorname{tg} (17^\circ + 15^\circ) + 9,3 \times 1,0 \times 3 \right] t = 151,4$$

$$\gamma_{sd} = \frac{151,4}{98,2} = 1,54 > 1,5 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICADO}}}$$

Nota: En las anteriores verificaciones no se han considerado los efectos de la componente E_V de los empujes. Con los efectos de dicha componente vertical aumentan considerablemente ambos coeficientes de seguridad.

Finalmente sería necesaria la verificación asumiendo un círculo de deslizamiento y determinando el coeficiente de seguridad global.

C.- CALCULO DE MURO BAJO ACCÓN SÌSMICA

Se presenta un ejemplo en el que se comparan los resultados de los cálculos obtenidos mediante los nomogramas y las metodologías clásicas, para demostrar la viabilidad de estos nomogramas bajo la hipótesis de desplazamientos restringidos o con desplazamientos admisibles y poner de manifiesto la importancia de la correcta selección del coeficiente Kh.

Estructura: muro de gravedad:

$$\gamma = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi = 35^\circ \quad \delta = 17.5^\circ \quad \gamma_{H^\circ} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad H = 10\text{m} \quad \delta_b = 35^\circ \quad \beta = i = 0$$

Zona sísmica 3 según INPRES-CIRSOC 103

$$a_s = 0,25$$

Condición:

- (i) Diseño para desplazamientos despreciables.
- (ii) Diseño para desplazamiento controlado de 0,05 m.

Diseño para desplazamientos despreciables	Diseño para desplazamientos Controlados
<p>Se considera</p> $K_h = a_s = 0,25 \quad K_v = 0$ <p>Aplicando la ecuación de Mononobe y Okabe para obtener Kad y considerando que:</p> $\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) = \arctg(0,25) = 14,4^\circ$ $\phi - \theta - \beta = 20,9^\circ \quad \delta + \beta + \theta = 31,54^\circ$ $\phi + \delta = 52,5^\circ$ <p>Resulta:</p> $K_{ad} = 0,424$ <p>Si este coeficiente se hubiese calculado por las expresiones simplificadas propuestas en Terzariol et al. (1987b), para Kh comprendido entre 0,2 y 0,35 se obtiene:</p> $K_a = 0,25 \text{ (coeficiente de empuje estático)}$ $\Delta K_{ad} = \frac{35}{560} - 0,08 + \left[\left(1,6 - \frac{35}{45} \right) \cdot 0,25 \right]$ $\Delta K_{ad} = 0,18$	<p>Si se adopta un desplazamiento $d_R = 0,05\text{m}$ para la misma zona sísmica, las mismas características del relleno y fundación, o igual tipología de muro, el coeficiente Kh a utilizar en las formulaciones propuestas en este trabajo ya no debe ser igual a la aceleración máxima del terreno sino que debe encontrarse utilizando por ejemplo las ecuaciones planteadas en Terzariol et al. (1987a).</p> <p>De tal modo para desplazamientos comprendidos entre 2 y 10 cm. la expresión a utilizar para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal efectivo (Kh) es:</p> $K_h = \left[0,622 - \frac{d_R}{47} \right] a_s$ <p>Siendo a_s la aceleración máxima del terreno en dicha zona sísmica, reemplazando queda:</p> $K_h = \left[0,622 - \frac{5}{47} \right] 0,25 = 0,12$

Por lo tanto:

$$K_{ad} = 0,25 + 0,18 = 0,43$$

Como se aprecia, ambos resultados prácticamente coinciden. Con el valor de K_{ad} se puede hallar el empuje total del suelo sobre el muro:

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$$

$$E_{ad} = \frac{100}{2} 1,6 \cdot 0,424 = 339,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Si se utiliza el nomograma A, el valor de empuje activo obtenido será: $E_{ad} = 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

(Figura 5)

El peso necesario sería por lo tanto:

$$W = C_{id} \cdot E_{ad} \text{ siendo}$$

$$C_{id} = \frac{\cos(\beta + \delta) - \sin(\beta + \delta) \operatorname{tg}(\delta_b)}{(1 - K_v)(\operatorname{tg}(\delta_b) - \operatorname{tg}(\theta))}$$

$$C_{id} = 1,651$$

$$W = 1,651 \cdot 339,2 = 560 \text{ kN/m}$$

Esto daría un espesor promedio del muro macizo de:

$$\text{Esp Pr o} = \frac{560}{22,10} = 2,55 \text{ m}$$

Reemplazando este valor en la expresión simplificada para valores de K_h comprendidos entre 0 y 0,2 determinando K_a , se obtiene:

$$K_a = 0,25$$

$$\Delta K_{ad} = \left[\left(0,622 - \frac{35}{75} \right) \cdot 0,12 \right] = 0,08$$

