



TERMINAL PUERTO ARICA S.A.

EVALUACIÓN ESTABILIDAD Y DISEÑO REHABILITACIÓN SITIO N°1 - PUERTO DE ARICA

INGENIERÍA GENERAL

MEMORIA DE CALCULO REPARACIÓN MURO CAJÓN Y DE CORONAMIENTO SITIO N°1

B	09-01-2016	Emitido para información	APB	DGD	DGD		
A	09-12-2015	Emitido para información	APB-LCP	LCP	DGD		
Rev.	Fecha	Descripción	Por	Rev.	Aprob.	J.P	Cliente
							
			DOCUMENTO No.				REV.
			682 - MC - 02				B

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION	4
2. OBJETIVO	4
3. ALCANCES	4
4. LIMITE DE BATERÍA.....	5
5. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Nº 1	5
6. BASES DE DISEÑO	7
6.1 NORMAS UTILIZADAS	7
6.2 MATERIALES	7
6.3 ESTRUCTURACIÓN	7
6.4 SISTEMA MURO CAJÓN- MURO CORONAMIENTO	8
6.4.1 Análisis Situación Original.....	8
6.4.2 Análisis Situación Actual	10
6.4.3 Rehabilitación Sitio Nº 1.....	13
7. DISEÑO ESTRUCTURAL SELECCIONADO	15
7.1 MURO CAJÓN- MURO CORONAMIENTO.....	15
7.2 REHABILITACIÓN MURO CAJÓN SITIO Nº 1.....	15
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	17
9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	17
9.1 ANTECEDENTES	18

Listado de Figuras

<i>Figura 1: Vista aérea del Puerto de Arica</i>	5
<i>Figura 2: Sección transversal de muros Sitio Nº 1 del Puerto de Arica, en Situación Original</i>	6
<i>Figura 3: Sección transversal de muros Sitio Nº 1 para análisis en Situación Original</i> ..	10
<i>Figura 4: Sección transversal de muros Sitio Nº 1 en Situación Actual (muro con mayor desviación)</i>	12
<i>Figura 5: Sección transversal de Rehabilitación de muros Sitio Nº 1</i>	15

Listado de Tablas

<i>Tabla 6.1 Valores Críticos de Falla para Muros del Sitio Nº 1</i>	13
--	----

Listado de Anexos

Anexo A

Análisis de Estabilidad Sitio N° 1, Situación Original

Anexo B

Análisis Estabilidad Sitio N° 1, Situación Actual

Anexo C

Análisis Rehabilitación Estabilidad Sitio N° 1

Anexo D

Diseño Rehabilitación Estabilidad Sitio N° 1

1. INTRODUCCION

Terminal Puerto de Arica S.A. (TPA), empresa concesionaria de los frentes de atraque Sitios N°1 al N°5 del Puerto de Arica, en la Región de Arica - Parinacota, encargó a la empresa Calbuco Ingenieros Ltda. ("Calbuco") los servicios de ingeniería para ejecución de estudios y diseño asociados a la rehabilitación y/o reparación de las obras de Infraestructura que se indican:

- Agrietamiento del pavimento en sitio N°5.
- Muro delantal de los sitios N°3, N°4 y N°5.
- Estabilidad Sitio N°1.

En esta memoria de cálculo se desarrolla, a nivel de Ingeniería de Detalles, el diseño para la rehabilitación del Muro Cajón - Muro Coronamiento del Sitio N° 1, de manera de restablecer sus condiciones iniciales con que fuera diseñado.

Cabe hacer presente que el Puerto de Arica, en particular el Sitio N° 1, fue construido en la década de los años 50, y actualmente cuenta con más de 50 años desde su puesta en operación, con lo cual ya habría cumplido su vida útil. Sin embargo, se desarrolla un análisis de las condiciones actuales, luego de transcurrida su vida útil y de los eventos sísmicos que han afectado a la ciudad de Arica.

En primer lugar se determina los criterios básicos con que fue diseñado el Sitio N° 1, es decir se determina el coeficiente sísmico en el cual se produciría la falla de la estructura. Con este dato se diseña la alternativa seleccionada por TPA que se desarrolla en el presente documento.

2. OBJETIVO

El objetivo del presente documento es diseñar a nivel de Ingeniería de Detalles el refuerzo necesario del conjunto Muro Cajón- Muro de Coronamiento del Sitio N° 1, para restablecer las condiciones iniciales de operación del Sitio.

3. ALCANCES

En los alcances del presente documento se consideran las siguientes actividades:

- Definición Bases de Diseño
 - Normas utilizadas
 - Materiales
 - Estructuración
 - Sistema Muro Cajón- Muro Coronamiento
- Diseño Estructural de Alternativa Seleccionada
- Conclusiones y Recomendaciones

4. LIMITE DE BATERÍA

El límite de batería corresponde a la zona comprendida al muro de coronamiento, muro cajón y zona de rellenos del trasdós del muro del Sitio N° 1 del Puerto de Arica.

5. DESCRIPCIÓN DEL SITIO N° 1

El Sitio N°1 concesionado por TPA se encuentra al extremo norte del Puerto de Arica en la Región de Arica - Parinacota.

En la figura a continuación se puede apreciar una vista general del puerto con los distintos sitios de atraque.



Figura 1: Vista aérea del Puerto de Arica

El Sitio N° 1 está ubicado en el inicio de la parte central de la poza con una longitud aproximada de 250 m, y con profundidades variables en el frente de atraque entre los 2,0 m y 4,0 m.

La estructuración de este Sitio está constituido por dos zona. La primera de ellas desde el inicio del Sitio hasta la Bita N° 1 por muros cajones de hormigón armado de 5 m de altura y de 4,5 m de ancho en su base, rellenos con material granular u hormigón pobre, y sobre éste un muro de coronamiento de hormigón en situ de 2,6 m de altura. El muro cajón tiene una inclinación de 1:10 (H:V) en ambas paredes. En total son 25 cajones de 6 m de largo cada uno y su unión con el sistema de gaviones es a través de un muro también de 6 m de largo construido en hormigón in situ.

La parte final del Sitio N° 1, desde la Bita 1 a la Bita 3, está conformada por gaviones de 16,30 m de diámetro e intergaviones de 4,585 m de radio, formados por tablestacas planas de 400 mm de ancho, alineados paralelos a la línea de atraque, los que no son parte del análisis del presente documento.

Los gaviones como los intergaviones de conexión fueron rellenos interiormente con un conglomerado de ripio con arena hasta la cota +1,40 m. En este sector el frente de atraque está constituido por una plataforma de alivio conformada por un muro tipo "L" apoyado sobre pilotes de rieles en el interior de los gaviones e intergaviones. El muro contempla una zapata corrida de 4,50 m de ancho y espesor variable entre 0,6 y 0,7 m, y está dividido en módulos de 34,848 m, cuya zapata se encuentra apoyada a la cota + 1,60 m sobre los pilotes.

En la figura a continuación, se presenta un esquema del sistema de cajones del Sitio N° 1.

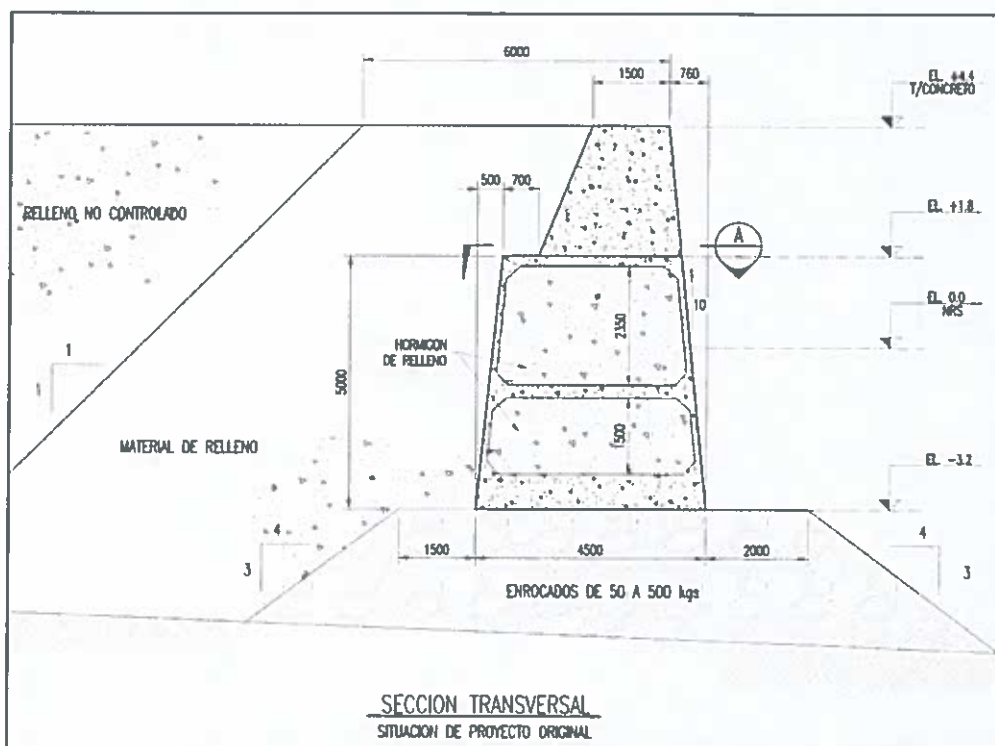


Figura 2: Sección transversal de muros Sitio N° 1 del Puerto de Arica, en Situación Original

6. BASES DE DISEÑO

6.1 NORMAS UTILIZADAS

- Instituto Nacional de Normalización (INN-Chile), NCh 430. Of2008, "Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo".
- American Concrete Institute ACI 318-05.
- Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. Edition 2002.
- Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 0.5-05.

6.2 MATERIALES

- Hormigón armado y en situ:
 $\gamma_{armado} = 2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{en\ masa} = 2,2 \text{ t/m}^3$, Coef. roce entre hormigón (μ)=0,5
- Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m^2
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m^2
Superficie en compresión mínima	=	60%
Coef. roce cajón enrocado (μ_{roca})	=	0,6
- Agua de mar:

Peso específico	($\gamma_{agua\ mar}$)	=	1,025 t/m^3
Amplitud marea		=	1,8 m
Agua Residual		=	+0,6 m NRS

6.3 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración del modelo a utilizar para la estabilidad del Sitio N° 1 del Puerto de Arica, está basado en dos situaciones.

La primera se basa en la estructuración original (Situación Original) del conjunto muro cajón - muro coronamiento, donde se realiza un análisis con el objeto de poder determinar las condiciones iniciales del diseño del muro cajón del Sitio N° 1.

La segunda se basa en la estructuración del conjunto muro cajón - muro coronamiento de la situación Actual (más desfavorable con inclinación de 6° hacia la poza).

El análisis se realiza para poder determinar el coeficiente sísmico mínimo para inducir la falla, es decir determinar la capacidad sísmica del Sitio N° 1, bajo ambas situaciones.

El esquema de la estructura del muro cajón se muestra en la Figura 2 y 3. Cada cajón tiene una longitud de 6 m cuya base de 4,5 m está a la cota -3,2 m NRS y su parte superior de 3,5 m está a en la cota +1,8 m NRS. Sobre este cajón se construyó un muro de coronamiento de hormigón in situ cuya base de 2,8 m está en contacto con el muro cajón y su coronamiento de 1,5 m está en la cota +4,4 m NRS.

6.4 SISTEMA MURO CAJÓN- MURO CORONAMIENTO

6.4.1 Análisis Situación Original

Los cajones del muro del Sitio N° 1 fueron contruidos en hormigón armado y se instalaron en su posición definitiva por medio de traslado mediante flotación de los mismos y su posterior relleno interior por material pétreo u hormigón en situ. Las dimensiones y esquema se entregan en la figura 2 y 3 del presente documento.

6.4.1.1 *Cargas y Combinaciones de Carga*

Las cargas, combinaciones de carga y solicitudes se presentan a continuación.

- Solicitudes:

Peso propio		=	peso estructura
Sobrecargas:			
Estática	(q_{est})	=	variable entre 2,0 y 2,5 t/m ²
Sísmica	(q_{sis})	=	1/2 q_{est}
Grúa			

Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.

- Empujes de suelos

Según Mononobe - Okabe, método tradicional (Norma Japonesa)

- Combinaciones de Cargas

- Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
- Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
- Carga de peso propio + grúa + agua (no controla, no se analiza)

- Factores de Seguridad

Deslizamiento Estático	=	1,2
Deslizamiento Sísmico	=	1,0
Volcamiento Estático	=	1,2
Volcamiento Sísmico	=	1,1

6.4.1.2 Características del Suelo de Fundación y en Trasdós

Las propiedades del suelo y rellenos utilizadas en el análisis son los indicados a continuación.

- Relleno en trasdós del muro:

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	38°
Peso específico seco	(γ_{seco})	=	1,85 t/m ³
Peso específico sat.	(γ_{sat})	=	2,03 t/m ³
Ángulo fricción suelo- pared	(δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós	(i)	=	0°
- Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m ²
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m ²
Superficie en compresión mínima	=	60%
Coef. roce cajón enrocado(μ_{roca})	=	0,6

6.4.1.3 Estabilidad del Muro Original

Para el análisis de la estabilidad del Sitio N° 1 en la Situación Original, se utilizó el esquema de la figura 3.

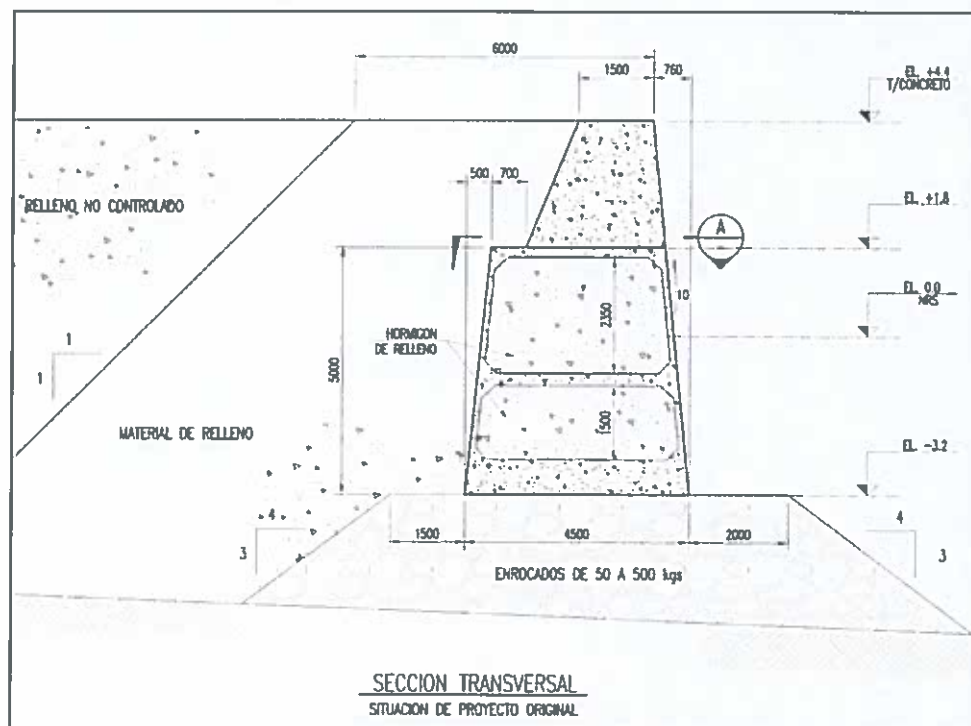


Figura 3: Sección transversal de muros Sitio N° 1 para análisis en Situación Original

Con los datos anteriores se efectúa el análisis y se determina el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable, es decir, cumple con los factores de seguridad y el porcentaje de compresión establecidos.

Las diferentes iteraciones del análisis se muestran en el Anexo A

6.4.2 Análisis Situación Actual

La mayor parte de los daños del Sitio N° 1 se presenta en las paredes de los cajones del lado de la poza, que originaron pérdida en los rellenos interiores de los cajones; daños en los pavimentos del delantal debido a asentamientos del suelo bajo el pavimento producto de acomodación del mismo (material no compactado) por solicitaciones sísmicas; por pérdida de material en el trasdós a través de separaciones entre cajones y por giro o deslizamiento de los cajones.

Las dimensiones y esquema se entrega en la figura 4 del presente documento.

La mayor concentración de daños es en las paredes de los cajones con pérdida de material, y la inclinación de los muros, lo que ha originado una pérdida de la capacidad sísmica del Sitio.

6.4.2.1 Cargas y Combinaciones de Carga

Las cargas, combinaciones de carga y solicitaciones se presentan a continuación.

- **Solicitaciones:**

Peso propio	=	peso estructura
Sobrecargas:		
Estática (q_{est})	=	variable entre 2,0 y 2,5 t/m^2
Sísmica (q_{sis})	=	1/2 q_{est}
Grúa		
Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.		
- **Empujes de suelos**
Según Mononobe - Okabe, método triángulo invertido
- **Combinaciones de Cargas**
 - Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
 - Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
- **Factores de Seguridad**

Deslizamiento Estático	=	1,2
Deslizamiento Sísmico	=	1,0
Volcamiento Estático	=	1,2
Volcamiento Sísmico	=	1,1

6.4.2.2 Características del Suelo de Fundación y en Trasdós

Las propiedades del suelo y rellenos utilizadas en el análisis son los indicados a continuación, las que se obtuvieron de las prospecciones realizadas en el mes de noviembre del 2015, y cuyo resumen se entrega en el informe Diagnóstico y Alternativas Reparación Sitio N° 1 del Puerto de Arica.

- **Relleno en trasdós del muro:**

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	42°
--------------------	------------	---	-----

Peso específico seco (γ_{seco})	=	1,85 t/m ³
Peso específico sat. (γ_{sat})	=	2,03 t/m ³
Ángulo fricción suelo- pared (δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós (i)	=	0°
Ángulo inclinación muro a Poza	=	6°

• Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m ²
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m ²
Superficie en compresión mínima	=	60%
Coef. roce cajón enrocado (μ_{roca})	=	0,6

6.4.2.3 Estabilidad del Muro

Para el análisis de la estabilidad del Sitio N° 1 en la Situación Actual, se utilizó el esquema de la figura 4

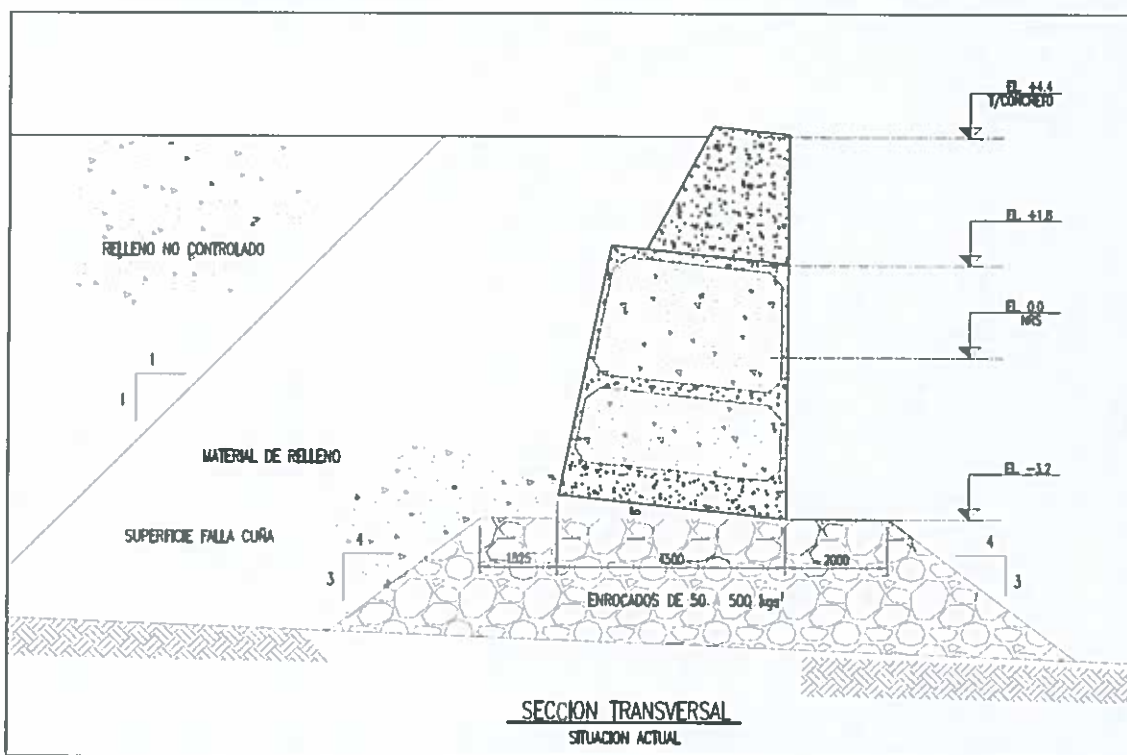


Figura 4: Sección transversal de muros Sitio N° 1 en Situación Actual (muro con mayor desviación)

Con los datos anteriores se efectúa el análisis y se determina el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable, es decir, cumple con los factores de seguridad y el porcentaje de compresión establecidos.

