



INFORME GEOTÉCNICO



PROYECTO:

RESTAURACION Y PUESTA EN VALOR DEL MONUMENTO HISTORICO – ARTISTICO DEL TEMPLO DE SANTA ANA

UBICACIÓN :

Departamento	Cusco
Provincia	Cusco
Distrito	Cusco
Templo de Santa Ana	

SOLICITA : **Ing. Rosalio Echegaray Salazar**

Mayo – 2011



INFORME GEOTÉCNICO



PROYECTO:

ESTUDIO DE SUELOS Y PROPUESTA DE MURO DE CONTENCION LADO DEL EVANGELIO TRAMOS 7, 8 Y 9

UBICACIÓN :

Departamento Cusco
Provincia Cusco
Distrito Cusco
Templo de Santa Ana

SOLICITA : **Ing. Rosalio Echegaray Salazar**

Mayo – 2011



1.0 GENERALIDADES.

OBJETIVO.

Constituyen el objetivo del presente informe técnico, la toma de muestras, las pruebas , ensayos "in situ" y en laboratorio, con la finalidad de obtener el reconocimiento geotécnico del mismo, con aplicación a l cálculo de la capacidad de carga del suelo para su aplicación en el dimensionamiento de un muro de contención de 10,0 m. de altura.

El alcance del trabajo, determinará en primer lugar las condiciones del suelo como material de fundación y en segundo lugar establecer dicha capacidad en relación a la interacción suelo-estructura prediseñada, como lo expresa el Reglamento de Cimentaciones.

MARCO NORMATIVO.

Se ha considerado como mínimo, lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones en su Norma E - 050 de Suelos y Cimentaciones, la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente Norma E - 030 y la Norma E-020 de Cargas.

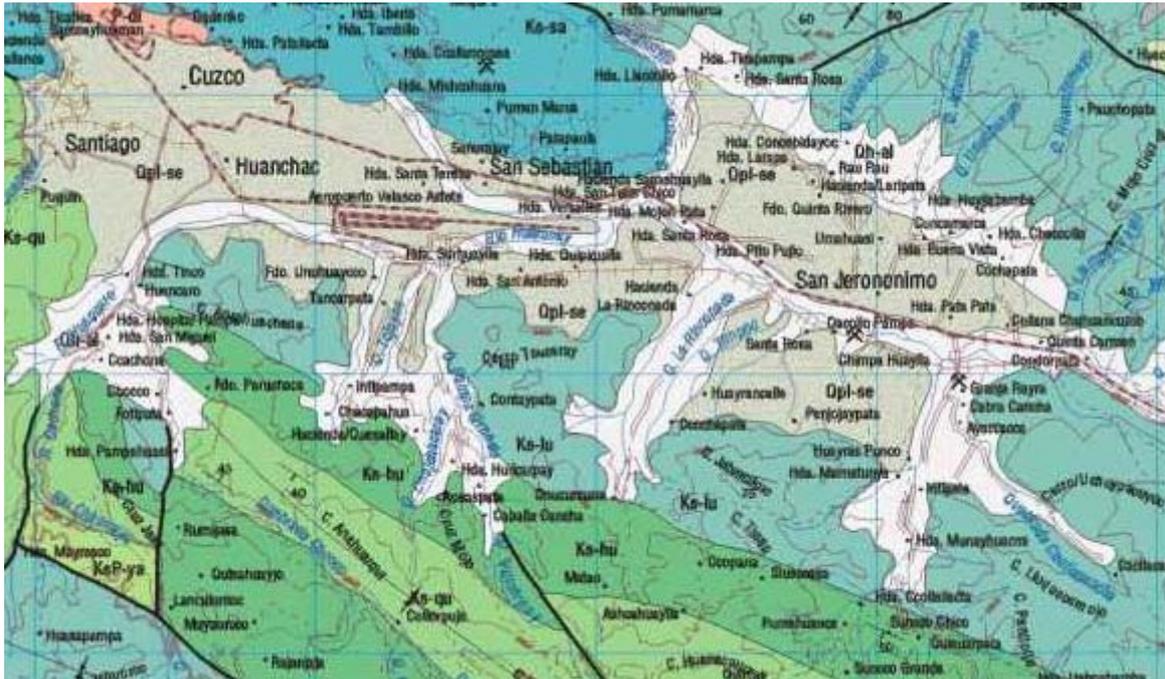
2.0 ANTECEDENTES

GEOLOGIA LOCAL.