El coeficiente de empuje activo dinámico vale por lo tanto:

$$K_{ad} = 0,25 + 0,08 = 0,33$$

Con lo cual el empuje activo dinámico sobre el muro será igual a:

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) K_{ad}$$

$$E_{ad} = \frac{100}{2} 1,60,33 = 284 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Si se utiliza el nomograma A, el valor de empuje activo obtenido será: $E_{ad} = 280 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

(Figura 5)

El peso será igual que en el punto anterior:

$$W = C_{id} \times E_{ad}$$

$$C_{id} = 1,238$$

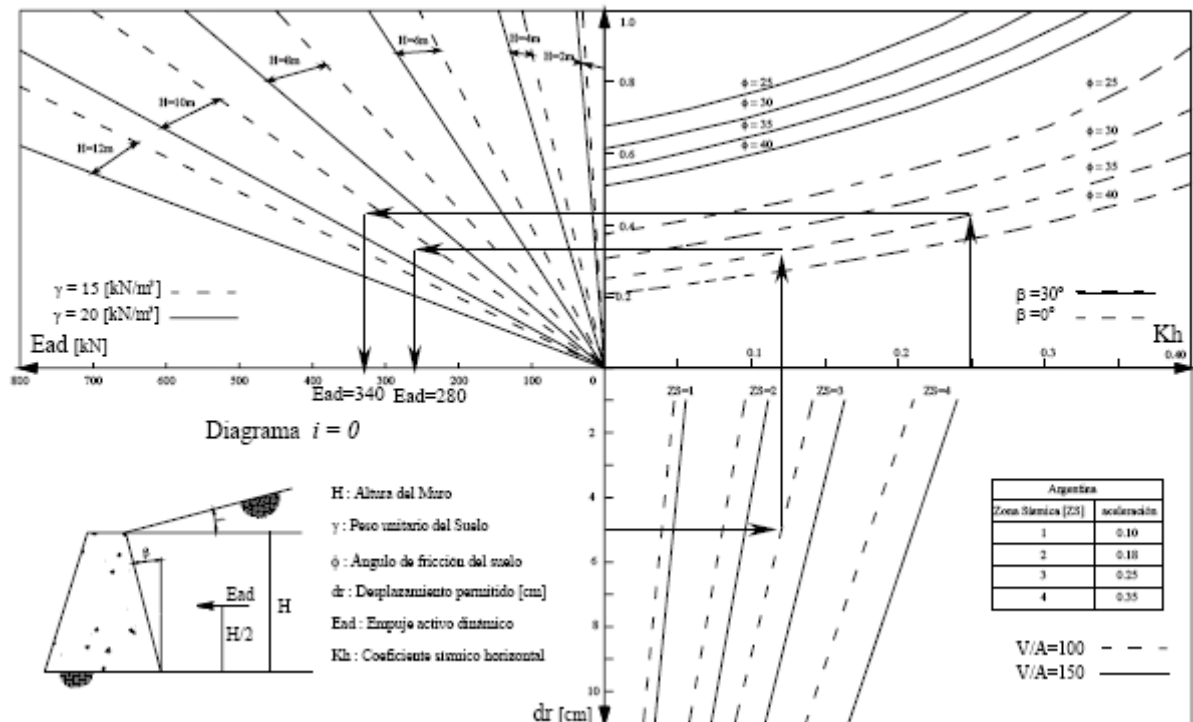
Con lo cual;

$$W = 1,238 \times 264 = 327 \text{ kN/m}$$

Esto daría un espesor promedio del muro macizo de:

$$\text{Esp Pr o} = \frac{327}{22,10} = 1,50 \text{ m}$$

Empuje Activo



El espesor con desplazamientos controlados resulta un 59% aproximadamente del obtenido bajo la hipótesis de desplazamientos restringidos.

Si en lugar de la utilización de las expresiones aproximadas para calcular K_h se hubiesen empleado formulaciones más rigurosas, el espesor promedio sería de 1.4 m aproximadamente. Es por ello que se considera este análisis lo suficientemente preciso para ser usado con seguridad en etapa de proyecto.

6. REFERENCIAS

1. Bowles, J. "Propiedades geofísicas de los suelos" – Ed. Mc Graw Hill – 1982
2. Terzariol, et al. "Apuntes de Geotecnia III" – UNC – Córdoba, 2006
3. Rodríguez Ortiz, J., Oteo Mazo, C., Serra Gesta, J. "Curso Aplicado de Cimentaciones" – Ed. COAM – Madrid, 1980.
4. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
5. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999
6. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda - 1980