Las diferentes iteraciones del análisis se muestran en el Anexo B

6.4.3 Rehabilitación Sitio N° 1

Se determinaron las condiciones de falla del Sitio N° 1 para su diseño original y para su condición actual, donde se analizan situaciones de carga estática más sobrecarga estática y agua; carga sísmica más sismo y agua. De ellas se obtiene el coeficiente sísmico mínimo que cumple con los factores de seguridad y el porcentaje de apoyo de la fundación (cajón) en su base.

6.4.3.1 Análisis Rehabilitación del Sitio N° 1 a su condición Original

En la tabla siguiente se entrega un resumen de los análisis efectuados, tanto para la situación original como para la situación actual.

Tabla 6.1 Valores Críticos de Falla para Muros del Sitio N° 1

Inclinación (°)	Estado de relleno interior cajón	Fricción suelo, ϕ (°)	Coeficiente sísmico Kh	Sobrecarga Normal (t/m^2)	Criterio de Falla
0 *	Original	38	0,13	2,0	% compresión
0 **	Total	42	0,11	2,0	% compresión
0 **	Relleno superior	42	0,09	2,0	% compresión
-6 **	Total	42	0,06	2,0	% compresión
-6 **	Relleno superior	42	0,04	2,0	% compresión

Nota: * Condición de diseño original, método tradicional
** Condición actual, método triángulo invertido

Gran parte de los muros que conforman el Sitio N° 1, se encuentran en una situación de falla local y global ante nuevas solicitaciones sísmicas de envergaduras menores a las ya descritas anteriormente.

6.4.3.2 Solución Técnica Rehabilitación del Sitio N° 1

Tal como se puede apreciar en la Tabla 6.1 anterior, actualmente la condición más desfavorable del Sitio está determinada en la zona donde la inclinación del conjunto muro coronamiento - muro cajón tiene una inclinación hacia la poza de aproximadamente 6° respecto de su posición original, situación que se presenta en los últimos tramos, aproximadamente desde 80 m desde el inicio del Sitio N° 1 hasta prácticamente los últimos cajones. Adicionalmente, a lo anterior, en el mismo sector se encuentran cajones que no tienen relleno en su parte inferior, lo que incrementa la inestabilidad del conjunto.

Por ello si se decide no hacer reparaciones de ningún tipo se corre el riesgo de que ante una sollicitación sísmica con un coeficiente sísmico del orden de $K_H=0,04$ se presente la falla local del conjunto y por ende la falla global del Sitio.

Por lo expuesto, se debe ejecutar la reparación de los parapetos de los cajones y conjuntamente con ello la ejecución de sus rellenos con hormigón in situ. Esto es la condición básica para implementar la alternativa seleccionada por TPA para de Rehabilitación del Sitio N° 1.

La alternativa seleccionada por TPA es la Alternativa N°2 presentada en el Informe de Diagnóstico y Alternativas Reparación Sitio N° 1, la cual se desarrolla en el capítulo siguiente.

7. DISEÑO ESTRUCTURAL SELECCIONADO

7.1 MURO CAJÓN- MURO CORONAMIENTO

La estructuración de la alternativa seleccionada considera el esquema de la figura 5.

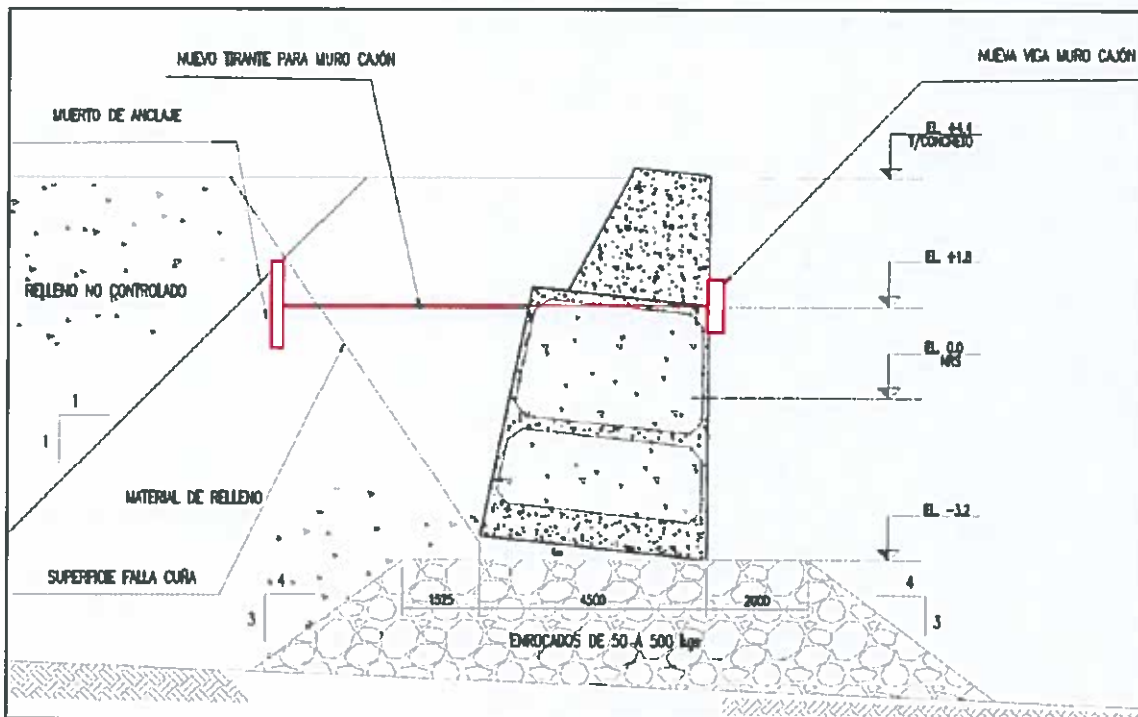


Figura 5: Sección transversal de Rehabilitación de muros Sitio N° 1

7.2 REHABILITACIÓN MURO CAJÓN SITIO N° 1

Para rehabilitar el Sitio N°1 se debe ejecutar inicialmente la reparación de los parapetos de los cajones y la ejecución de sus rellenos con hormigón in situ en todas las oquedades al interior de los cajones.

Con el muro de gravedad reparado se deben instalar anclajes en todo el largo del sitio para evitar desplazamientos de la estructura.

Los anclajes se dispondrán en los espacios entre cajones consecutivos, anclando el conjunto viga - cajón reparado, a un muro continuo en todo el largo del sitio (machón, muerto o muro de anclaje).

Se proyectan estos anclajes distanciados cada 6,2 m ya que se aprovechan los espacios existentes entre cajones, evitando conectarse en paredes interiores del cajón de cuestionable resistencia.

Debido al poco espacio entre el muro de gravedad y el almacén N°1 existente, se deberá construir el muro de anclaje en las cercanías del almacén N°1 asumiendo los resultados obtenidos para esta situación. Lo anterior dado que idealmente se debe instalar el muro de anclaje fuera de la cuña activa sísmica que provoca el muro de gravedad, pero dado el poco espacio existente se tuvo que proyectar el muro en el espacio disponible.

El ángulo de falla activa sísmica del muro gravitacional seleccionado es de 54° y el ángulo de falla pasiva sísmica para el muro de anclaje es de 23° , por lo que al proyectar el muro de anclaje en el espacio disponible se presenta una altura de 2,79 m desde el punto de intersección de los planos de falla a la superficie del pavimento, altura que debe ser descontada del empuje pasivo del muro de anclaje.

Por el lado de la seguridad se aplicó un ángulo de fricción entre muro y suelo para el caso pasivo de $\delta = 0^\circ$, lo que lleva a resultados más desfavorables para los coeficientes pasivos del muro de anclaje.

Este muro tiene una altura de 2,7 m y un espesor de 0,5 m materializado en hormigón armado. La cota de apoyo de este muro es +0,9 m NRS. Los factores de seguridad requeridos en caso normal y caso eventual son de 2,5 y 2,0 respectivamente.

La fuerza requerida para el diseño de los tirantes de los anclajes es de 6,12 ton/m para asegurar un factor de seguridad de 1 al deslizamiento del conjunto viga - cajón y se obtiene de la fuerza solicitante resultante para el caso sísmico del diseño actual (con inclinación -6° mar, situación relleno de hormigón obtenida con un coeficiente sísmico de $k=0,13$) y la fuerza resistente resultante para el caso sísmico del diseño actual (inclinación -6° mar, situación relleno de hormigón obtenida con un coeficiente sísmico de $k=0,06$). En el Anexo C se entrega un análisis de las solicitaciones que debe absorber las estructuras que permiten restituir las condiciones iniciales del Sitio N° 1.

Los tirantes deberán tener un diámetro de 75 mm en calidad de acero Q235B o similar. El eje del tirante se deberá colocar a la cota +1,7 m NRS. El factor de seguridad requerido es de 2,5 para caso eventual.

La viga de amarre del conjunto viga – cajón con el tirante se proyecta en calidad de acero Q235B o similar.

En el Anexo D se entrega en detalle la solución de los anclajes para rehabilitar el Sitio N° 1.

La solución planteada permite restituir las condiciones iniciales en que fuera diseñado el Sitio N° 1.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente documento se entrega la memoria de cálculo con que fuera diseñado el Sitio N° 1 (Cajones en Situación Original); la capacidad sísmica del Sitio N° 1 en las Situación Actual (cajón más desfavorable con inclinación a la poza); y el diseño de las estructuras necesarias para las reparaciones de la Rehabilitación del Sitio.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Para la preparación del presente estudio se consideró los siguientes antecedentes :

- (1) Informe Técnico N° 360-IT-01 "Factibilidad Técnica Operación de Grúa Tipo Gottwald HMK 300 E - Puerto de Arica" Calbuco Ingenieros Ltda. Enero 2005
- (2) "Estudio de Estabilidad de los Gaviones del Puerto de Arica - Estudios de Terreno" - Parte I Medición de Espesores de las Tablestacas Rev. 0 Geovenor Marzo 1995
- (3) "Estudio de Estabilidad de los Gaviones y Prediseño de Muelle - Puerto de Arica" Informe Final RFA Ingenieros Julio 1995
- (4) "Ingeniería Preliminar Sitio 3 del Puerto de Arica" Criterios de Diseño S y S Ingenieros Consultores Ltda. Marzo 1997
- (5) "Proyecto Estudios Geotécnicos Exploratorios en el Puerto de Arica" ARI-E-9601 Informe de Resultados Geovenor Noviembre 1996
- (6) "Evaluación del Peligro Sísmico - Puerto de Arica" RFA Ingenieros Marzo 1995
- (7) "Análisis de Estabilidad de los gaviones del Puerto de Arica - Sismo del 23 de Junio 2001" Petrus Ingenieros para Graham Miller Ltda. Octubre 2001
- (8) "Utilización de la Grúa Demag modelo MC 900-Q en los malecones del Puerto de Arica" Gustavo Dahlgren L. para AGUNSA Mayo 1992
- (9) "Design and Execution of Cellular Bulkhead Type Quaywalls" K. Kitajima March 1965

- (10) "Sistema de Gaviones para formar el malecón de atraque del nuevo Puerto de Arica" Jorge Romero O. 1967
- (11) "Technical Standards for Ports and Harbours Facilities in Japan"
- (12) "Evaluación de Daños en Infraestructura del Puerto de Arica generados por el Sismo del 23 de Junio del 2001" Informe – Resumen Ejecutivo CMR Ingenieros Consultores Diciembre 2001
- (13) "Diagnóstico de Corrosión en Tablestacas de Gaviones – Puerto de Arica" Sitios N° 2 al N° 6 Informe N° 2 INGESUB LTDA. Enero 2003
- (14) "Proposición de un Método para el Cálculo Antisísmico de Gaviones" René Rosa D. 4as. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Abril 1986
- (15) "Estudio de Monitoreo Post - Sismo Abril 2014", Baird 2014
- (16) Tesis "Reparación de Pavimentos Deteriorados por sismo Agosto 1987 en Puerto Arica", Efraín Henry
- (17) Revista IDIEM, Vol 19, n° 1, mayo 1980.
- (18) Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras de la DOP del 2013
- (19) Revisión Estructural Sitio 1, PRDW Aldunate Vásquez del año 2011
- (20) Planos de las instalaciones:
 - * Empresa Portuaria de Chile N° ARI-IE-8301 Arica - Protección Anticorrosiva – Planta, Detalles Típicos Gaviones
 - * Empresa Portuaria Arica – Delantal de Muelle – Anclaje Bitá – Cortes, Planta, Detalles Febrero 2004
 - * Empresa Portuaria Arica – Levantamiento Topográfico - Pavimentos – Detalle Pavimentos Nuevos 1997-2003 Febrero 2004
 - * Empresa Portuaria Arica – Pavimentos – Detalles Pavimentos Sitios 3-4-5-6 Febrero 2004
 - * Dirección de Obras Portuarias N° 1310 15/20 – Arica – Puerto Comercial – Perfiles 64 al 74 Junio 1964
 - * Dirección de Obras Portuarias N° 1310 11/20 – Arica – Puerto Comercial – Perfiles 50 al 55 Junio 1964

9.1 ANTECEDENTES

- Proyectos desarrollados por Calbuco Ingenieros Ltda. En la zona del Puerto de Arica.

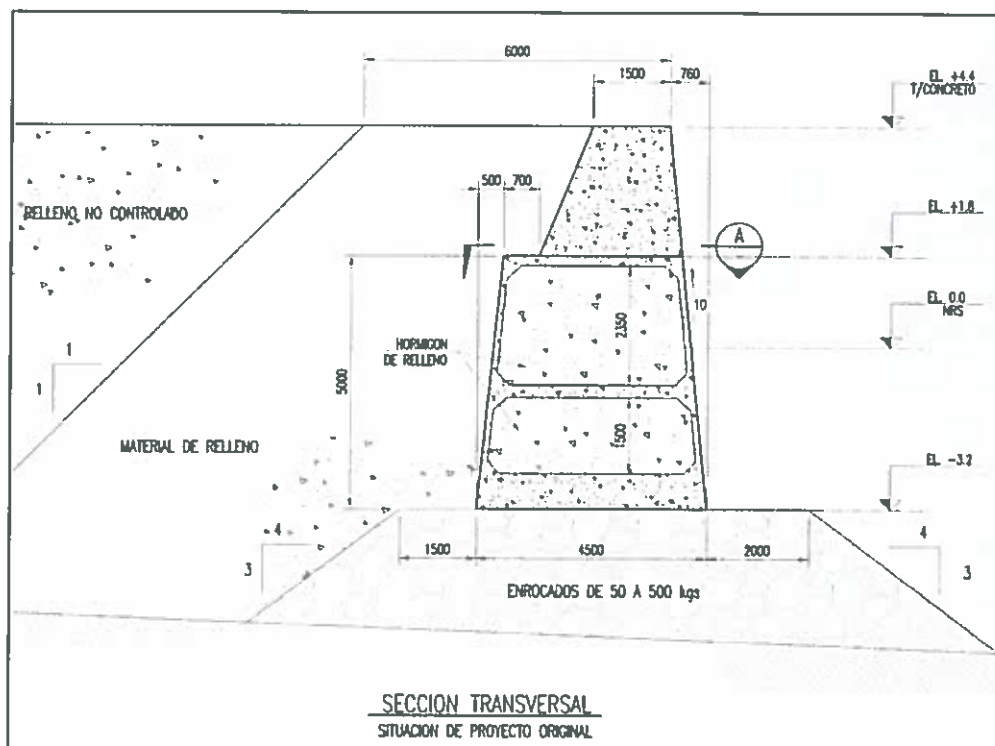
- Informe de Sitios de Atrake Monitoreo Post Terremoto 2014 de Baird & Associates S.A. 28-10-2014.
- Informe Revisión Estructural Sitios N°4 y N°5, post sismo 01 Abril 2014 de Baird – FDA, Rev. E.
- Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras. DOP.
- N° 360-IT-03 Rev. B Factibilidad Técnica de Operación de Grúas Tipo Gottwald G HMK 8410 o LIEBHERR LHM 600 en Sitios 4 y 5 Puerto de Arica.

ANEXO A
Análisis de Estabilidad Sitio N° 1, Situación Original
(15 páginas)

En el presente anexo se entrega un análisis de estabilidad de la estructura del muro cajón y muro de coronamiento del Sitio N° 1, en su situación original.

Para el análisis se consideraron las siguientes condiciones

Geometría del muro



Materiales

- Hormigón armado y en situ:
 $\gamma_{armado} = 2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{en\ masa} = 2,2 \text{ t/m}^3$, Coef. roce entre hormigón (μ)=0,5
- Relleno en trasdós del muro:

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	38°
Peso específico seco	(γ_{seco})	=	1,85 t/m^3
Peso específico sat.	(γ_{sat})	=	2,03 t/m^3
Ángulo fricción suelo- pared	(δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós	(i)	=	0°
- Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m^2
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m^2

Superficie en compresión mínima = 60%
Coef. roce cajón enrocado (μ_{roca}) = 0,6

- Agua de mar:

Peso específico ($\gamma_{agua\ mar}$) = 1,025 t/m³
Amplitud marea = 1,8 m
Agua Residual = +0,6 m NRS

- Solicitaciones:

Peso propio = peso estructura

Sobrecargas:

Estática (q_{est}) = variable entre 2,0 y 2,5 t/m²

Sísmica (q_{sis}) = 1/2 q_{est}

Grúa

Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.

- Empujes de suelos

Según Mononobe - Okabe, método tradicional

- Combinaciones de Cargas

- Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
- Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
- Carga de peso propio + grúa + agua

- Factores de Seguridad

Deslizamiento Estático = 1,2
Deslizamiento Sísmico = 1,0
Volcamiento Estático = 1,2
Volcamiento Sísmico = 1,1

Con los datos anteriores se efectuó el análisis y se determinó el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable.