La zona donde se sitúa el edificio se encuentra dentro del cuadrángulo 28-s correspondiente al cuadrángulo de Cusco, publicada por INGEMMET. Los materiales que afloran en la zona corresponden principalmente a :

FORMACIÓN SAN SEBASTIAN

Litológicamente esta constituido por depósitos de gravas, arenas correspondientes a conos de deyección, flujos de barro, diatomitas extendidas en toda la unidad litoestratigrafica, limos, arcillas intercalados con horizontes de paleosuelos de colores claros, también se encuentra turba. El ambiente de sedimentación de esta secuencia correspondería a una cuenca de sedimentación aluvial. Se ha evidenciado la existencia de rocas de hasta 3m. de diámetro.



SISMICIDAD DE LA ZONA.

El Distrito de Cusco se encuentra geográficamente en una zona de sismicidad media. Según el Reglamento Nacional de Construcciones, con fines de diseño estructural, se considera en forma general los siguientes parámetros sísmicos de diseño para suelos del Departamento del Cusco:

PARAMETRO	MAGNITUD	DESCRIPCION
Zona	2	Mapa de Zonificación Sísmica
Factor de Zona	0,3g.	Tabla N° 1
Perfil de Suelo	Tipo S2	Suelos finos, blandos. e<20m.
Parámetros del Suelo (Tabla N° 2)	Tp = 0,6 seg. S = 1,4	Período Predominante Factor de Amplificación del Suelo

3.0 INVESTIGACION EXPLORATORIA Y MUESTREO.

Los trabajos de campo siguieron el siguiente procedimiento:
Prospecciones.

Se realizaron excavaciones con pozos a cielo abierto (03 calicatas) hasta los 3,00m. de profundidad, suficiente para la carga estimada proveniente de la estructura que soportará el suelo y según nos muestra el diagrama de presiones inducidas en el suelo (Boussinesq).



TENSION INDUCIDA EN EL SUBSUELO.

(Boussinesq)

Distancia al punto de aplicación de la carga : $r = 0,0m.$

Carga concentrada : $Q = 40 Tn.$

$$\Delta q = (3 \cdot Q / 2\pi) \cdot z^3 / (r^2 + z^2)^{5/2}$$

$$N_{amm} = Q_{amm} \cdot B' \cdot L'$$

Prof. del punto de apl.no del carga z m dal p.c.	Distansa dal punto di appl.no dal carga r m	Carga Q t	Incremento di tensione nel zottoruolo Δq t/m ²
1.00	0.00	40.00	13.10
1.50	0.00	40.00	8.43
2.00	0.00	40.00	4.77
3.00	0.00	40.00	2.12
4.00	0.00	40.00	1.13
5.00	0.00	40.00	0.76
6.00	0.00	40.00	0.53
7.00	0.00	40.00	0.39
8.00	0.00	40.00	0.30
9.00	0.00	40.00	0.24
10.00	0.00	40.00	0.13

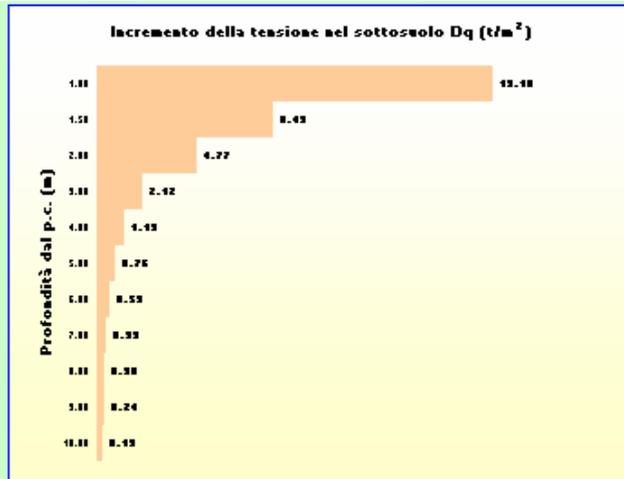


Gráfico - Diffusione del carico in profonità di sotto la fondazione.

Muestreo.

Debido al tipo de suelo encontrado, se tomaron muestras alteradas por estrato identificado Mab.