Situación Original

Datos

$$1 \text{ ton} := 1000 \text{ kg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 38 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi_1 := 26.57 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi_2 := 5.71 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi_3 := 0 \text{ deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta_s := 15 \text{ deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0 \text{ deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_1 := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente sísmico en el aire

$$k := 0.13$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \arctan(k) = 7.41 \text{ deg}$$

Coefficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.26$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$

$$\theta' := \arctan(k') = 14.71 \text{ deg}$$

Coeficiente de roce entre hormigón y hormigón

$$\mu_{hh} := 0.5$$

Coeficiente de roce entre hormigón y enrocado

$$\mu_{he} := 0.6$$

Coeficientes de empuje para la viga de coronamiento



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{aeI} := \frac{(\cos(\phi - \psi I))^2}{(\cos(\psi I))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi I)) \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))]}{[(\cos(\delta + \psi I)) \cdot (\cos(\psi I - \beta))]} \right]^2}$$

$$K_{aeI} = 0.47$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{asI} := \frac{(\cos(\phi - \psi I - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi I))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi I + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi I + \theta)) \cdot (\cos(\psi I - \beta))}} \right]^2}$$

$$K_{asI} = 0.57$$



Coeficientes de empuje para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2))^2}{(\cos(\psi_2))^2 (\cos(\delta + \psi_2)) \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta)) (\sin(\phi - \beta))]}{(\cos(\delta + \psi_2)) (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2} \quad K_{ae2} = 0.259$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{[(\cos(\theta)) (\cos(\psi_2))^2 (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2]} \quad K_{as2} = 0.336$$

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{ag2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{[(\cos(\theta)) (\cos(\psi_2))^2 (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2]} \quad K_{ag2} = 0.442$$



Presiones

$$h1 := 2.6m$$

$$h_r := 0.6m$$

$$h2 := 1.2m$$

$$h3 := 3.8m$$

Presiones Estáticas (con sobrecarga normal)

Viga

$$\sigma_{e1} := K_{ae1} \cdot \left(\frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e1} = 0.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e2} = 2.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cajón

$$\sigma_{e3} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

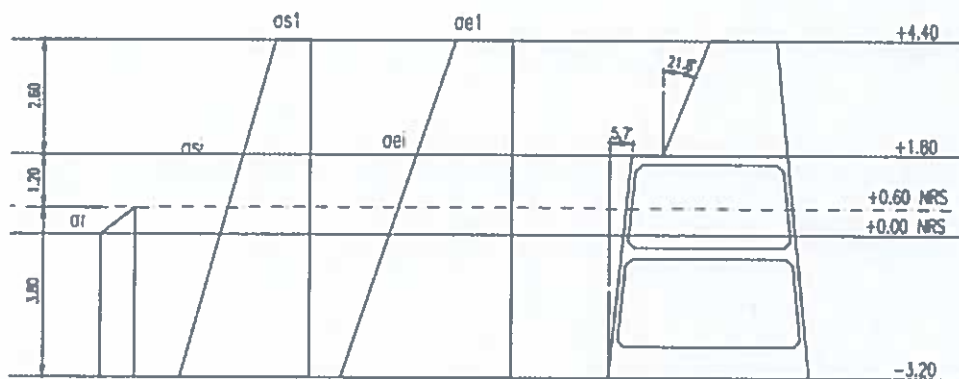
$$\sigma_{e3} = 1.75 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e4} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

$$\sigma_{e4} = 2.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e5} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \gamma_t \cdot h_3 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

$$\sigma_{e5} = 3.31 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)



$$Ee1 := \frac{(\sigma e1 + \sigma e2)}{2} \cdot h1$$

$$Ee1 = 4.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ee2 := \frac{(\sigma e3 + \sigma e4)}{2} \cdot h2$$

$$Ee2 = 2.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ee3 := \frac{(\sigma e4 + \sigma e5)}{2} \cdot h3$$

$$Ee3 = 10.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga normal)

$$de1 := \left(\frac{h1}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e1 + \sigma e2}{\sigma e1 + \sigma e2} \right) + h2 + h3$$

$$de1 = 6.06 \text{ m}$$

$$de2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e3 + \sigma e4}{\sigma e3 + \sigma e4} \right) + h3$$

$$de2 = 4.37 \text{ m}$$

$$de3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e4 + \sigma e5}{\sigma e4 + \sigma e5} \right)$$

$$de3 = 1.79 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga normal)

$$Eev := Ee1$$

$$Eev = 4.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eec := Ee2 + Ee3$$

$$Eec = 13.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dev := \frac{Ee1 \cdot de1}{Eev}$$

$$dev = 6.06 \text{ m}$$

$$dec := \frac{Ee2 \cdot de2 + Ee3 \cdot de3}{Eec}$$

$$dec = 2.27 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aev := dev - h2 - h3$$

$$aev = 1.06 \text{ m}$$



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



$$Es1 := \frac{(\sigma s1 + \sigma s2)}{2} \cdot h1 \qquad Es1 = 4.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Es2 := \frac{(\sigma s3 + \sigma s4)}{2} \cdot h2 \qquad Es2 = 2.78 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Es3 := \frac{(\sigma s5 + \sigma s6)}{2} \cdot h3 \qquad Es3 = 16.6 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga sísmica)

$$ds1 := \left(\frac{h1}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma s1 + \sigma s2}{\sigma s1 + \sigma s2} \right) + h2 + h3 \qquad ds1 = 5.99 \text{ m}$$

$$ds2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma s3 + \sigma s4}{\sigma s3 + \sigma s4} \right) + h3 \qquad ds2 = 4.37 \text{ m}$$

$$ds3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma s5 + \sigma s6}{\sigma s5 + \sigma s6} \right) \qquad ds3 = 1.78 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga sísmica)

$$Esv := Es1 \qquad Esv = 4.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Esc := Es2 + Es3 \qquad Esc = 19.38 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dsv := \frac{Es1 \cdot ds1}{Esv}$$

$$dsv = 5.99 \text{ m}$$

$$dsc := \frac{Es2 \cdot ds2 + Es3 \cdot ds3}{Esc}$$

$$dsc = 2.15 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$asv := dsv - h2 - h3$$

$$asv = 0.99 \text{ m}$$



Presiones por agua residual



Presiones por sobrecarga sísmica



Empuje por sobrecarga sísmica



$$Ewsv := (\sigma wsv \cdot h1)$$

$$Ewsv = 1.32 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ewsc := (\sigma wsc1 \cdot h2 + \sigma wsc2 \cdot h3)$$

$$Ewsc = 2.07 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dwsv := \frac{h1}{2} + (h2 + h3)$$

$$dwsv = 6.3 \text{ m}$$

$$dwsc := \frac{(h2 + h3)}{2}$$

$$dwsc = 2.5 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$awsv := dwsv - h2 - h3$$

$$awsv = 1.3 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes



Cálculo de pesos y centroide viga y cajón



Centroides



Pesos de cuñas de terreno



Fuerza boyante (+0.6 NRS)



Estabilidad de la viga

1.1 Caso normal



Fuerza vertical resultante

$$Fvz := wv + wtv + Eevz$$

Fuerza horizontal resultante

$$Fvh := Eevh$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd11 := \frac{Fvz \cdot fh}{Fvh}$$

$$FSd11 = 2.37$$

Momento vertical resultante

$$Mvz := wv \cdot xgv + wtv \cdot xgtv + Eevz \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$Mvh := Eevh \cdot aev$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv11 := \frac{Mvz}{Mvh}$$

$$FSv11 = 0.25$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A := b$$

Momento vertical resultante

$$Mv := Mv7$$

Momento horizontal resultante

$$Mh := Mh7$$

Fuerza vertical resultante

$$V := Fv7$$

$$X := \frac{Mv - Mh}{V}$$

$$X = 1.22 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.185 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{max11} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{max11} = 8.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{min11} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{min11} = 3.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc11 := \frac{b'}{b}$$

$$Bc11 = 1.00074$$



2.2.1 Caso sísmico



Fuerza vertical resultante

$$Fvz := wv + wtv + Esz$$

Fuerza horizontal resultante

$$Fvh := Esvh + k \cdot wv + k \cdot wtv$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd21 := \frac{Fvz \cdot \mu_{th}}{Fvh}$$

$$FSd21 = 1.32$$

Momento vertical resultante

$$Mvz := wv \cdot xgv + wtv \cdot xgtv + Esz \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$Mvh := Esvh \cdot asv + k \cdot wv \cdot ygv + k \cdot wtv \cdot ygtv$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv21 := \frac{Mvz}{Mvh}$$

$$FSv21 = 3.07$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b_z := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_c := b$$

Momento vertical resultante

$$Mv := Mvz$$

Momento horizontal resultante

$$Mh := Mvh$$

Fuerza vertical resultante

$$V_v := F_{vz}$$

$$X := \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$X = 1.08 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.32 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{\max 221} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\max 221} = 9.84 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Minima reacción

$$P_{\min 221} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\min 221} = 1.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$B_{c221} := \frac{b'}{b}$$

$$B_{c221} = 100\%$$

Estabilidad del conjunto viga y cajón

1.2 Caso normal

2.2.2 Caso sísmico



Resumen:

1.- Caso Normal

1.1.- Viga

$$\begin{aligned} F_{Sd11} &= 2,3 \\ F_{Sv11} &= 0,25 \\ P_{max11} &= 8,17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min11} &= 3,52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ B_{c11} &= 100\% \end{aligned}$$

1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} F_{Sd12} &= 1,77 \\ F_{Sv12} &= 2,55 \\ P_{max12} &= 22,68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min12} &= 0,94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ B_{c12} &= 100\% \end{aligned}$$

**2.2.- Caso Sismico
(triángulo normal)**

2.2.1.- Viga

$$\begin{aligned} F_{Sd221} &= 1,52 \\ F_{Sv221} &= 3,97 \\ P_{max221} &= 9,84 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min221} &= 1,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ B_{c221} &= 100\% \end{aligned}$$

2.2.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} F_{Sd222} &= 1,62 \\ F_{Sv222} &= 1,53 \\ P_{max222} &= 40,34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min222} &= 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ B_{c222} &= 60,19\% \end{aligned}$$

En la tabla a continuación se entrega el resumen de los análisis efectuados tanto para el muro coronamiento, como para el conjunto muro coronamiento mas muro cajón.

Modelo: Planilla de Iteración RB1
Diseño original, calón relleno con arena

Nivel	Φ (°)	k	q (ton/m2)	Caso normal		Caso sísmico (triángulo normal, diseño original)		SC%
				FSD	FSV	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	
Viga	38	0.15	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	
Conjunto	38	0.15	2.5	1.68	2.39	23.76	0	
Viga	38	0.15	2	2.3	6.25	8.17	3.53	99.89
Conjunto	38	0.15	2	1.77	2.55	22.68	0.94	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.14	2	1.77	2.55	22.68	0.94	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	99.89
Conjunto	38	0.13	2.5	1.68	2.39	23.76	0	100
Viga	38	0.13	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.13	2	1.77	2.55	22.68	0.94	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	99.89
Conjunto	38	0.12	2.5	1.68	2.39	23.76	0	100

Modelo: Planilla de Iteración RB1.1
Diseño original, calón relleno inferior con arena y relleno superior con hormigón

Nivel	Φ (°)	k	q (ton/m2)	Caso normal		Caso sísmico (triángulo normal, diseño original)		SC%
				FSD	FSV	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	
Viga	38	0.15	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	
Conjunto	38	0.15	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	
Viga	38	0.15	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.15	2	1.84	2.64	23.15	1.42	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.14	2	1.84	2.64	23.15	1.42	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	100
Conjunto	38	0.13	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	100
Viga	38	0.13	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.13	2	1.84	2.64	23.15	1.42	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	100
Conjunto	38	0.12	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	100

Modelo: Planilla de Iteración RB1.2
Diseño original, calón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

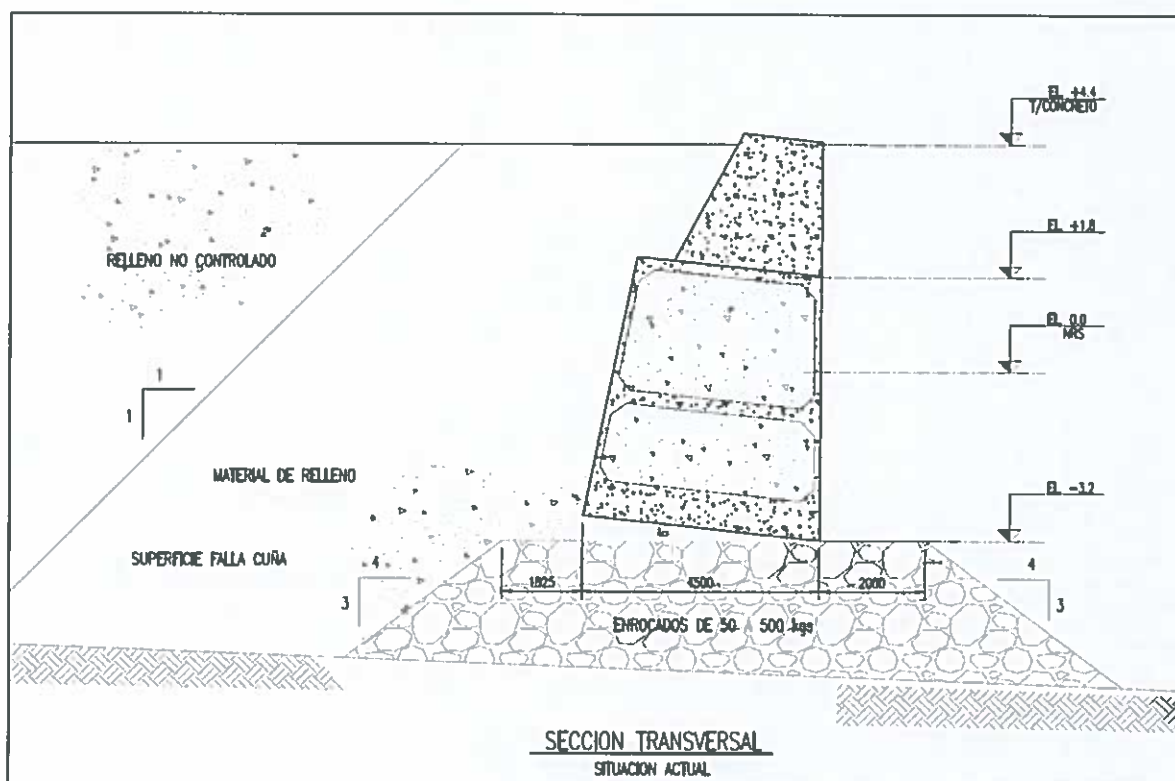
Nivel	Φ (°)	k	q (ton/m2)	Caso normal		Caso sísmico (triángulo normal, diseño original)		SC%
				FSD	FSV	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	
Viga	38	0.15	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	
Conjunto	38	0.15	2.5	1.78	2.52	24.45	0.67	
Viga	38	0.15	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.15	2	1.87	2.69	23.37	1.63	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.14	2	1.87	2.69	23.37	1.63	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	100
Conjunto	38	0.13	2.5	1.78	2.52	24.45	0.67	100
Viga	38	0.13	2	2.3	6.25	8.17	3.53	100
Conjunto	38	0.13	2	1.87	2.69	23.37	1.63	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.56	8.49	3.29	100
Conjunto	38	0.12	2.5	1.78	2.52	24.45	0.67	100

ANEXO B
Análisis Estabilidad Sitio N° 1, Situación Actual
(64 páginas)

En el presente anexo se entrega un análisis de estabilidad de la estructura del muro cajón y muro de coronamiento del Sitio N° 1, en su situación actual, muro con mayor desviación.

Para el análisis se consideraron las siguientes condiciones

Geometría del muro



Materiales

- Hormigón armado y en situ:
 $\gamma_{armado} = 2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{en\ masa} = 2,2 \text{ t/m}^3$, Coef. roce entre hormigón (μ)=0,5
- Relleno en trasdós del muro:

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	42°
Peso específico seco	(γ_{seco})	=	1,85 t/m ³
Peso específico sat.	(γ_{sat})	=	2,03 t/m ³
Ángulo fricción suelo- pared	(δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós	(i)	=	0°
Ángulo inclinación muro a Poza		=	6°
- Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m ²
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m ²
Superficie en compresión mínima	=	60%
Coef. roce cajón enrocado(μ_{roca})	=	0,6

- Agua de mar:

Peso específico	($\gamma_{\text{agua mar}}$)	=	1,025 t/m ³
Amplitud marea		=	1,8 m
Agua Residual		=	+0,6 m NRS

- Solicitaciones:

Peso propio		=	peso estructura
Sobrecargas:			
Estática	(q_{est})	=	variable entre 2,0 y 2,5 t/m ²
Sísmica	(q_{sis})	=	1/2 q_{est}
Grúa			

Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.

- Empujes de suelos

Según Mononobe - Okabe, método triángulo invertido

- Combinaciones de Cargas

- Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
- Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
- Carga de peso propio + grúa + agua

- Factores de Seguridad

Deslizamiento Estático	=	1,2
Deslizamiento Sísmico	=	1,0
Volcamiento Estático	=	1,2
Volcamiento Sísmico	=	1,1

Con los datos anteriores se efectuó el análisis y se determinó el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable.

En la tabla a continuación se entrega el resumen de los análisis efectuados tanto para el muro coronamiento, como para el conjunto muro coronamiento mas muro cajón.

Situación Actual, Inclinación 0° con relleno Total

Datos

$$\text{ton} := 1000\text{kg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 42\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi_1 := 26.57\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi_2 := 5.71\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi_3 := 0\text{deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta_c := 15\text{deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0\text{deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coeficiente sísmico en el aire

$$k := 0.11$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \text{atan}(k) = 6.28\text{deg}$$

Coeficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) k = 0.22$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$

$$\theta' := \text{atan}(k') = 12.53\text{deg}$$

Coeficiente de roce entre hormigón y hormigón

$$\mu_{hh} := 0.5$$

Coeficiente de roce entre hormigón y enrocado

$$\mu_{he} := 0.6$$

Coeficientes de empuje para la viga de coronamiento



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1))^2}{(\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1)) \left[1 + \sqrt{\frac{|(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))|}{|(\cos(\delta + \psi1)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))|}} \right]^2}$$

$$K_{ae1} = 0.42$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))}} \right]^2}$$

$$K_{as1} = 0.5$$



Coeficientes de empuje para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi2))^2}{(\cos(\psi2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi2)) \left[1 + \sqrt{\frac{|(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))|}{|(\cos(\delta + \psi2)) \cdot (\cos(\psi2 - \beta))|}} \right]^2}$$

$$K_{ae2} = 0.222$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

$$K_{as2} = 0.281$$

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{asg2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

$$K_{asg2} = 0.357$$



Presiones

$$h1 := 2.6m$$

$$h_r := 0.6m$$

$$h2 := 1.2m$$

$$h3 := 3.8m$$

Presiones Estáticas (con sobrecarga normal)



Viga

$$\sigma_{e1} := K_{ae1} \cdot \left(\frac{w_e \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e1} = 0.76 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_{e2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h1 + \frac{w_e \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

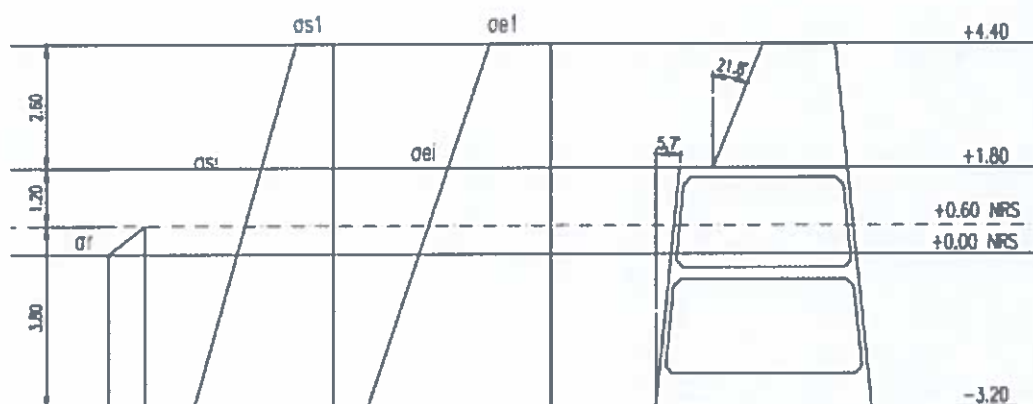
$$\sigma_{e2} = 2.58 \frac{ton}{m^2}$$

Cajón

$$\sigma_{e3} = 1.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{eff}} = 2 \cdot \frac{\log}{m^2}$$

$$\sigma_{e5} = 2.84 \cdot \frac{\ln}{m^2}$$



$$E_{el} = 4.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{e2} = 2.1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{c3} = 9.19 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$d_{el} = 6.06 \text{ m}$

$$de2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e3 + \sigma e4}{\sigma e3 + \sigma e4} \right) + h3$$

$$de2 = 4.37 \text{ m}$$

$$de3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e4 + \sigma e5}{\sigma e4 + \sigma e5} \right)$$

$$de3 = 1.79 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga normal)

$$Eev := Ee1$$

$$Eev = 4.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eec := Ee2 + Ee3$$

$$Eec = 11.3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dev := \frac{Ee1 \cdot de1}{Eev}$$

$$dev = 6.06 \text{ m}$$

$$dec := \frac{Ee2 \cdot de2 + Ee3 \cdot de3}{Eec}$$

$$dec = 2.27 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aev := dev - h2 - h3$$

$$aev = 1.06 \text{ m}$$



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



La revista del idiem vol.°19, N°1, Mayo 1980, página 34, ecuación N°6, indica que se debe restar al empuje activo sísmico el empuje activo estático y de esa forma se obtiene el delta empuje activo sísmico para aplicarlo como un triángulo invertido en el caso sísmico.

La resultante de este nuevo empuje se encuentra en 2H/3.

Para tales fines se deben calcular los empujes estáticos con la sobrecarga sísmica, los empujes estáticos sin sobrecarga y los empujes sísmicos sin sobrecarga:

Presiones Estáticas (con sobrecarga sísmica)



Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)



Presiones Estáticas (sin sobrecarga)



Empujes Estáticos (sin sobrecarga)



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Viga

$$\Delta E_{sv} := E_{svv} - E_{evv}$$

$$\Delta E_{sv} = 0.45 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base de la viga

$$\Delta d_{sv} := \frac{2}{3} \cdot h_1$$

$$\Delta d_{sv} = 1.73 \text{ m}$$

Conjunto Viga y Cajón

$$\Delta E_{sc} := E_{scv} - E_{ecv}$$

$$\Delta E_{sc} = 5.42 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base del cajón

$$\Delta d_{sc} := \frac{2}{3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$\Delta d_{sc} = 5.07 \text{ m}$$

Presiones por agua residual



$$\sigma_r := \gamma_w \cdot h_r$$

$$\sigma_r = 0.62 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empuje por agua residual

$$Er1 := \left(\frac{\sigma_r \cdot h_r}{2} \right)$$

$$Er1 = 0.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Er2 := \sigma_r \cdot (h3 - h_r)$$

$$Er2 = 1.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dr1 := \frac{h_r}{3} + (h3 - h_r)$$

$$dr1 = 3.4 \text{ m}$$

$$dr2 := \frac{(h3 - h_r)}{2}$$

$$dr2 = 1.6 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante

$$Er := Er1 + Er2$$

$$Er = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dr := \frac{Er1 \cdot dr1 + Er2 \cdot dr2}{Er}$$

$$dr = 1.75 \text{ m}$$



Presiones por sobrecarga sísmica



Empuje por sobrecarga sísmica



$$E_{wsv} := (\sigma_{wsv} \cdot h1)$$

$$E_{wsv} = 1.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{wsc} := (\sigma_{wsc1} \cdot h2 + \sigma_{wsc2} \cdot h3)$$

$$E_{wsc} = 1.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$d_{wsv} := \frac{h1}{2} + (h2 + h3)$$

$$d_{wsv} = 6.3 \text{ m}$$

$$dwsc := \frac{(h2 + h3)}{2}$$

$$dwsc = 2.5 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$awsv := dwsv - h2 - h3$$

$$awsv = 1.3 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

Viga

$$Eevh := Eev \cdot \cos(\psi1 + \delta)$$

$$Eevh = 3.24 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eevz := Eevh \cdot \tan(\delta)$$

$$Eevz = 0.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$Eech := Eec \cdot \cos(\psi2 + \delta)$$

$$Eech = 10.57 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eecz := Eech \cdot \tan(\delta)$$

$$Eecz = 2.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$Eevvh := Eevv \cdot \cos(\psi1 + \delta)$$

$$Eevvh = 2.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eevvz := Eevvh \cdot \tan(\delta)$$

$$Eevvz = 0.67 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$Eecch := Eecc \cdot \cos(\psi2 + \delta)$$

$$Eecch = 9.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eeccz := Eecch \cdot \tan(\delta)$$

$$Eeccz = 2.55 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (sin sobrecarga)

Viga

$$E_{evvh} := E_{evv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evvh} = 1.77 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evvz} := E_{evvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evvz} = 0.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{ecch} := E_{eco} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{ecch} = 10.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eccz} := E_{ecch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eccz} = 2.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 2.99 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.8 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 14.72 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 3.94 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por agua residual

$$E_r = 2.15 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (triángulo invertido)

Viga

$$\Delta E_{svh} := \Delta E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$\Delta E_{svh} = 0.34 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{svz} := \Delta E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{svz} = 0.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Conjunto Viga - Cajón

$$\Delta E_{sch} := \Delta E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$\Delta E_{sch} = 5.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{scz} := \Delta E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{scz} = 1.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por sobrecarga sísmica

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 0.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 1.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Cálculo de pesos y centroide viga y cajón



Centroides



Pesos de cuñas de terreno



Fuerza boyante (+0.6 NRS)



Estabilidad de la viga

1.1 Caso normal



Fuerza vertical resultante

$$Fvz := wv + wtv + Eevz$$

Fuerza horizontal resultante

$$Fvh := Eevh$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd11 := \frac{Fvz \cdot fh}{Fvh}$$

$$FSd11 = 2.51$$

Momento vertical resultante

$$Mvz := wv \cdot xgv + wtv \cdot xgtv + Eevz \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$Mvh := Eevh \cdot acv$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv11 := \frac{Mvz}{Mvh}$$

$$FSv11 = 0.8$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_u := b$$

Momento vertical resultante

$$Mv := Mvz$$

Momento horizontal resultante

$$Mh := Mvh$$

Fuerza vertical resultante

$$V_u := Fvz$$

$$X := \frac{Mv - Mh}{V}$$

$$X = 1.23 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.172 \text{ m} \quad \frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{maxII} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)} \right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad P_{maxII} = 7.96 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{minII} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad P_{minII} = 3.67 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$BcII := \frac{b'}{b} \quad BcII = 100\%$$



2.1.1 Caso sísmico (triángulo invertido)



Fuerza vertical resultante

$$F_{vvz} := w_v + w_{iv} + E_{cvvz} + \Delta E_{svz} + E_{wsvz}$$

Fuerza horizontal resultante

$$F_{vvh} := E_{cvvh} + \Delta E_{svh} + E_{wsvh} + k \cdot w_v + k \cdot w_{iv}$$

(se agrega la fuerza sísmica de la estructura y de la cuña de terreno)

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd211 := \frac{F_{vz} \cdot fh}{F_{vh}}$$

$$FSd211 = 1.78$$

Momento vertical resultante

$$M_{vz} := w_v \cdot x_{gv} + w_{tv} \cdot x_{gtv} + E_{vvvz} \cdot b7 + \Delta E_{svz} \cdot b7 + E_{wsvz} \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$M_{vh} := E_{vvvh} \cdot a_{vvv} + \Delta E_{svh} \cdot \Delta d_{sv} + E_{wsvh} \cdot a_{wsv} + k \cdot w_v \cdot y_{gv} + k \cdot w_{tv} \cdot y_{gtv}$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv211 := \frac{M_{vz}}{M_{vh}}$$

$$FSv211 = 4.28$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b_c := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_c := b$$

Momento vertical resultante

$$M_{v_c} := M_{vz}$$

Momento horizontal resultante

$$M_{h_c} := M_{vh}$$

Fuerza vertical resultante

$$V_c := F_{vz}$$

$$X_c := \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$X = 1.1 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e_c := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.302 \text{ m} \quad \frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{max211} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{max211} = 9.54 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Minima reacción

$$P_{min211} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad P_{min211} = 2.05 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc211 := \frac{b'}{b} \quad Bc211 = 100\%$$



2.2.1 Caso sísmico



Estabilidad del conjunto viga y cajón



1.2 Caso normal



2.1.2 Caso sísmico (triángulo invertido)



2.2.2 Caso sísmico

Resumen:

1.- Caso Normal

1.1.- Viga

$$\begin{aligned} F_{Sd11} &= 2.51 \\ F_{Sv11} &= 6.8 \\ P_{max11} &= 7.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min11} &= 3.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Bc11 &= 100\% \end{aligned}$$

1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} F_{Sd12} &= 2.09 \\ F_{Sv12} &= 2.97 \\ P_{max12} &= 21.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min12} &= 2.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Bc12 &= 100\% \end{aligned}$$

2.1.- Caso Sísmico
(triángulo invertido)

2.1.1.- Viga

$$\begin{aligned} F_{Sd211} &= 1.73 \\ F_{Sv211} &= 4.28 \\ P_{max211} &= 9.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min211} &= 2.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Bc211 &= 100\% \end{aligned}$$

2.1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} F_{Sd212} &= 1.15 \\ F_{Sv212} &= 1.55 \\ P_{max212} &= 41.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ P_{min212} &= 31 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Bc212 &= 61.35\% \end{aligned}$$

Situación Actual, Inclinación 0° con relleno solo en la parte Superior

Datos

$$\text{ton} := 1000 \text{ kg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 42 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi_1 := 26.57 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi_2 := 5.71 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi_3 := 0 \text{ deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta_s := 15 \text{ deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0 \text{ deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coeficiente sísmico en el aire

$$k := 0.09$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \text{atan}(k) = 5.14 \text{ deg}$$

Coeficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.18$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$

$$\theta' := \text{atan}(k') = 10.3 \text{ deg}$$

Coefficiente de roce entre hormigón y hormigón

$$\mu_{hh} = 0.5$$

Coefficiente de roce entre hormigón y enrocado

$$\mu_{he} = 0.6$$

Coefficientes de empuje para la viga de coronamiento



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1))^2}{(\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{|(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))|}{|(\cos(\delta + \psi1)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))|}} \right]^2}$$

$$K_{ae1} = 0.42$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1 - \theta))^2}{\left[(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))}} \right]^2 \right]}$$

$$K_{as1} = 0.49$$



Coefficientes de empuje para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi2))^2}{(\cos(\psi2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi2)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{|(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))|}{|(\cos(\delta + \psi2)) \cdot (\cos(\psi2 - \beta))|}} \right]^2}$$

$$K_{ae2} = 0.222$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

$K_{as2} = 0.27$

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{asg2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

$K_{asg2} = 0.328$



Presiones

$h1 := 2.6m$

$h_g := 0.6m$

$h2 := 1.2m$

$h3 := 3.8m$

Presiones Estáticas (con sobrecarga normal)



Viga

$$\sigma_{e1} := K_{ae1} \cdot \left(\frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$\sigma_{e1} = 0.76 \cdot \frac{\text{ton}}{m^2}$

$$\sigma_{e2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma \cdot h1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

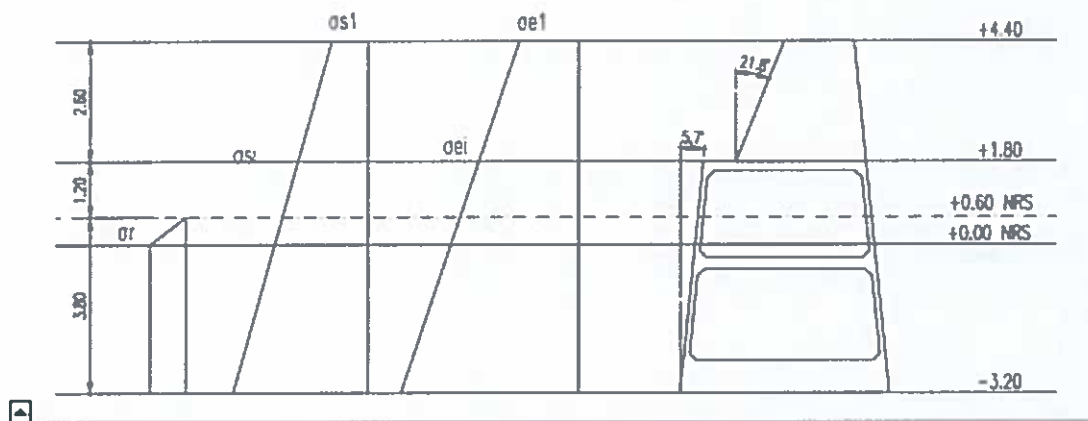
$\sigma_{e2} = 2.58 \cdot \frac{\text{ton}}{m^2}$

Cañón

$$\sigma_{e3} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2) \quad \sigma_{e3} = 1.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e4} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h1 + \gamma_t \cdot h2 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2) \quad \sigma_{e4} = 2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e5} := K_{ae2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h1 + \gamma_t \cdot h2 + \gamma' \cdot h3 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2) \quad \sigma_{e5} = 2.84 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

$$E_{e1} := \frac{(\sigma_{e1} + \sigma_{e2})}{2} \cdot h1 \quad E_{e1} = 4.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{e2} := \frac{(\sigma_{e3} + \sigma_{e4})}{2} \cdot h2 \quad E_{e2} = 2.1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{e3} := \frac{(\sigma_{e4} + \sigma_{e5})}{2} \cdot h3 \quad E_{e3} = 9.19 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga normal)

$$de1 := \left(\frac{h1}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e1 + \sigma e2}{\sigma e1 + \sigma e2} \right) + h2 + h3 \quad de1 = 6.06 \text{ m}$$

$$de2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e3 + \sigma e4}{\sigma e3 + \sigma e4} \right) + h3 \quad de2 = 4.37 \text{ m}$$

$$de3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e4 + \sigma e5}{\sigma e4 + \sigma e5} \right) \quad de3 = 1.79 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga normal)

$$Eev := Ee1 \quad Eev = 4.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eec := Ee2 + Ee3 \quad Eec = 11.3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dev := \frac{Ee1 \cdot de1}{Eev} \quad dev = 6.06 \text{ m}$$

$$dec := \frac{Ee2 \cdot de2 + Ee3 \cdot de3}{Eec} \quad dec = 2.27 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aev := dev - h2 - h3 \quad aev = 1.06 \text{ m}$$



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



La revista del idiem vol.º19, N°1, Mayo 1980, página 34, ecuación N°6, indica que se debe restar al empuje activo sísmico el empuje activo estático y de esa forma se

obtiene el delta empuje activo sísmico para aplicarlo como un triángulo invertido en el caso sísmico.

La resultante de este nuevo empuje se encuentra en $2H/3$.

Para tales fines se deben calcular los empujes estáticos con la sobrecarga sísmica, los empujes estáticos sin sobrecarga y los empujes sísmicos sin sobrecarga:

Presiones Estáticas (con sobrecarga sísmica)

▶ _____

Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)

▶ _____

Presiones Estáticas (sin sobrecarga)

▶ _____

Empujes Estáticos (sin sobrecarga)

▶ _____

Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)

▶ _____

Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)

▶ _____

Viga

$$\Delta E_{sv} := E_{svv} - E_{cvvv}$$

$$\Delta E_{sv} = 0,36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base de la viga

$$\Delta d_{sv} := \frac{2}{3} \cdot h_1$$

$$\Delta d_{sv} = 1,73 \text{ m}$$

Conjunto Viga y Cajón

$$\Delta E_{sc} := E_{scv} - E_{ccc}$$

$$\Delta E_{sc} = 4,26 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base del cajón

$$\Delta d_{sc} := \frac{2}{3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$\Delta d_{sc} = 5,07 \text{ m}$$

Presiones por agua residual



$$\sigma_r := \gamma_w \cdot h_r$$

$$\sigma_r = 0.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empuje por agua residual

$$Er1 := \left(\frac{\sigma_r \cdot h_r}{2} \right)$$

$$Er1 = 0.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Er2 := \sigma_r \cdot (h3 - h_r)$$

$$Er2 = 1.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dr1 := \frac{h_r}{3} + (h3 - h_r)$$

$$dr1 = 3.4 \text{ m}$$

$$dr2 := \frac{(h3 - h_r)}{2}$$

$$dr2 = 1.6 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante

$$Er := Er1 + Er2$$

$$Er = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dr := \frac{Er1 \cdot dr1 + Er2 \cdot dr2}{Er}$$

$$dr = 1.75 \text{ m}$$



Presiones por sobrecarga sísmica



Empuje por sobrecarga sísmica



$$E_{wsv} := (\sigma_{wsv} \cdot h1)$$

$$E_{wsv} = 1.13 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{wsc} := (\sigma_{wsc1} \cdot h2 + \sigma_{wsc2} \cdot h3)$$

$$E_{wsc} = 1.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dws_v := \frac{h_1}{2} + (h_2 + h_3)$$

$$dws_v = 6.3 \text{ m}$$

$$dws_c := \frac{(h_2 + h_3)}{2}$$

$$dws_c = 2.5 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aws_v := dws_v - h_2 - h_3$$

$$aws_v = 1.3 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

Viga

$$Eevh := Eev \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$Eevh = 3.24 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eevz := Eevh \cdot \tan(\delta)$$

$$Eevz = 0.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$Eech := Eec \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$Eech = 10.57 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eecz := Eech \cdot \tan(\delta)$$

$$Eecz = 2.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$Eevvh := Eevv \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$Eevvh = 2.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eevvz := Eevvh \cdot \tan(\delta)$$

$$Eevvz = 0.67 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{eech} := E_{ece} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{eech} = 9.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eeez} := E_{eech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eeez} = 2.55 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (sin sobrecarga)

Viga

$$E_{evvh} := E_{evv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evvh} = 1.77 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evvz} := E_{evvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evvz} = 0.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{eech} := E_{ece} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{eech} = 10.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eeez} := E_{eech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eeez} = 2.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 2.89 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.77 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 13.6 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 3.64 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por agua residual

$$E_r = 2.15 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (triángulo invertido)

Viga

$$\Delta E_{svh} := \Delta E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$\Delta E_{svh} = 0.27 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{svz} := \Delta E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{svz} = 0.07 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Conjunto Viga - Cajón

$$\Delta E_{sch} := \Delta E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$\Delta E_{sch} = 3.98 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{scz} := \Delta E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{scz} = 1.07 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por sobrecarga sísmica