Estratigrafía.

Se realizó la descripción de las capas de sedimentación del suelo.

Ensayos In situ.

Según las condiciones del suelo encontrado, se realizaron los siguientes procedimientos de identificación y muestreo in situ.

TÉCNICAS AUXILIARES	NORMAS APLICABLES
Pozos o Calicatas y Trincheras	ASTM D 420, UNE 7-371:1975
Técnicas de muestreo	ASTM D 420
Descripción Visual de Suelos y Rocas	ASTM D 2487 - ISRM
Standard Practice for Soil Investigation and Sampling by Auger Borings	ASTM D1452-80(2000)

ENSAYOS DE LABORATORIO.

Para determinar los parámetros de caracterización del terreno en cuanto a sus propiedades índices y estructurales, se realizaron los siguientes ensayos normalizados:

ENSAYO DE LABORATORIO	NORMAS APLICABLES
Preparación de Muestras	ASTM D 420-69, UNE 103-100-95
Análisis Granulométrico	ASTM D 422, UNE 103-101-95
Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock	ASTM D 4643, WK14112
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318, UNE 103-103-94
Clasificación Unificada de Suelos SUCS - AASHTO	ASTM D 2487/00

4.0 DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA.

En base a la información obtenida de las excavaciones y observaciones adicionales, se presenta el perfil estratigráfico característico del terreno en estudio:

Sondeo 01 en Base de Talud.

- **Primer Estrato** de 0.00 a -0,40 m. corresponde a un relleno antrópico constituido por gravas, arenas, limos y piedras en matriz arcillosa .
- **Segundo Estrato** de -0,40 m. a -3,00 m. corresponde a un suelo fino identificado como una **ARCILLA LIMOSA ARENOSA CL - ML** , que presenta una consistencia media y color marrón claro.
- No se ha evidenciado nivel freático superficial.



Sondeo 01 en Medio de Talud.

- **Primer Estrato** de 0.00 a -0,30 m. corresponde a un relleno antrópico constituido por gravas, arenas, limos y piedras en matriz arcillosa .
- **Segundo Estrato** de -0,30 m. a -3,00 m. corresponde a un suelo fino identificado como una **ARCILLA LIMOSA ARENOSA CL - ML** , que presenta una consistencia media y color marrón claro.
- No se ha evidenciado nivel freático superficial.



Sondeo 01 en Cabeza de Talud.

- **Primer Estrato** de 0.00 a -0,25 m. corresponde a un relleno antrópico constituido por gravas, arenas, limos y piedras en matriz arcillosa .
- **Segundo Estrato** de -0,25 m. a -3,00 m. corresponde a un suelo fino identificado como una **ARCILLA LIMOSA ARENOSA CL - ML** , que presenta una consistencia media y color marrón claro.
- No se ha evidenciado nivel freático superficial.



5.0.- CAPACIDAD DE CARGA .

Fórmula de Meyerhof (1963)

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de *Terzaghi*. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q , factores de profundidad d_i y de pendiente i_j para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof hipotizando varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados.

A continuación se presentan los factores de forma tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

$$\begin{aligned} \text{Carga vertical} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carga inclinada} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

factor de forma:



$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi = 0$$

factor de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{para } \varphi = 0$$

inclinación:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{para } \varphi > 0 \quad \text{donde :}$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{para } \varphi = 0$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinación de la resultante en la vertical.