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 0.85 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.23 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 1.46 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 0.39 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Cálculo de pesos y centroide viga y cajón



Centroides



Pesos de cuñas de terreno



Fuerza boyante (+0.6 NRS)



Estabilidad de la viga

1.1 Caso normal



2.1.1 Caso sísmico (triángulo invertido)



2.2.1 Caso sísmico



Estabilidad del conjunto viga y cajón

1.2 Caso normal



Fuerza vertical resultante

$$F_z := w + w_1 + E_{evz} + E_{ecz} - w' \quad (\text{se resta la fuerza boyante})$$

Fuerza horizontal resultante

$$F_h := E_{evh} + E_{ech} + E_r$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{d12} := \frac{F_z \cdot \mu}{F_h}$$

$$FS_{d12} = 1.76$$

Momento vertical resultante

$$M_z := w \cdot x_g + w_1 \cdot x_{g1} + E_{evz} \cdot b_1 + E_{ecz} \cdot b_1 - w' \cdot x'$$

$$E_{ecz} + E_{evz} = 3.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Momento horizontal resultante

$$M_h := E_{evh} \cdot d_{ev} + E_{ech} \cdot d_{ec} + E_r \cdot d_r$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{v12} := \frac{M_z}{M_h}$$

$$FS_{v12} = 2.55$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b_x := b$$

Area de apoyo unitaria

$$A_x := b$$

Momento vertical resultante

$$M_v := M_z$$

Momento horizontal resultante

$$M_h := M_y$$

Fuerza vertical resultante

$$V_x := F_z$$

$$X_x := \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$X = 1.57 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e_x := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.684 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.75 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{\max 12} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\max 12} = 19.89 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{\min 12} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\min 12} = 0.92 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \left(\frac{b}{2} - e \right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad b' = 4.5 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc12 := \frac{b'}{b} \quad Bc12 = 100\%$$



2.1.2 Caso sísmico (triángulo invertido)



2.2.2 Caso sísmico



Resumen:

1.- Caso Normal

1.1.- Viga

$$\begin{aligned} FSt11 &= 2.51 \\ FSt11 &= 0.8 \end{aligned}$$

$$Pmax11 = 7.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pmin11 = 3.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Bc11 = 100\%$$

1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} FSt12 &= 1.76 \\ FSt12 &= 2.55 \end{aligned}$$

$$Pmax12 = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pmin12 = 0.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Bc12 = 100\%$$

2.1.- Caso Sísmico (triángulo invertido)

2.1.1.- Viga

$$\begin{aligned} FSt211 &= 1.89 \\ FSt211 &= 4.79 \end{aligned}$$

$$Pmax211 = 9.14 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pmin211 = 2.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Bc211 = 100\%$$

2.1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} FSt212 &= 1.09 \\ FSt212 &= 1.53 \end{aligned}$$

$$Pmax212 = 35.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pmin212 = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Bc212 = 60.77\%$$

Situación Actual, Inclinación -6° con relleno Total

Datos

$$w := 10000 \text{ kg}$$

Ángulo de inclinación hacia mar (-)

$$\lambda := -6 \text{ deg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 42 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi_1 := 26.57 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi_2 := 5.71 \text{ deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi_3 := 0 \text{ deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta := 15 \text{ deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0 \text{ deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente sísmico en el aire

$$k := 0.06$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \text{atan}(k) = 3.43 \text{ deg}$$

Coefficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.12$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$

$$\theta' := \text{atan}(k') = 6.91 \text{ deg}$$

Coefficiente de roce entre hormigón y hormigón

$$\mu_{hh} := 0.3$$

Coefficiente de roce entre hormigón y enrocado

$$\mu_{he} := 0,6$$

Coefficientes de empuje para la viga de coronamiento



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1))^2}{(\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1)) \left[1 + \sqrt{\frac{|\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)|}{|(\cos(\delta + \psi1)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))|}} \right]^2} \quad K_{ae1} = 0.42$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1 - \theta))^2}{\left[(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))}} \right]^2 \right]} \quad K_{as1} = 0.46$$



Coefficientes de empuje para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi2))^2}{(\cos(\psi2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi2)) \left[1 + \sqrt{\frac{|\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)|}{|(\cos(\delta + \psi2)) \cdot (\cos(\psi2 - \beta))|}} \right]^2} \quad K_{ae2} = 0.222$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

K_{as2} = 0.253

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{asg2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

K_{asg2} = 0.288



Presiones

h1 := 2.6m

h_{re} := 0.6m

h2 := 1.2m

h3 := 3.8m

Presiones Estáticas (con sobrecarga normal)



Viga

$$\sigma_{e1} := K_{ae1} \cdot \left(\frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e1} = 0.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e2} = 2.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cajón

$$\sigma e3 := Kae2 \left(\gamma t \cdot h1 + \frac{we \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2)$$

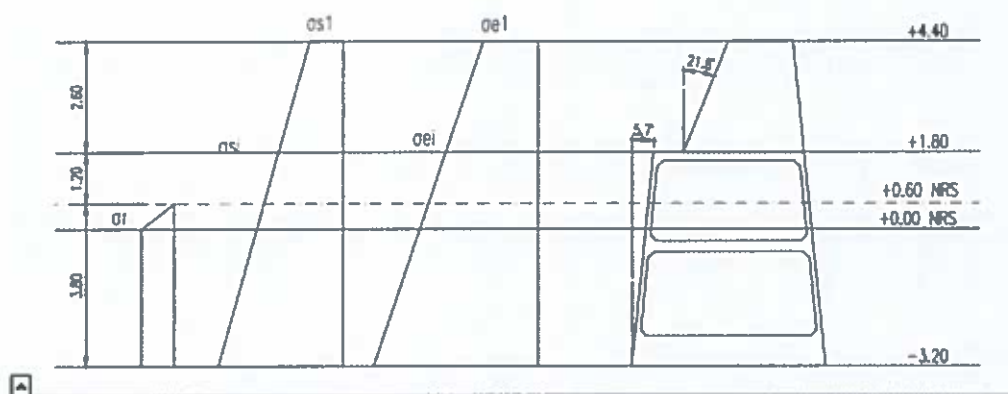
$$\sigma e3 = 1.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma e4 := Kae2 \left(\gamma t \cdot h1 + \gamma t \cdot h2 + \frac{we \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2)$$

$$\sigma e4 = 2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma e5 := Kae2 \left(\gamma t \cdot h1 + \gamma t \cdot h2 + \gamma t \cdot h3 + \frac{we \cdot \cos(\psi2)}{\cos(\psi2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi2)$$

$$\sigma e5 = 2.84 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

$$Ee1 := \frac{(\sigma e1 + \sigma e2)}{2} \cdot h1$$

$$Ee1 = 4.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ee2 := \frac{(\sigma e3 + \sigma e4)}{2} \cdot h2$$

$$Ee2 = 2.1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ee3 := \frac{(\sigma e4 + \sigma e5)}{2} \cdot h3$$

$$Ee3 = 9.19 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga normal)

$$de1 := \left(\frac{h1}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \sigma e1 + \sigma e2}{\sigma e1 + \sigma e2} \right) + h2 + h3$$

$$de1 = 6.06 \text{ m}$$

$$de2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \sigma e3 + \sigma e4}{\sigma e3 + \sigma e4} \right) + h3$$

$$de2 = 4.37 \text{ m}$$

$$de3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \left(\frac{2 \cdot \sigma e4 + \sigma e5}{\sigma e4 + \sigma e5} \right)$$

$$de3 = 1.79 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga normal)

$$Eev := Ee1$$

$$Eev = 4.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eec := Ee2 + Ee3$$

$$Eec = 11.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dev := \frac{Ee1 \cdot de1}{Eev}$$

$$dev = 6.06 \text{ m}$$

$$dec := \frac{Ee2 \cdot de2 + Ee3 \cdot de3}{Eec}$$

$$dec = 2.27 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aev := dev - h2 - h3$$

$$aev = 1.06 \text{ m}$$



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



La revista del Idiem vol.º19, N°1, Mayo 1980, página 34, ecuación N°6, indica que se debe restar al empuje activo sísmico el empuje activo estático y de esa forma se obtiene el delta empuje activo sísmico para aplicarlo como un triángulo invertido en el caso sísmico.

La resultante de este nuevo empuje se encuentra en $2H/3$.

Para tales fines se deben calcular los empujes estáticos con la sobrecarga sísmica, los empujes estáticos sin sobrecarga y los empujes sísmicos sin sobrecarga:

Presiones Estáticas (con sobrecarga sísmica)



Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)



Presiones Estáticas (sin sobrecarga)



Empujes Estáticos (sin sobrecarga)



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Viga

$$\Delta E_{sv} := E_{svv} - E_{evvv}$$

$$\Delta E_{sv} = 0.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base de la viga

$$\Delta d_{sv} := \frac{2}{3} \cdot h1$$

$$\Delta d_{sv} = 1.73 \text{ m}$$

Conjunto Viga y Cajón

$$\Delta E_{sc} := E_{scc} - E_{eccc}$$

$$\Delta E_{sc} = 2.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base del cajón

$$\Delta d_{sc} := \frac{2}{3} \cdot (h1 + h2 + h3)$$

$$\Delta d_{sc} = 5.07 \text{ m}$$

Presiones por agua residual



$$\sigma_r := \gamma_w \cdot h_r$$

$$\sigma_r = 0.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empuje por agua residual

$$Er1 := \left(\frac{\sigma_r h_r}{2} \right)$$

$$Er1 = 0.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Er2 := \sigma_r (h_3 - h_r)$$

$$Er2 = 1.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dr1 := \frac{h_r}{3} + (h_3 - h_r)$$

$$dr1 = 3.4 \text{ m}$$

$$dr2 := \frac{(h_3 - h_r)}{2}$$

$$dr2 = 1.6 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante

$$Er := Er1 + Er2$$

$$Er = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dr := \frac{Er1 \cdot dr1 + Er2 \cdot dr2}{Er}$$

$$dr = 1.75 \text{ m}$$



Presiones por sobrecarga sísmica



Empuje por sobrecarga sísmica



$$E_{wsv} := (\sigma_{wsv} h_1)$$

$$E_{wsv} = 1.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{wsc} := (\sigma_{wsc1} h_2 + \sigma_{wsc2} h_3)$$

$$E_{wsc} = 1.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$d_{wsv} := \frac{h_1}{2} + (h_2 + h_3)$$

$$d_{wsv} = 6.3 \text{ m}$$

$$d_{wsc} := \frac{(h_2 + h_3)}{2}$$

$$d_{wsc} = 2.5 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aws_v := dws_v - h_2 - h_3$$

$$aws_v = 1.3 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

Viga

$$E_{evh} := E_{ev} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evh} = 3.24 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evz} := E_{evh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evz} = 0.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{ech} := E_{ec} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{ech} = 10.57 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{ecz} := E_{ech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{ecz} = 2.83 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{evvh} := E_{evv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evvh} = 2.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evvz} := E_{evvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evvz} = 0.67 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{eech} := E_{eec} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{eech} = 9.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eeez} := E_{eech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eeez} = 2.55 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (sin sobrecarga)

Viga

$$E_{vvvh} := E_{vvv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{vvvh} = 1.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{vvvz} := E_{vvvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{vvvz} = 0.47 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{cveh} := E_{cve} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{cveh} = 10.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{cvez} := E_{cveh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{cvez} = 2.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 2.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.74 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 12.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{sez} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{sez} = 3.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por agua residual

$$E_r = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (triángulo invertido)

Viga

$$\Delta E_{svh} := \Delta E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$\Delta E_{svh} = 0.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{svz} := \Delta E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{svz} = 0.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Conjunto Viga - Cajón

$$\Delta E_{sch} := \Delta E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$\Delta E_{sch} = 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{scz} := \Delta E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{scz} = 0.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por sobrecarga sísmica

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 0.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 1.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 0.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Cálculo de pesos y centroide viga y cajón



Centroides



Centroides estructura inclinada



Pesos de cuñas de terreno



Centroides de cuñas de terreno inclinada



Fuerza boyante (+0.6 NRS)



Estabilidad de la viga

1.1 Caso normal



Fuerza vertical resultante

$$Fvz := (wv + wtv + Ecvz) \cdot \cos(\lambda)$$

Fuerza horizontal resultante

$$Fvh := Ecvh$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd11 := \frac{Fvz \cdot fh + (wv + wtv) \cdot \sin(\lambda)}{Fvh}$$

$$FSd11 = 2$$

Momento vertical resultante

$$Mvz := wv \cdot xgv2 + wtv \cdot xgtv2 + Ecvz \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$Mvh := Ecvh \cdot acv$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv11 := \frac{Mvz}{Mvh}$$

$$FSv11 = 6.47$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_z := b$$

Momento vertical resultante

$$Mv := Mvz$$

Momento horizontal resultante

$$Mh := Mvh$$

Fuerza vertical resultante

$$V_z := Fvz$$

$$X := \frac{Mv - Mh}{V}$$

$$X = 1.1 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.3 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{max11} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad P_{max11} = 9.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Minima reacción

$$P_{min11} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad P_{min11} = 2.07 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases} \quad b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc11 := \frac{b'}{b}$$

$$Bc11 = 100\%$$

2.1.1 Caso sísmico (triángulo invertido)

Fuerza vertical resultante

$$F_{vv} := (w_v + w_{tv} + E_{evv} + \Delta E_{sv} + E_{wsv}) \cdot \cos(\lambda)$$

Fuerza horizontal resultante

$$F_{vh} := E_{evvh} + \Delta E_{svh} + E_{wsvh} + k \cdot w_v + k \cdot w_{tv}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd11 := \frac{F_{vv} \cdot \tan(\phi) + (w_v + w_{tv}) \cdot \sin(\lambda)}{F_{vh}}$$

$$FSd11 = 1.78$$

Momento vertical resultante

$$M_{vv} := w_v \cdot x_{gv}^2 + w_{tv} \cdot x_{gtv}^2 + E_{evv} \cdot b_7 + \Delta E_{sv} \cdot b_7 + E_{wsv} \cdot b_7$$

Momento horizontal resultante

$$M_{vh} := E_{evvh} \cdot a_{evv} + \Delta E_{svh} \cdot \Delta d_{sv} + E_{wsvh} \cdot a_{wsv} + k \cdot w_v \cdot y_{gv}^2 + k \cdot w_{tv} \cdot y_{gtv}^2$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{v211} := \frac{M_{vvz}}{M_{vvh}}$$

$$FS_{v211} = 4.97$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b_z := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_z := b$$

Momento vertical resultante

$$M_v := M_{vvz}$$

Momento horizontal resultante

$$M_h := M_{vvl}$$

Fuerza vertical resultante

$$V_v := F_{vvz}$$

$$X := \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$X = 1.04 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.361 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{\max 211} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\max 211} = 10.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{\min 211} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\min 211} = 1.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b' := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$b' = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc211 \approx \frac{h^+}{h}$$

$$Bc211 = 100\%$$



2.2.1 Caso sísmico



Estabilidad del conjunto viga y cajón

1.2 Caso normal



2.1.2 Caso sísmico (triángulo invertido)



2.2.2 Caso sísmico



Resumen:

1.- Caso Normal

1.1.- Viga

$$\begin{aligned} PSd11 &= 2 \\ PSv11 &= 6.17 \end{aligned}$$

$$Pmox11 = 9.51 \frac{ton}{m^2}$$

$$Pmin11 = 2.67 \frac{ton}{m^2}$$

$$Bc11 = 100\%$$

1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} PSd12 &= 1.63 \\ PSv12 &= 2.48 \end{aligned}$$

$$Pmox12 = 2.604 \frac{ton}{m^2}$$

$$Pmin12 = 0 \frac{ton}{m^2}$$

$$Bc12 = 84.66\%$$

2.1.- Caso Sísmico (triángulo invertido)

2.1.1.- Viga

$$\begin{aligned} PSd21 &= 1.55 \\ PSv21 &= 4.97 \end{aligned}$$

$$Pmox21 = 10.08 \frac{ton}{m^2}$$

$$Pmin21 = 1.1 \frac{ton}{m^2}$$

$$Bc211 \approx 100\%$$

Situación Actual, Inclinación -6° con relleno solo en parte Superior

Datos

$$\text{ton} := 1000\text{kg}$$

Ángulo de inclinación hacia mar (-)

$$\lambda := -6\text{deg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 42\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi1 := 26.57\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi2 := 5.71\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi3 := 0\text{deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta := 15\text{deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0\text{deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente sísmico en el aire

$$k := 0.04$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \text{atan}(k) = 2.29\text{-deg}$$

Coefficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.08$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta^* = \arctg k^*$

$$\theta^* := \text{atan}(k^*) = 4.62 \cdot \text{deg}$$

Coeficiente de roce entre hormigón y hormigón

$$\mu_{hh} := 0.5$$

Coeficiente de roce entre hormigón y enrocado

$$\mu_{he} := 0.6$$

Coeficientes de empuje para la viga de coronamiento



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1))^2}{(\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))]}{[(\cos(\delta + \psi1)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))]} \right]^2}$$

$$K_{ae1} = 0.42$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as1} := \frac{(\cos(\phi - \psi1 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi1))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi1 + \theta)) \cdot (\cos(\psi1 - \beta))}} \right]^2}$$

$$K_{as1} = 0.45$$



Coeficientes de empuje para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi2))^2}{(\cos(\psi2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi2)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))]}{[(\cos(\delta + \psi2)) \cdot (\cos(\psi2 - \beta))]} \right]^2}$$

$$K_{ae2} = 0.222$$

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

K_{as2} = 0.242

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{asg2} := \frac{(\cos(\phi - \psi_2 - \theta))^2}{(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi_2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi_2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi_2 - \beta))}} \right]^2}$$

K_{asg2} = 0.264



Presiones

h1 := 2.6m

h_{ra} := 0.6m

h2 := 1.2m

h3 := 3.8m

Presiones Estáticas (con sobrecarga normal)



Viga

$$\sigma_{e1} := K_{ae1} \cdot \left(\frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e1} = 0.76 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_1 \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_1)}{\cos(\psi_1 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_1)$$

$$\sigma_{e2} = 2.58 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cañón

$$\sigma_{e3} := K_{ae2} \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

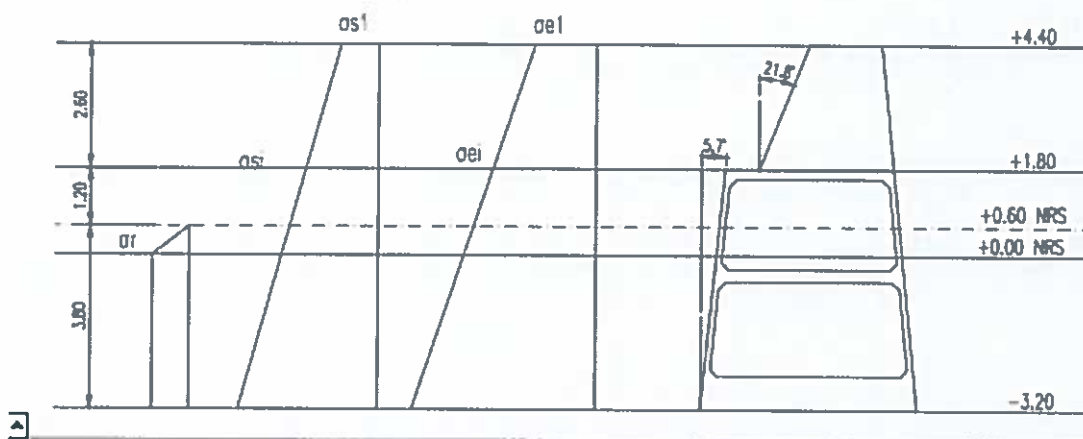
$$\sigma_{e3} = 1.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e4} := K_{ae2} \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

$$\sigma_{e4} = 2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{e5} := K_{ae2} \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \gamma_t \cdot h_3 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_2)}{\cos(\psi_2 - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_2)$$

$$\sigma_{e5} = 2.84 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

$$E_{e1} := \frac{(\sigma_{e1} + \sigma_{e2})}{2} \cdot h_1$$

$$E_{e1} = 4.33 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{e2} := \frac{(\sigma_{e3} + \sigma_{e4})}{2} \cdot h_2$$

$$E_{e2} = 2.1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{e3} := \frac{(\sigma_{e4} + \sigma_{e5})}{2} \cdot h_3$$

$$E_{e3} = 9.19 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga normal)

$$d_{e1} := \left(\frac{h_1}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{e1} + \sigma_{e2}}{\sigma_{e1} + \sigma_{e2}} \right) + h_2 + h_3$$

$$d_{e1} = 6.06 \text{ m}$$

$$de2 := \left(\frac{h2}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e3 + \sigma e4}{\sigma e3 + \sigma e4} \right) + h3$$

$$de2 = 4.37 \text{ m}$$

$$de3 := \left(\frac{h3}{3} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma e4 + \sigma e5}{\sigma e4 + \sigma e5} \right)$$

$$de3 = 1.79 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante para viga y para cajón (con sobrecarga normal)

$$Eev := Ee1$$

$$Eev = 4.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eec := Ee2 + Ee3$$

$$Eec = 11.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dev := \frac{Ee1 \cdot de1}{Eev}$$

$$dev = 6.06 \text{ m}$$

$$dec := \frac{Ee2 \cdot de2 + Ee3 \cdot de3}{Eec}$$

$$dec = 2.27 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$aev := dev - h2 - h3$$

$$aev = 1.06 \text{ m}$$



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



La revista del idiem vol. °19, N°1, Mayo 1980, página 34, ecuación N°6, indica que se debe restar al empuje activo sísmico el empuje activo estático y de esa forma se obtiene el delta empuje activo sísmico para aplicarlo como un triángulo invertido en el caso sísmico.

La resultante de este nuevo empuje se encuentra en 2H/3.

Para tales fines se deben calcular los empujes estáticos con la sobrecarga sísmica, los empujes estáticos sin sobrecarga y los empujes sísmicos sin sobrecarga:

Presiones Estáticas (con sobrecarga sísmica)



Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)



Presiones Estáticas (sin sobrecarga)



Empujes Estáticos (sin sobrecarga)



Presiones Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Empujes Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



Viga

$$\Delta E_{sv} := E_{svv} - E_{evvv}$$

$$\Delta E_{sv} = 0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base de la viga

$$\Delta d_{sv} := \frac{2}{3} \cdot h_1$$

$$\Delta d_{sv} = 1.73 \text{ m}$$

Conjunto Viga y Cajón

$$\Delta E_{sc} := E_{scv} - E_{ecvv}$$

$$\Delta E_{sc} = 1.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base del cajón

$$\Delta d_{sc} := \frac{2}{3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$\Delta d_{sc} = 5.07 \text{ m}$$

Presiones por agua residual



$$\sigma_r := \gamma_w \cdot h_r$$

$$\sigma_r = 0.62 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empuje por agua residual

$$Er1 := \left(\frac{\sigma_r \cdot h_r}{2} \right)$$

$$Er1 = 0.18 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Er2 := \sigma_r (h3 - h_r)$$

$$Er2 = 1.97 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$dr1 := \frac{h_r}{3} + (h3 - h_r)$$

$$dr1 = 3.4 \text{ m}$$

$$dr2 := \frac{(h3 - h_r)}{2}$$

$$dr2 = 1.6 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante

$$Er := Er1 + Er2$$

$$Er = 2.15 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$dr := \frac{Er1 \cdot dr1 + Er2 \cdot dr2}{Er}$$

$$dr = 1.75 \text{ m}$$



Presiones por sobrecarga sísmica



Empuje por sobrecarga sísmica



$$E_{wsv} := (\sigma_{wsv} \cdot h1)$$

$$E_{wsv} = 1.05 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{wsc} := (\sigma_{wsc1} \cdot h2 + \sigma_{wsc2} \cdot h3)$$

$$E_{wsc} = 1.29 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$d_{wsv} := \frac{h_1}{2} + (h_2 + h_3)$$

$$d_{wsv} = 6.3 \text{ m}$$

$$d_{wsc} := \frac{(h_2 + h_3)}{2}$$

$$d_{wsc} = 2.5 \text{ m}$$

Ubicación resultante para viga respecto a la cota correspondiente en h1

$$a_{wsv} := d_{wsv} - h_2 - h_3$$

$$a_{wsv} = 1.3 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes



Empujes Estáticos (con sobrecarga normal)

Viga

$$E_{evh} := E_{ev} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evh} = 3.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evz} := E_{evh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evz} = 0.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{ech} := E_{ec} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{ech} = 10.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{ecz} := E_{ech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{ecz} = 2.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{evvh} := E_{evv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evvh} = 2.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evvz} := E_{evvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evvz} = 0.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{eech} := E_{eee} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{eech} = 9.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eeez} := E_{eech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eeez} = 2.55 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Estáticos (sin sobrecarga)

Viga

$$E_{evvh} := E_{evv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{evvh} = 1.77 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{evvz} := E_{evvh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{evvz} = 0.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{eech} := E_{eee} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{eech} = 10.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{eeez} := E_{eech} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{eeez} = 2.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (con sobrecarga sísmica)

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 2.67 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 11.17 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 2.99 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por agua residual

$$E_r = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Sísmicos (triángulo invertido)

Viga

$$\Delta E_{svh} := \Delta E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$\Delta E_{svh} = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{svz} := \Delta E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{svz} = 0.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Conjunto Viga - Cajón

$$\Delta E_{sch} := \Delta E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$\Delta E_{sch} = 1.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{scz} := \Delta E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$\Delta E_{scz} = 0.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes por sobrecarga sísmica

Viga

$$E_{svh} := E_{sv} \cdot \cos(\psi_1 + \delta)$$

$$E_{svh} = 0.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{svz} := E_{svh} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{svz} = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cajón

$$E_{sch} := E_{sc} \cdot \cos(\psi_2 + \delta)$$

$$E_{sch} = 1.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{scz} := E_{sch} \cdot \tan(\delta)$$

$$E_{scz} = 0.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cálculo de pesos y centroide viga y cajón

Centroides

Centroides estructura inclinada



Pesos de cuñas de terreno



Centroides de cuñas de terreno inclinada



Fuerza boyante (+0.6 NRS)



Estabilidad de la viga

1.1 Caso normal



Fuerza vertical resultante

$$F_{vz} := (w_v + w_{iv} + E_{evz}) \cdot \cos(\lambda)$$

Fuerza horizontal resultante

$$F_{vh} := E_{evh}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{d11} := \frac{F_{vz} \cdot f_{hh} + (w_v + w_{iv}) \cdot \sin(\lambda)}{F_{vh}}$$

$$FS_{d11} = 2$$

Momento vertical resultante

$$M_{vz} := w_v \cdot x_{gv2} + w_{iv} \cdot x_{gtv2} + E_{evz} \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$M_{vh} := E_{evh} \cdot a_{ev}$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{v11} := \frac{M_{vz}}{M_{vh}}$$

$$FS_{v11} = 6.17$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A := b$$

Momento vertical resultante

$$Mv := MvZ$$

Momento horizontal resultante

$$Mh := MhZ$$

Fuerza vertical resultante

$$V := FvZ$$

$$X := \frac{Mv - Mh}{V}$$

$$X = 1.1 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.3 \text{ m} \quad \frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{max11} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{max11} = 9.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{min11} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{min11} = 2.07 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b^* := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$b^* = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc11 := \frac{b^*}{b}$$

$$Bc11 = 100\%$$



2.1.1 Caso sísmico (triángulo invertido)



Fuerza vertical resultante

$$Fvz := (wv + wtv + Ecvvz + \Delta Esvz + Ewsvz) \cdot \cos(\lambda)$$

Fuerza horizontal resultante

$$Fvh := Ecvvh + \Delta Esvh + Ewsvh + k \cdot wv + k \cdot wtv$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSd11 := \frac{Fvz \cdot f_{hh} + (wv + wtv) \cdot \sin(\lambda)}{Fvh}$$

$$FSd11 = 1.95$$

Momento vertical resultante

$$Mvz := wv \cdot xgv2 + wtv \cdot xgtv2 + Ecvvz \cdot b7 + \Delta Esvz \cdot b7 + Ewsvz \cdot b7$$

Momento horizontal resultante

$$Mvh := Ecvvh \cdot acvv + \Delta Esvh \cdot \Delta ds + Ewsvh \cdot awsv + k \cdot wv \cdot ygv2 + k \cdot wtv \cdot ygtv2$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$FSv211 := \frac{Mvz}{Mvh}$$

$$FSv211 = 5.75$$

Reacciones en la base

Ancho de zapata

$$b_z := b7$$

Area de apoyo unitaria

$$A_z := b$$

Momento vertical resultante

$$M_{vz} := Mvz$$

Momento horizontal resultante

$$M_h := M_{vvh}$$

Fuerza vertical resultante

$$V_v := F_{vvv}$$

$$X := \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$X = 1.07 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e := \frac{b}{2} - X$$

$$e = 0.328 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.467 \text{ m}$$

Máxima reacción

$$P_{\max 211} := \begin{cases} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ \left[\frac{2}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b}\right)}\right] \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\max 211} = 9.76 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Mínima reacción

$$P_{\min 211} := \begin{cases} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b}\right) \cdot \frac{V}{A} & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 0 & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$P_{\min 211} = 1.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo

$$b^* := \begin{cases} b & \text{if } e \leq \frac{b}{6} \\ 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) & \text{if } e > \frac{b}{6} \end{cases}$$

$$b^* = 2.8 \text{ m}$$

Porcentaje de apoyo

$$Bc211 := \frac{b^*}{b}$$

$$Bc211 = 100\%$$



2.2.1 Caso sísmico



Estabilidad del conjunto viga y cajón

1.2 Caso normal



2.1.2 Caso sísmico (triángulo invertido)



2.2.2 Caso sísmico



Resumen:

1.- Caso Normal

1.1.- Viga

$$\begin{aligned} FSd(1) &= 2 \\ FSs(1) &= 6.17 \\ Pmax(1) &= 9.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Pmin(1) &= 2.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Rc(1) &= 100\% \end{aligned}$$

1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} FSd(2) &= 1.30 \\ FSs(2) &= 2.9 \\ Pmax(2) &= 27.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Pmin(2) &= 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Rc(2) &= 74.95\% \end{aligned}$$

2.1.- Caso Sísmico (triángulo invertido)

2.1.1.- Viga

$$\begin{aligned} FSd(21) &= 1.95 \\ FSs(21) &= 3.75 \\ Pmax(21) &= 9.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Pmin(21) &= 1.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Rc(21) &= 100\% \end{aligned}$$

2.1.2.- Conjunto

$$\begin{aligned} FSd(22) &= 1.07 \\ FSs(22) &= 1.74 \\ Pmax(22) &= 33.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Pmin(22) &= 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ Rc(22) &= 61.74\% \end{aligned}$$

En la tabla a continuación se entrega el resumen de los análisis efectuados tanto para el muro coronamiento, como para el conjunto muro coronamiento mas muro cajón.

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.3

Diseño actual, calón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

				1,2	1,2			
				Caso normal				
Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2,5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.13	2,5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00
Viga	40	0.11	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00
Conjunto	40	0.11	2	1.98	2.82	22.6	2.27	100.00
Viga	42	0.11	2	2,51	6.8	7.96	3,67	100.00
Conjunto	42	0.11	2	2,09	2.97	21.87	2.89	100.00
Viga	40	0.1	2,5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.1	2,5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00

1,0	1,1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido, diseño actual)				
FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1,49	3,66	10,22	1,46	100,00
1,01	1,34	58,48	0	44,36
1,69	4,18	9,62	1,99	100,00
1,11	1,51	43,92	0	58,48
1,73	4,28	9,54	2,05	100,00
1,15	1,55	41,62	0	61,35
1,68	4,2	9,6	2,05	100,00
1,14	1,56	41,29	0	62,19

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.1

Diseño actual, calón relleno inferior con agua y relleno superior con hormigón

				1,2	1,2			
				Caso normal				
Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2,5	2,17	5,79	8,37	3,37	100,00
Conjunto	40	0.13	2,5	1,66	2,36	22,13	0	99,42
Viga	40	0.1	2,5	2,17	5,79	8,37	3,37	100,00
Conjunto	40	0.1	2,5	1,66	2,36	22,13	0	99,42
Viga	40	0.09	2,5	2,17	5,79	8,37	3,37	100,00
Conjunto	40	0.09	2,5	1,66	2,36	22,13	0	99,42
Viga	42	0.09	2,5	2,27	6,04	8,26	3,45	100,00
Conjunto	42	0.09	2,5	1,75	2,48	21,34	0,54	100,00
Viga	40	0.09	2	2,4	6,52	8,06	3,6	100,00
Conjunto	40	0.09	2	1,74	2,52	21,11	0,78	100,00

1,0	1,1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido, diseño actual)				
F5d	F5v	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.49	3.66	10.22	1.46	100.00
0.91	1.22	71.2	0	32.24
1.68	4.2	9.6	2.05	100.00
1.03	1.42	43.72	0	51.90
1.76	4.41	9.39	2.24	100.00
1.07	1.5	38.8	0	58.27
1.81	4.52	9.31	2.31	100.00
1.11	1.54	36.61	0	61.35
1.84	4.63	9.22	2.38	100.00
1.09	1.53	37.18	0	60.61

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.2

Diseño actual, calón relleno inferior con agua y relleno superior con arena

				1,2	1,2			
Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2,5	2.17	5,79	8,37	3,37	100,00
Conjunto	40	0.13	2,5	1,59	2,27	21,67	0	97,11
Viga	40	0,09	2	2,4	6,52	8,06	3,6	100,00
Conjunto	40	0.09	2	1,67	2,42	20,63	0,3	100,00
Viga	42	0,09	2	2,51	6,8	7,96	3,67	100,00
Conjunto	42	0,09	2	1,76	2,55	19,89	0,92	100,00
Viga	40	0,08	2,5	2,17	5,79	8,37	3,37	100,00
Conjunto	40	0,08	2,5	1,59	2,27	21,67	0	97,11

1.0	1.1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido, diseño actual)				
FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.49	3.66	10.22	1.46	100.00
0.88	1.19	77	0	28.57
1.84	4.63	9.22	2.38	100.00
1.05	1.49	37.42	0	57.67
1.89	4.74	9.14	2.44	100.00
1.09	1.53	35.28	0	60.77
1.84	4.65	9.19	2.44	100.00
1.08	1.54	34.98	0	61.68

Modelo: Estructura inclinada lado mar RA1.1

Diseño actual, inclinación -6° (mar), calón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.1	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.1	2.5	1.47	2.22	31.55	0	78.65
Viga	40	0.06	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.06	2.5	1.47	2.22	31.55	0	78.65
Viga	42	0.06	2	2	6.17	9.51	2.07	100.00
Conjunto	42	0.06	2	1.63	2.48	29.04	0	84.66
Viga	40	0.05	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.05	2.5	1.47	2.22	31.55	0	78.65

Fsd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.34	3.67	11.3	0.28	100.00
0.9	1.3	74.95	0	34.02
1.61	4.59	10.43	1.12	100.00
1.07	1.65	44.04	0	57.20
1.75	4.97	10.18	1.3	100.00
1.13	1.74	40.66	0	61.47
1.69	4.9	10.21	1.33	100.00
1.12	1.76	39.99	0	62.82

Modelo: Estructura inclinada lado mar RA1.2

Diseño actual, inclinación -6° (mar), calón relleno inferior con agua y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.09	2	1.91	5.91	9.61	2	100.00
Conjunto	40	0.09	2	1.35	2.08	29.23	0	74.36
Viga	40	0.04	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.04	2.5	1.29	1.96	31.06	0	70.33
Viga	42	0.04	2.5	1.81	5.49	9.8	1.84	100.00
Conjunto	42	0.04	2.5	1.36	2.05	29.66	0	73.22
Viga	40	0.04	2	1.91	5.91	9.61	2	100.00
Conjunto	40	0.04	2	1.35	2.08	29.23	0	74.36

Fsd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.46	4.05	10.91	0.63	100.00
0.85	1.26	73.88	0	30.29
1.79	5.24	9.99	1.53	100.00
1.04	1.69	37.2	0	59.37
1.85	5.41	9.91	1.59	100
1.09	1.75	35.47	0	61.89
1.88	5.57	9.83	1.66	100.00
1.07	1.74	35.8	0	61.51

Modelo: Estructura inclinada lado mar RA1.3

Diseño actual, inclinación -6° (mar), calón relleno inferior con agua y relleno superior con arena

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m2)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
Viga	40	0.08	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.08	2.5	1.23	1.88	30.76	0	67.92
Viga	40	0.04	2	1.91	5.91	9.61	2	100.00
Conjunto	40	0.04	2	1.29	2.01	28.81	0	72.13
Viga	42	0.04	2	2	6.17	9.51	2.07	100.00
Conjunto	42	0.04	2	1.36	2.1	27.57	0	74.95
Viga	40	0.03	2.5	1.73	5.26	9.92	1.76	100.00
Conjunto	40	0.03	2.5	1.23	1.88	30.76	0	67.92

Fsd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.46	4.08	10.86	0.7	100.00
0.84	1.27	68.05	0	31.47
1.88	5.57	9.83	1.66	100.00
1.02	1.68	35.58	0	59.22
1.95	5.75	9.76	1.71	100
1.07	1.74	33.92	0	61.74
1.89	5.64	9.78	1.74	100.00
1.05	1.76	33.33	0	63.2

ANEXO C
Análisis Rehabilitación Estabilidad Sitio N° 1
(2 páginas)

La condición actual requiere que preliminarmente se homogeneice los rellenos vacíos del cajón.
De esta manera se asumirá a la condición de:

Modelo: Estructura inclinada lado mar RA1 1 1

Diseño actual, inclinación 4° (mar), cajón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	Φ (°)	k	q (ton/m²)	1.2		1.2		1.0		1.1		60%	
				F _{sd}	F _{sv}	g _{mas}	g _{min}	B _c	F _{sd}	F _{sv}	g _{mas}	g _{min}	B _c
Viga	42	0.05	2	2	6.17	9.51	2.07	100.00	1.75	4.87	10.18	1.3	100.00
Conjunta	42	0.06	2	1.63	2.48	29.04	0	84.66	1.13	1.74	40.66	0	61.47

La fuerza solicitante resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$F_{s2} = F_{s2Q} = 23.51 \text{ ton/m}$$

La fuerza resistente resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es:

$$F_{r2} = F_{r2Q} = 26.63 \text{ ton/m}$$

El momento solicitante resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$M_{s2} = M_{s2Q} = 69.98 \text{ ton·m/m}$$

El momento resistente es resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$M_{r2} = M_{r2Q} = 121.83 \text{ ton·m/m}$$

Estos valores corresponden a la fuerza y momentos que se producen con un sismo con coeficiente sísmico de $\lambda=0.05$ en la condición actual.