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

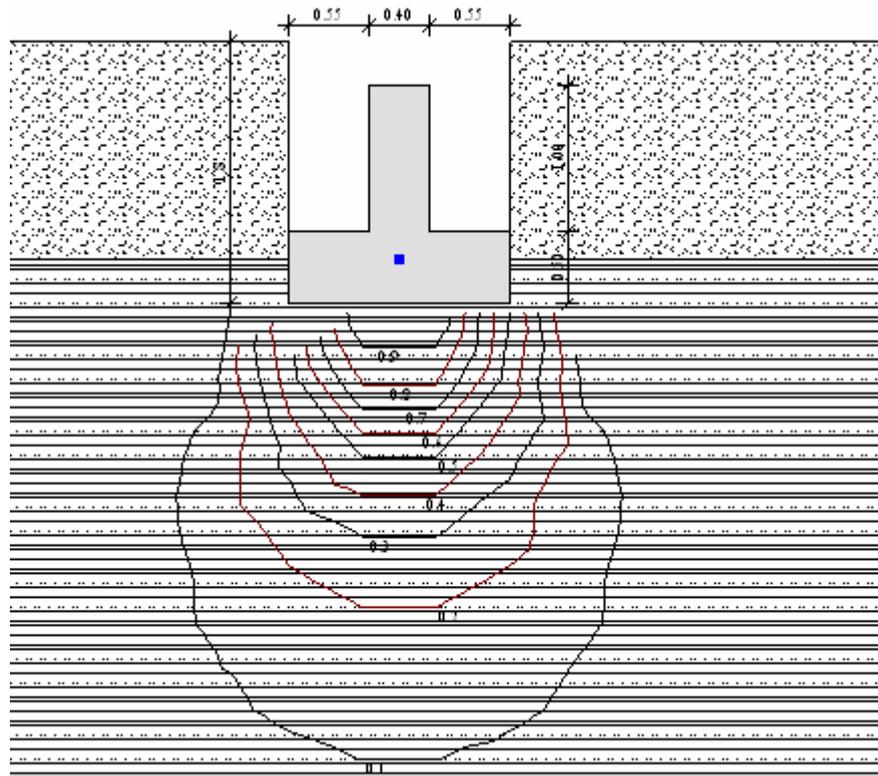
$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} > 1$$

DATOS GENERALES DE CÁLCULO

Ancho cimentación	1,5 m
Largo cimentación	1,5 m
Profundidad plano de cimentación	2,0 m
Inclinación plano de cimentación	0,0°
Inclinación talud	0,0°
Factor de seguridad (Fc)	3,0
Factor de seguridad (Fq)	3,0
Factor de seguridad (Fg)	3,0
Aceleración máxima horizontal	0,15
Asientos después de T años	5,0



ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; γ_m : Peso específico; γ_{ms} : Peso específico saturado; F_i : Ángulo de rozamiento interno; F_{icorr} : Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c : Cohesión; c_{corr} : Cohesión corregida según Terzaghi; E_y : Módulo elástico; E_d : Módulo edométrico;

DH (m)	γ_m (kN/m ³)	γ_{ms} (kN/m ³)	F_i (°)	F_{icorr} (°)	c (kN/m ²)	c_{corr} (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)
1,5	18,63	20,59	15,0	10,18	1,96	1,313	2451,66
3,0	19,61	21,57	23,0	15,88	9,81	6,573	4903,32

CARGA ÚLTIMA SEGÚN HANSEN (1970)

Factor N_q	4,29
Factor N_c	11,55
Factor N_g	1,4
Factor S_c	1,0
Factor D_c	1,35
Factor I_c	1,0
Factor G_c	1,0
Factor B_c	1,0
Factor S_q	1,28
Factor D_q	1,26
Factor I_q	1,0
Factor G_q	1,0
Factor B_q	1,0
Factor S_g	0,6
Factor D_g	1,0
Factor I_g	1,0
Factor G_g	1,0
Factor B_g	1,0



Presión última	302,36 kN/m ²
Presión admisible	100,79 kN/m² = 1,00 Kg/ cm²

7.- ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES

ASIENTOS EDMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.

Sin embargo la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

- El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
- La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno súper consolidado ($OCR > 1$), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{donde:}$$

RR Relación de recompresión;

CR Relación de compresión;

H_0 espesor inicial del estrato;

σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;

$\Delta\sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros RR y CR se hace referencia al módulo edométrico M ; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema en examen.

Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- a) la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- b) la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- c) el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato



Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

en donde:

H_c es la altura del estrato en fase de consolidación;

C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendiente en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;

T tiempo en que se desea el asiento secundario;

T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

ASIENTOS POR ESTRATO

Z: Profundidad promedio del estrato; W_c : Asiento de consolidación; W_s : Asiento secundario (deformaciones viscosas); W_t : Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Método	W_c (cm)	W_s (cm)	W_t (cm)
2	3,85	74,617	13,859	Edométrico	1,159	0,0	1,159

Asiento total $W_t=1,159$ cm.