Para rehabilitar el sitio a su condición inicial se debe evaluar las fuerzas y momentos que se producen con un coeficiente sísmico de $\lambda=0.13$ en la condición actual.

Modelo: Estructura inclinada lado mar RA1 1 1

Diseño actual, inclinación 4° (mar), cajón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	Φ (°)	k	q (ton/m²)	1.2		1.2		1.0		1.1		60%	
				F _{sd}	F _{sv}	g _{mas}	g _{min}	B _c	F _{sd}	F _{sv}	g _{mas}	g _{min}	B _c
Viga	42	0.13	2	2	6.17	9.51	2.07	100.00	1.27	3.37	11.3	0	68.43
Conjunta	42	0.13	2	1.63	2.48	29.04	0	84.66	0.83	1.16	122.24	0	20.48

La fuerza solicitante resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$F_{s3} = F_{s3Q} = 32.75 \text{ ton/m}$$

La fuerza resistente resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$F_{r3} = F_{r3Q} = 27.34 \text{ ton/m}$$

El momento solicitante resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$M_{s3} = M_{s3Q} = 109.24 \text{ ton·m/m}$$

El momento resistente es resultante para el caso sísmico del conjunto viga - cajón es

$$M_{r3} = M_{r3Q} = 127.23 \text{ ton·m/m}$$

Por lo tanto, para alcanzar el coeficiente sísmico de la situación original de diseño, se requiere

$$\Delta F_{st1} = F_{s3} - F_{s2} = 6.12 \text{ ton/m} \quad (\text{Considera Factor de seguridad 1.0})$$

$$\Delta M_{st1} = 1.1 \cdot M_{s3} - M_{s2} = 1.67 \text{ ton·m/m} \quad (\text{Considera Factor de seguridad 1.1})$$

Soluciones:

Caso Alternativa 1. Enrocado

Altura de enrocado de 1.8 m desde la base de los cajones con bermas de 4 m, sea operativo
Enrocado con $\phi=45^\circ$

Caso Alternativa 2. Trantes

Usar trantes de acero para resistir una carga de 40 ton

Carga 6.12 ton/m
Ancho tributario 6 m
Carga x ancho 36.72 ton
Usar x anclaje 40 ton

Caso Alternativa 3. Hormigón

Usar cuña de 5 m x 1 m por 3 m de alto

Aumento de ΔF_{st1} (por fuerzas inerciales) 1.00 ton/m

Total F_{st1} ΔF_{st1} 7.12

Fuerza por aumento hormigón y 50% suelo = 7.70 ton/m

ANEXO D
Diseño Rehabilitación Estabilidad Sitio N° 1

Cuña Activa Sísmica para Conjunto Viga - Cajón

Datos

ton := 1000kg

Ángulo de inclinación hacia mar (-)

$$\lambda := -6\text{deg}$$

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo

$$\phi := 42\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento de hormigón y la vertical, lado relleno

$$\psi 1 := 26.51\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie del cajón de hormigón y la vertical

$$\psi 2 := 5.71\text{deg}$$

(PSI) Ángulo entre la superficie de la viga de coronamiento y la vertical, lado mar

$$\psi 3 := 0\text{deg}$$

(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

$$\delta := 15\text{deg}$$

(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal

$$\beta := 0\text{deg}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso estático

$$w_e := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico

$$w_s := \frac{w_e}{2}$$

Peso específico del suelo en trasdós

$$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico de agua de mar

$$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso boyante del suelo

$$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón armado

$$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón en masa

$$\gamma_{hm} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente sísmico en el aire

$$k := 0.1$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$

$$\theta := \text{atan}(k) = 7.41\text{deg}$$

Coefficiente sísmico aparente en el agua

$$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.26$$

(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$

$$\theta' := \text{atan}(k') = 14.71\text{deg}$$

Coefficientes de empuje y ángulos de falla para la viga de coronamiento



Coefficientes de empuje y ángulos de falla para cajón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae2} := \frac{(\cos(\phi - \psi^2))^2}{(\cos(\psi^2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi^2)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta)) \cdot (\sin(\phi - \beta))]}{[(\cos(\delta + \psi^2)) \cdot (\cos(\psi^2 - \beta))]} \right]^2}$$

K_{ae2} = 0.22

$$\zeta_{ae2} := \arctan \left(-\tan(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) + \sec(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi^2 + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\psi^2 - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta)}} \right) + \beta$$

ζ_{ae2} = 0.34 rad

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as2} := \frac{(\cos(\phi - \psi^2 - \theta))^2}{[(\cos(\theta)) \cdot (\cos(\psi^2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi^2 + \theta)) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta + \psi^2 + \theta)) \cdot (\cos(\psi^2 - \beta))}} \right]^2]}$$

K_{as2} = 0.29

$$\zeta_{as2} := \arctan \left(-\tan(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) + \sec(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi^2 + \delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\psi^2 - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}} \right) + \beta$$

ζ_{as2} = 0.34 rad

Caso Activo Sísmico en agua

$$K_{asg2} := \frac{(\cos(\phi - \psi^2 - \theta'))^2}{[(\cos(\theta')) \cdot (\cos(\psi^2))^2 \cdot (\cos(\delta + \psi^2 + \theta')) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta'))}{(\cos(\delta + \psi^2 + \theta')) \cdot (\cos(\psi^2 - \beta))}} \right]^2]}$$

K_{asg2} = 0.39

$$\zeta_{asg2} := \arctan \left(-\tan(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) + \sec(\phi + \delta + \psi^2 - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi^2 + \delta + \theta') \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\psi^2 - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta')}} \right) + \beta$$

ζ_{asg2} = 0.34 rad

Anclaje Conjunto Viga – Cajón

Datos

ton := 100kg

(FI) Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi := 42\text{deg}$
(PSI) Ángulo entre la superficie del machón de hormigón y la vertical, ambos lados	$\psi_m := 0\text{deg}$
(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo, caso activo.	$\delta_a := 15\text{deg}$
(DELTA) Ángulo de fricción entre el muro y el suelo, caso pasivo.	$\delta_p := 0\text{deg}$
(BETA) Ángulo del terreno que forma la pendiente con la horizontal	$\beta := 0\text{deg}$
Sobrecarga uniforme repartida caso estático	$w_e := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Sobrecarga uniforme repartida caso sísmico	$w_s := \frac{w_e}{2}$
Peso específico del suelo en trasdós	$\gamma_t := 1.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
Peso específico del suelo saturado	$\gamma := 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
Peso específico de agua de mar	$\gamma_w := 1.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
Peso boyante del suelo	$\gamma' := \gamma - \gamma_w = 1.005 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
Peso específico del hormigón armado	$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
Coefficiente sísmico en el aire	$k := 0.1$
(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta = \arctg k$	$\theta := \text{atan}(k) = 7.41\text{-deg}$
Coefficiente sísmico aparente en el agua	$k' := \left(\frac{\gamma}{\gamma'} \right) \cdot k = 0.26$
(TETA) Ángulo determinado por la ecuación $\theta' = \arctg k'$	$\theta' := \text{atan}(k') = 14.71\text{-deg}$
Coefficiente de roce entre hormigón y enrocado	$\mu_{he} := 0.4$

Coefficientes de empuje activo para machón



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Activo Estático

$$K_{ae1} := \frac{(\cos(\phi - \psi_m))^2}{(\cos(\psi_m))^2 \cdot (\cos(\delta a + \psi_m)) \left[1 + \sqrt{\frac{[(\sin(\phi + \delta a)) \cdot (\sin(\phi - \beta))]}{[(\cos(\delta a + \psi_m)) \cdot (\cos(\psi_m - \beta))]} \right]^2}$$

Kae1 = 0.18

Caso Activo Sísmico en aire

$$K_{as1} := \frac{(\cos(\phi - \psi_m - \theta))^2}{\left[\cos(\theta) \cdot (\cos(\psi_m))^2 \cdot (\cos(\delta a + \psi_m + \theta)) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi + \delta a)) \cdot (\sin(\phi - \beta - \theta))}{(\cos(\delta a + \psi_m + \theta)) \cdot (\cos(\psi_m - \beta))}} \right]^2 \right]}$$

Kas1 = 0.25



Coefficientes de empuje y ángulos de falla pasivos para machón

El ángulo de falla que aplica para la ubicación del machón es el caso sísmico en aire



Ecuaciones Chapter 14 Technical Japan

Caso Pasivo Estático

$$K_{pe} := \frac{(\cos(\phi + \psi_m))^2}{(\cos(\psi_m))^2 \cdot (\cos(\delta p + \psi_m)) \left[1 - \sqrt{\frac{[(\sin(\phi - \delta p)) \cdot (\sin(\phi + \beta))]}{[(\cos(\delta p + \psi_m)) \cdot (\cos(\psi_m - \beta))]} \right]^2}$$

Kpe = 5.04

$$\zeta_{pe} := \arccot \left(-\tan(\phi - \delta p - \psi_m + \beta) + \sec(\phi - \delta p - \psi_m + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi_m + \delta p) \cdot \sin(\phi - \delta p)}{\cos(\psi_m - \beta) \cdot \sin(\phi + \beta)}} \right)$$

ζpe = 0.001 rad

Caso Pasivo Sísmico en aire

$$K_{ps} := \frac{(\cos(\phi + \psi_m - \theta))^2}{\left[\cos(\theta) \cdot (\cos(\psi_m))^2 \cdot (\cos(\delta p + \psi_m - \theta)) \left[1 - \sqrt{\frac{(\sin(\phi - \delta p)) \cdot (\sin(\phi + \beta - \theta))}{(\cos(\delta p + \psi_m - \theta)) \cdot (\cos(\psi_m - \beta))}} \right]^2 \right]}$$

Kps = 4.75

$$\zeta_{ps} := \arccot \left(\tan(\phi - \delta p - \psi m + \beta) + \sec(\phi - \delta p - \psi m + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi m + \delta p - \theta) \cdot \sin(\phi - \delta p)}{\cos(\psi m - \beta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}} \right)$$

Spn = 2.5 kV

Caso Pasivo Sismico_en agua

$$K_{psg} := \frac{(\cos(\phi + \psi_m - \theta'))^2}{\cos(\theta') \cdot (\cos(\psi_m))^2 \cdot (\cos(\delta p + \psi_m - \theta'))} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{(\sin(\phi - \delta p)) \cdot (\sin(\phi + \beta - \theta'))}{(\cos(\delta p + \psi_m - \theta')) \cdot (\cos(\psi_m - \beta))}} \right]^2$$

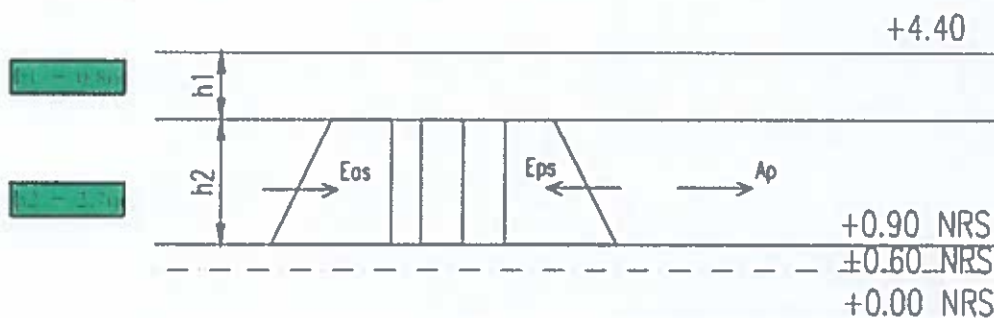
$$K_{psg} = 4.42$$

$$\zeta_{psg} := \arctan \left[\frac{\tan(\phi - \delta p - \psi m + \beta) + \sec(\phi - \delta p - \psi m + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi m + \delta p - \theta) \cdot \sin(\phi - \delta p)}{\cos(\psi m - \beta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}}}{1} \right]$$

$\rho_{\text{sig}} = 2.5 \text{ div}$



Presiones



La sobrecarga en la superficie solo se considera para los empujes activos

Presiones Activas Estáticas (con sobrecarga normal)



$$\sigma_{a1} := K_{a1} \cdot \left(\gamma \cdot h_1 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{a1} = 0.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ae2} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \frac{w_e \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{ae2} = 1.56 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Activos Estáticos (con sobrecarga normal)



$$E_{ae1} := \frac{(\sigma_{ae1} + \sigma_{ae2})}{2} \cdot h_2$$

$$E_{ae1} = 2.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga normal)

$$d_{ae1} := \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{ae1} + \sigma_{ae2}}{\sigma_{ae1} + \sigma_{ae2}}$$

$$d_{ae1} = 1.16 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (con sobrecarga normal)

$$E_{aem} := E_{ae1}$$

$$E_{aem} = 2.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{aem} := \frac{E_{ae1} \cdot d_{ae1}}{E_{aem}}$$

$$d_{aem} = 1.16 \text{ m}$$



Presiones Activas Sísmicas (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



$$\sigma_{as1} := K_{as1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_s \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{as1} = 0.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{as2} := K_{as1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \frac{w_s \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{as2} = 1.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Activos Sísmicos (Considerando triángulo normal, con sobrecarga sísmica)



$$E_{as1} := \frac{(\sigma_{as1} + \sigma_{as2})}{2} \cdot h_2$$

$$E_{as1} = 3.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga sísmica)

$$d_{as1} := \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{as1} + \sigma_{as2}}{\sigma_{as1} + \sigma_{as2}}$$

$$d_{as1} = 1.12 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (con sobrecarga sísmica)

$$E_{asm} := E_{as1}$$

$$E_{asm} = 3.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{asm} := \frac{E_{as1} \cdot d_{as1}}{E_{asm}}$$

$$d_{asm} = 1.12 \text{ m}$$

La revista del Idiem vol.°19, N°1, Mayo 1980, página 34, ecuación N°6, indica que se debe restar al empuje activo sísmico el empuje activo estático y de esa forma se obtiene el delta empuje activo sísmico para aplicarlo como un triángulo invertido en el caso sísmico.

La resultante de este nuevo empuje se encuentra en $2H/3$.

Para realizar la resta de los empujes en la obtención de la resultante para el triángulo invertido, se deben calcular los empujes estáticos sin sobrecarga y los empujes sísmicos sin sobrecarga:

Presiones Activas Estáticas (con sobrecarga sísmica)



$$\sigma_{ae11} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \frac{w_s \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{ae11} = 0.46 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ae22} := K_{ae1} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2 + \frac{w_s \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{ae22} = 1.38 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Activos Estáticos (con sobrecarga sísmica)



$$E_{ae11} := \frac{(\sigma_{ae11} + \sigma_{ae22})}{2} \cdot h_2 \quad E_{ae11} = 2.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (con sobrecarga sísmica)

$$d_{ae11} := \frac{h_2}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{ae11} + \sigma_{ae22}}{\sigma_{ae11} + \sigma_{ae22}} \right) \quad d_{ae11} = 1.12 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (con sobrecarga sísmica)

$$E_{aemm} := E_{ae11} \quad E_{aemm} = 2.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{aemm} := \frac{E_{ae11} \cdot d_{ae11}}{E_{aemm}} \quad d_{aemm} = 1.12 \text{ m}$$



Presiones Activas Estáticas (sin sobrecarga)



$$\sigma_{ae11} := K_{ae1} \cdot (\gamma_t \cdot h_1) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{ae11} = 0.27 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ae22} := K_{ae1} \cdot (\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_t \cdot h_2) \cdot \cos(\psi_m) \quad \sigma_{ae22} = 1.192 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Activos Estáticos (sin sobrecarga)



$$E_{ae111} := \frac{(\sigma_{ae111} + \sigma_{ae222})}{2} \cdot h2$$

$$E_{ae111} = 1.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (sin sobrecarga)

$$d_{ae111} := \left(\frac{h2}{3} \right) \left(\frac{2 \cdot \sigma_{ae111} + \sigma_{ae222}}{\sigma_{ae111} + \sigma_{ae222}} \right)$$

$$d_{ae111} = 1.07 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (sin sobrecarga)

$$E_{aemmm} := E_{ae111}$$

$$E_{aemmm} = 1.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{aemmm} := \frac{E_{ae111} \cdot d_{ae111}}{E_{aemmm}}$$

$$d_{aemmm} = 1.07 \text{ m}$$



Presiones Activas Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



$$\sigma_{as11} := K_{as1} \cdot (\gamma \cdot h1) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{as11} = 0.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{as22} := K_{as1} \cdot (\gamma \cdot h1 + \gamma \cdot h2) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{as22} = 1.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Activos Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



$$E_{as11} := \frac{(\sigma_{as11} + \sigma_{as22})}{2} \cdot h2$$

$$E_{as11} = 2.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (sin sobrecarga)

$$d_{as11} := \frac{h2}{3} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{as11} + \sigma_{as22}}{\sigma_{as11} + \sigma_{as22}}$$

$$d_{as11} = 1.07 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (sin sobrecarga)

$$E_{asmn} := E_{as11}$$

$$E_{asmn} = 2.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{asmn} := \frac{E_{as11} \cdot d_{as11}}{E_{asmn}}$$

$$d_{asmn} = 1.07 \text{ m}$$

Empuje resultante para triángulo invertido



Ahora se puede realizar la resta de los empujes sin sobrecarga para obtener la resultante a usar en el triángulo invertido:

Machón

$$\Delta E_{asm} := E_{asm} - E_{emin}$$

$$\Delta E_{asm} = 0.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de la resultante, respecto a la base

$$\Delta d_{asm} := \frac{2}{3} \cdot (h_2)$$

$$\Delta d_{asm} = 1.8 \text{ m}$$



Presiones por sobrecarga sísmica



$$\sigma_{wasm1} := K_{a1} \cdot \left(\frac{w_s \cdot \cos(\psi_m)}{\cos(\psi_m - \beta)} \right) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{wasm1} = 0.25 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empuje por sobrecarga sísmica



$$E_{wasm} := (\sigma_{wasm1} \cdot h_2)$$

$$E_{wasm} = 0.68 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base

$$d_{wasm} := \frac{(h_2)}{2}$$

$$d_{wasm} = 1.35 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes activos



Empujes Activos Estáticos (con sobrecarga normal)

$$E_{aemh} := E_{aem} \cdot \cos(\psi_m + \delta_a)$$

$$E_{aemh} = 2.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{aemz} := E_{aemh} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{aemz} = 0.77 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Activos Estáticos (con sobrecarga sísmica)

$$E_{aemmh} := E_{aemm} \cdot \cos(\psi_m + \delta_a)$$

$$E_{aemmh} = 2.39 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{aemmh} := E_{aemmh} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{aemmh} = 0.64 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Activos Estáticos (sin sobrecarga)

$$Eaemmmh := Eaemmm \cdot \cos(\psi m + \delta a)$$

$$Eaemmmh = 1.91 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Eaemmmz := Eaemmmh \cdot \tan(\delta a)$$

$$Eaemmmz = 0.51 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Activos Sísmicos (con sobrecarga sísmica)

$$Easmh := Easm \cdot \cos(\psi m + \delta a)$$

$$Easmh = 3.25 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Easmz := Easmh \cdot \tan(\delta a)$$

$$Easmz = 0.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Activos Sísmicos (triángulo Invertido)

$$\Delta Easmh := \Delta Easm \cdot \cos(\psi m + \delta a)$$

$$\Delta Easmh = 0.69 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta Easmz := \Delta Easmh \cdot \tan(\delta a)$$

$$\Delta Easmz = 0.18 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Activos por sobrecarga sísmica

$$Ewasmh := Ewasm \cdot \cos(\psi m + \delta a)$$

$$Ewasmh = 0.65 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Ewasmz := Ewasmh \cdot \tan(\delta a)$$

$$Ewasmz = 0.18 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Cálculo de pesos y centroide machón y peso de cuña terreno



Espesor del machón

$$e := 0.5 \text{ m}$$

Altura

$$h2 = 2.7 \text{ m}$$

Peso machón

$$wm := e \cdot h2 \cdot \gamma h$$

$$wm = 3.24 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Centroide

$$xgm := \frac{e}{2}$$

$$xgm = 0.25 \text{ m}$$

$$ygm := \frac{h2}{2}$$

$$ygm = 1.35 \text{ m}$$

Peso de cuña sobre machón

$$wc := h1 \cdot e \cdot \gamma t$$

$$wc = 0.74 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$xgc := \frac{e}{2}$$

$$ygc := \frac{h1}{2} + h2$$

Presiones Pasivas Estáticas (sin sobrecarga)



$$\sigma_{pe111} := K_{pe} \cdot (\gamma_t \cdot h1) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{pe111} = 7.47 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{pe222} := K_{pe} \cdot (\gamma_t \cdot h1 + \gamma_t \cdot h2) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{pe222} = 32.66 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



Empujes Pasivos Estáticos (sin sobrecarga)



$$E_{pe111} := \frac{(\sigma_{pe111} + \sigma_{pe222})}{2} \cdot h2$$

$$E_{pe111} = 54.18 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (sin sobrecarga)

$$d_{pe111} := \left(\frac{h2}{3} \right) \left(\frac{2 \cdot \sigma_{pe111} + \sigma_{pe222}}{\sigma_{pe111} + \sigma_{pe222}} \right)$$

$$d_{pe111} = 1.07 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (sin sobrecarga)

$$E_{pemmm} := E_{pe111}$$

$$E_{pemmm} = 54.18 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{pemmm} := \frac{E_{pe111} \cdot d_{pe111}}{E_{pemmm}}$$

$$d_{pemmm} = 1.07 \text{ m}$$



Presiones Pasivas Sísmicas (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



$$\sigma_{ps11} := K_{ps} \cdot (\gamma_t \cdot h1) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{ps11} = 7.02 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ps22} := K_{ps} \cdot (\gamma_t \cdot h1 + \gamma_t \cdot h2) \cdot \cos(\psi_m)$$

$$\sigma_{ps22} = 30.73 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empujes Pasivos Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)



$$E_{ps11} := \frac{(\sigma_{ps11} + \sigma_{ps22})}{2} \cdot h_2$$

$$E_{ps11} = 50.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación de empujes respecto a la base (sin sobrecarga)

$$d_{ps11} := \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{ps11} + \sigma_{ps22}}{\sigma_{ps11} + \sigma_{ps22}}$$

$$d_{ps11} = 1.07 \text{ m}$$

Empuje resultante y ubicación resultante respecto a base (sin sobrecarga)

$$E_{psmm} := E_{ps11}$$

$$E_{psmm} = 50.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$d_{psmm} := \frac{E_{ps11} \cdot d_{ps11}}{E_{psmm}}$$

$$d_{psmm} = 1.07 \text{ m}$$



Componentes horizontales (h) y verticales (z) de los empujes pasivos



Empujes Pasivos Estáticos (sin sobrecarga)

$$E_{pemmmh} := E_{pemmm} \cdot \cos(\psi_m + \delta_p)$$

$$E_{pemmmh} = 54.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{pemmmz} := E_{pemmmh} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$E_{pemmmz} = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empujes Pasivos Sísmicos (Considerando triángulo normal, sin sobrecarga)

$$E_{psmmh} := E_{psmm} \cdot \cos(\psi_m + \delta_p)$$

$$E_{psmmh} = 50.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{psmmz} := E_{psmmh} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$E_{psmmz} = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Intersección de Planos de Falla

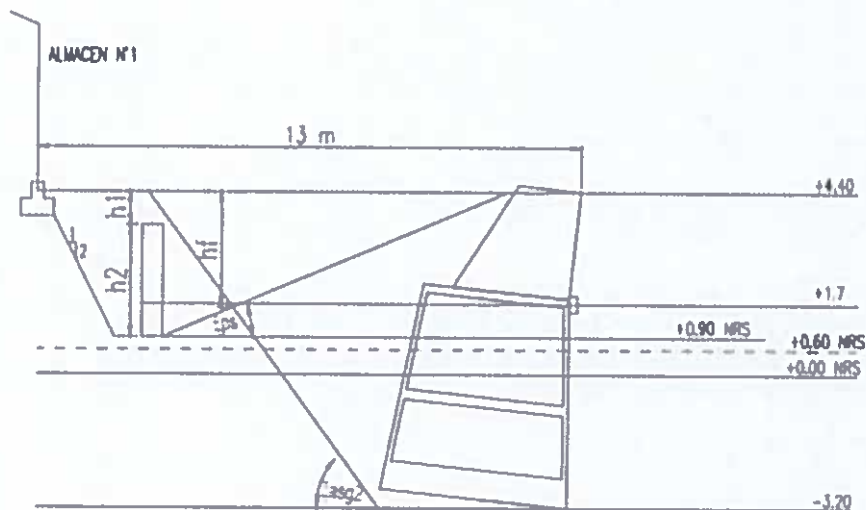


Ángulo de plano de falla activo muro de gravedad
Caso Sísmico. (Planilla RA1.1.1 anterior)

$$\zeta_{\text{asg2}} := 54 \text{ deg}$$

Ángulo de plano de falla pasivo machón de anclaje
Caso Sísmico

$$\zeta_{\text{ps}} = 23 \text{ deg}$$



Quando se intersectan los planos de falla activo del muro de gravedad y el plano de falla pasivo del machón de anclaje bajo la superficie del suelo, se debe descontar al empuje pasivo del machón una fuerza pasiva correspondiente a la altura desde el punto de intersección de los planos de falla a la superficie del suelo.

Altura desde el punto de intersección de los planos de falla a la superficie del suelo



Delta Empuje Pasivo Estático



$$\Delta E_{pe} := \frac{K_{pe} \cdot \gamma \cdot h_f^2}{2}$$

$$\Delta E_{pe} = 36.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{peh} := \Delta E_{pe} \cos(\psi_m + \delta_p)$$

$$\Delta E_{peh} = 36.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{pez} := \Delta E_{peh} \tan(\delta_p)$$

$$\Delta E_{pez} = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta d_{lpe} := \frac{h_f}{3}$$

Delta Empuje Pasivo Sismico



$$\Delta E_{ps} := \frac{K_{ps} \cdot \gamma \cdot hf^2}{2}$$

$$\Delta E_{ps} = 34.17 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{psh} := \Delta E_{ps} \cdot \cos(\psi_m + \delta_p)$$

$$\Delta E_{psh} = 34.17 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{psz} := \Delta E_{psh} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$\Delta E_{psz} = 0 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta dE_{ps} := \frac{hf}{3}$$



Reacción del tirante (caso sísmico), Planilla Estructura inclinada lado mar RA1.1.1



Reacción tirante

$$A_p := 6.12 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ubicación tirante r/base machón

$$y_{ap} := 0.8\text{m}$$



Fuerza sísmica del machón de anclaje



Fuerza sísmica del machón

$$F_{sm} := k \cdot w_m$$

$$F_{sm} = 0.421 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Estabilidad del machón

1.1 Caso normal (no actúa el tirante)



Fuerza resistente resultante

$$F_{res} := (E_{pennmh} - \Delta E_{pch}) + [(w_m + w_c + E_{aemz}) \cdot l_{he}]$$

$$F_{res} = 20.7 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Fuerza solicitante resultante

$$F_{sol} := E_{aemh}$$

$$F_{sol} = 2.87 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad

$$FSd11 := \frac{F_{res}}{F_{sol}}$$

$$FSd11 = 7.21$$

Momento resistente resultante

$$M_{res} := (E_{pennmh} \cdot d_{pennm} - \Delta E_{pch} \cdot \Delta d_{pce}) + w_m \cdot x_{gm} + w_c \cdot x_{gc} + E_{aemz} \cdot c$$

Momento solicitante resultante

$$M_{sol} := E_{aemh} \cdot d_{aem}$$

Factor de seguridad

$$FSv11 := \frac{M_{res}}{M_{sol}}$$

$$FSv11 = 7.62$$



2.1.1 Caso sísmico (triángulo invertido)



Fuerza resistente resultante

$$F_{res} := (E_{psmmh} - \Delta E_{psh}) + [(w_m + w_c + E_{aemmh} + \Delta E_{asm} + E_{wasm}) \cdot l_{he}]$$

$$F_{res} = 19.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Fuerza solicitante resultante

$$F_{sol} := E_{aemmh} + \Delta E_{asm} + E_{wasm} + F_{sm} + A_p$$

$$F_{sol} = 9.79 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad

$$FSd21 := \frac{F_{res}}{F_{sol}}$$

$$FSd21 = 2.01$$

Momento resistente resultante

$$M_{res} := (E_{psmmh} \cdot d_{psmi} - \Delta E_{psh} \cdot \Delta d_{eps}) + w_m \cdot x_{gm} + w_c \cdot x_{gc} + E_{acmmz} \cdot e + \Delta E_{asmz} \cdot e + E_w$$

Momento solicitante resultante

$$M_{sol} := E_{acmmh} \cdot d_{acmmi} + \Delta E_{asmh} \cdot \Delta d_{asmi} + E_{wasmh} \cdot d_{wasmi} + F_{sm} \cdot y_{gm} + A_p \cdot y_{ap}$$

Factor de seguridad

$$FS_{v211} := \frac{M_{res}}{M_{sol}}$$

$$FS_{v211} = 2.5$$



2.2.1 Caso sísmico (triángulo normal)



Fuerza resistente resultante

$$F_{res} := (E_{psmmh} - \Delta E_{psh}) + [(w_m + w_c + E_{asmz}) \cdot l_{he}]$$

$$F_{res} = 19.71 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Fuerza solicitante resultante

$$F_{sol} := E_{asmh} + F_{sm} + A_p$$

$$F_{sol} = 9.79 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad

$$FS_{d221} := \frac{F_{res}}{F_{sol}}$$

$$FS_{d221} = 2.01$$

Momento resistente resultante

$$M_{res} := (E_{psmmh} \cdot d_{psmi} - \Delta E_{psh} \cdot \Delta d_{eps}) + w_m \cdot x_{gm} + w_c \cdot x_{gc} + E_{asmz} \cdot e$$

Momento solicitante resultante

$$M_{sol} := E_{asmh} \cdot d_{asmi} + F_{sm} \cdot y_{gm} + A_p \cdot y_{ap}$$

Factor de seguridad

$$FS_{v221} := \frac{M_{res}}{M_{sol}}$$

$$FS_{v221} = 2.64$$

Resumen:



1.- Caso Normal

1.1.- MURO

FSd11 > 2.5

Caso11 := $\begin{cases} \text{"CUMPLE"} & \text{if } FSd11 \geq 2.5 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Caso11 = "CUMPLE"

2.1.- Caso Sismico
(triángulo invertido)

2.1.1.- MURO

FSd211 > 2.01

Caso211 := $\begin{cases} \text{"CUMPLE"} & \text{if } (FSd211 \geq 2) \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Caso211 = "CUMPLE"

2.2.- Caso Sismico
(triángulo normal)

2.2.1.- MURO

FSd221 > 2.01

Caso221 := $\begin{cases} \text{"CUMPLE"} & \text{if } (FSd221 \geq 2) \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Caso221 = "CUMPLE"

Detallamiento

Según se aprecia en las fotografías de la Calicata N°2, existe una separación de aproximadamente 20 cm entre cajones, por lo cual se proyectarán los tirantes por estas separaciones para conectar en una viga de amarre longitudinal sobre el parapeto del muro de gravedad.



Tirantes

Los cajones tienen una longitud de 6 m, por lo cual se considera colocar un tirante cada 6.2 m en el muro de anclaje.

Reacción tirante

$$A_p = 6.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Intervalo para cada tirante

$$L_t = 6.2\text{m}$$

Carga total por tirante

$$T = A_p \cdot L_t$$

$$T = 38\text{ ton}$$

Tensión de fluencia mínimo para acero calidad Q235B en espesores entre 60 mm y 100 mm es (205 MPa)

$$f_y = 2090 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La tensión admisible en caso eventual es

$$F_{adm} = 0.6 \cdot f_y$$

$$F_{adm} = 1254 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área mínima para el tirante es

$$A_{min} = \frac{T}{F_{adm}}$$

$$A_{min} = 30.3 \text{ cm}^2$$

El diámetro mínimo para el tirante es

$$d_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{min}}{\pi}}$$

$$d_{min} = 62 \text{ mm}$$

Por efectos de corrosión del material se propone usar un diámetro de

$$d = 75 \text{ mm}$$

El área para este tirante es $A_t := \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ $A_t = 44,2 \text{ cm}^2$

Tensión de rotura mínimo para acero calidad **Q235B** es (370 MPa) $f_u := 3773 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

La fuerza de rotura de este tirante es $T_{\max} := A_t \cdot f_u$ $T_{\max} = 167 \text{ ton}$

El factor de seguridad es $FS := \frac{T_{\max}}{T}$ $FS = 4.39 \quad OK, > 2.5$

Diseño Muro de Anclaje (Machón)

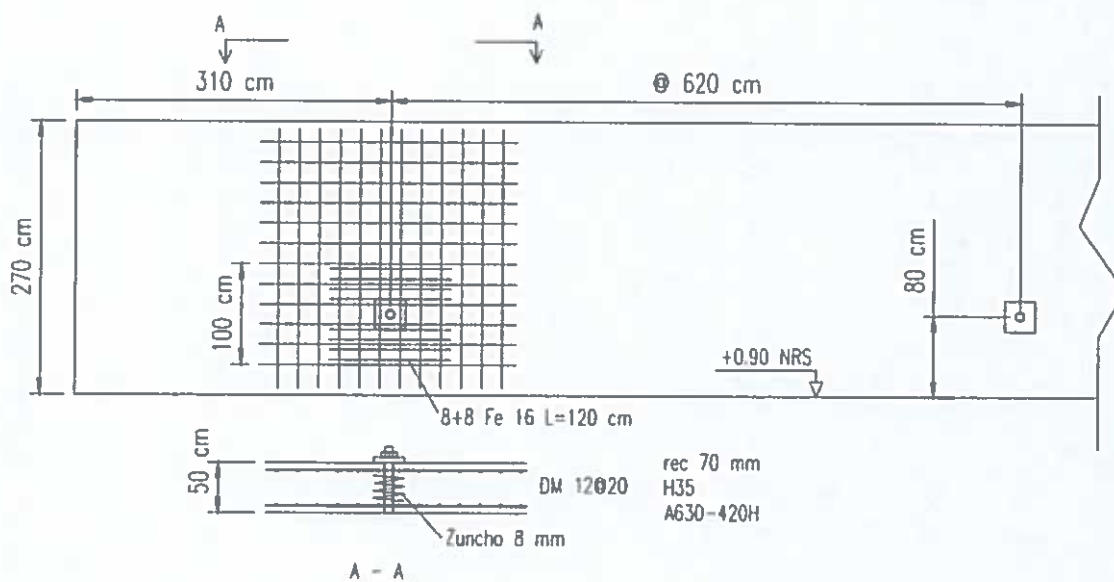
Carga por tirante $T = 38 \text{ ton}$

Espesor de muro $e = 0.5 \text{ m}$

Ancho efectivo horizontal $b_{ef} := 2 \cdot e$ $b_{ef} = 1 \text{ m}$

Momento vertical $M_v := \frac{T \cdot h^2}{8 \cdot L_t}$ $M_v = 2.07 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Momento horizontal $M_h := \frac{T \cdot L_t}{12}$ $M_h = 19.6 \text{ ton} \cdot \text{m}$



Para Momento no mayorado $M = 2.07 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

parámetros	[kgf].[cm]
M	2.07E+05
Mu	2.90E+05
Un	0
b	100
rec+e+φ/2	8.8
d	41.2
dt	41.2
h	50
fy	4200
f'c	300
β1	0.85
φ	0.9
Es	2.00E+06
δ'	0.21359223

Se aplica un factor de $1.4 \cdot M$ para representar la mayoración del momento

μ	ξmax	ωo	μmax
0.0074391	0.441176471	0.375	0.3046875

A'=0

ω	A
0.007466993	1.87

ω'	A'
-0.37798251	-94.54962614
ω	A
-0.00298251	-0.74605471

Amin	As prop
13.43	13.73
13.73	2.49 cm ² /m

As dispuesto -- >

12@20	5.65	cm ²
-------	------	-----------------

Según ACI-318-05 10.5.3

Si $A \geq A_{\min}$ usar Aproporcionada=A

Si $A < A_{\min}$ usar Aproporcionada=mínimo ($4/3 \cdot A, A_{\min}$)

Para Momento no mayorado $M = 19.6 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

parámetros	[kgf].[cm]
M	1.96E+06
Mu	2.74E+06
Un	0
b	100
rec+e+φ/2	7.9
d	42.1
dt	42.1
h	50
fy	4200
f'c	300
β1	0.85
φ	0.9
Es	2.00E+06
δ'	0.18764846

Se aplica un factor de $1.4 \cdot M$ para representar la mayoración del momento

μ	ξmax	ωo	μmax
0.0674586	0.441176471	0.375	0.3046875

A'=0

ω	A
0.069901709	17.87

ω'	A'
-0.29202741	-74.64429124
ω	A
0.082972593	21.20838733

Amin	As prop
13.72	14.03
14.03	17.87 cm ²

As dispuesto -- >

12@20	5.65	cm ²
8φ16	16.08	cm ²
	21.73	cm ²

Según ACI-318-05 10.5.3

Si $A \geq A_{\min}$ usar Aproporcionada=A

Si $A < A_{\min}$ usar Aproporcionada=mínimo ($4/3 \cdot A, A_{\min}$)

Viga de Amarre Longitudinal



Reacción total tirante

$$T = 38 \text{ ton}$$

Luz entre apoyos

$$L = 0,9\text{m}$$

Momento máximo
en viga de amarre

$$M_{va} := \frac{T \cdot L}{4}$$

$$M_{va} = 8,54 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Tensión de fluencia mínimo para acero calidad **Q235B**
en espesores entre 16 mm y 40 mm es (225 MPa)

$$f_y := 2294 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La tensión admisible a flexión

$$F_{adm} := 0,6 \cdot f_y$$

$$F_{adm} = 1376 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de sección mínimo

$$S_{min} := \frac{M_{va}}{F_{adm}}$$

$$S_{min} = 620 \text{ cm}^3$$

Sección mínima

Properties

Base Material: A36

Xcg: 0

Ycg: 0

Axis Angle: 90

A	152.8
J	9928.1441
I3	4790.7333
I2	10038
I3	0
AS2	70.6107
AS3	100.6588
S33(-face)	638.7644
S33(+face)	638.7644
S22(-face)	803.05
S22(+face)	803.05
Z33	795.2
Z22	1043.88
r33	5.5994
r22	8.1052
d33pna	0
d22pna	0

OK