7.- ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA. (SP 200 SOWERS)

El Penetrómetro Dinámico original de Cono (DCP) fue desarrollado en 1959 por el profesor George F. Sowers. El DCP utiliza una masa de acero descendente de 15 libras en 50.8 centímetros de caída sobre el yunque para causar una penetración de 1.5” en el cono del diámetro (3.8 centímetros) que se ha asentado en el fondo de un agujero barrenado a mano con la posteadora. Los golpes requeridos para introducir el cono a una profundidad de 1.5” adentro, han sido correlacionadas por valores de N derivados de la prueba de penetración estándar (SPT).

La experiencia ha demostrado que el DCP se puede utilizar con eficacia en agujeros barrenados hasta una profundidad de 6.00 m. Para la elaboración e interpretación de los resultados del Ensayo de Penetración Dinámica se empleo el software profesional denominado Dynamic Probing de Geostru, cuyos resultados se presentan a continuación.



Correlación con N_{spt}

Ya que el ensayo de penetración estándar (SPT) representa hoy en día uno de los medios más conocidos y económicos para adquirir información sobre el subsuelo, la mayor parte de las correlaciones existentes tienen que ver con los valores del número de golpes N_{spt} obtenido con dicha prueba, por lo tanto se presenta la necesidad de relacionar el número de golpes de un ensayo dinámico con N_{spt}. El pasaje se da por:



$$N_{spt} = \beta_t N \quad \text{Donde: } \beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

en donde Q es la energía específica por golpe y Q_{spt} es la referida a la prueba SPT.

La energía específica por golpe se calcula como sigue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')} \quad \text{donde}$$

M = peso masa de golpeo;

M' = peso varillaje;

H = altura de caída;

A = área base punta cónica;

δ = intervalo de avance.

Valuación resistencia dinámica a la punta (Rpd)

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd = resistencia dinámica punta (área A)

e = hincas promedio por golpe δ / N

M = peso masa de golpeo (altura caída H)

P = peso total varillaje sistema golpeo

Metodología de Elaboración

Las elaboraciones han sido efectuadas mediante un programa de cálculo automático, Dynamic Probing, de GeoStru Software. El programa calcula el porcentaje de energías transmitidas (coeficiente de correlación con SPT) con las elaboraciones propuestas por Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permite además utilizar los datos obtenidos de la realización de ensayos de penetración dinámica para extrapolar útiles informaciones geotécnicas y geológicas. Una vasta experiencia adquirida, unida a una buena interpretación y correlación permiten a menudo obtener datos útiles para el proyecto y frecuentemente datos más verídicos que muchos de los de las bibliografías sobre litologías y datos geotécnicos determinados en las verticales litológicas de pocos ensayos de laboratorio efectuados como representación general de una vertical heterogénea no uniforme y/o compleja.

En particular obtener información sobre:

- El avance vertical y horizontal de los intervalos estratigráficos.



- La caracterización litológica de las unidades estratigráficas.
- Los parámetros geotécnicos sugeridos por varios autores en función de los valores del número de golpes y de la resistencia en la punta.

Correlaciones geotécnicas terrenos sin cohesión

Ángulo De Rozamiento Interno

- (Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956) válida para suelos que no sean blandos en prof. < 5 mt.; correlación válida para arenas y gravas representa valores medios. - Correlación histórica muy usada, válida para prof. < 5 mt. para suelos sobre nivel freático y < 8 mt. para terrenos en nivel freático (tensiones < 8-10 t/mq).
- (Meyerhof 1956) Correlación válida para suelos arcillosos y arcillosos-margosos fracturados, terrenos sueltos mantos fragmentados.
- (Sowers 1961) Ángulo de rozamiento interno en grados válido para arenas en general (cond. óptimas para prof. < 4 mt. sobre nivel freático y < 7 mt. para terrenos en nivel freático) $\sigma > 5$ t/mq.
- (De Mello) Correlación válida para suelos predominantemente arenosos y arenosos-gravosos (en variación experimental de datos) con ángulo de rozamiento interno < 38°.
- (Schmertmann 1977) Ángulo de rozamiento interno (grados) para varios tipos litológicos (valores máximos). Nota: valores a menudo demasiado optimistas ya que se deducen de correlaciones indirectas de D_r %.

Peso Específico Gama

- Meyerhof y otros, válida para arenas, gravas, limos, limo arenoso.

Peso Específico Saturado

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlación válida para específico del material igual a cerca $G=2,65$ t/mc) y para peso específico seco variable de 1,33 ($N_{spt}=0$) a 1,99 ($N_{spt}=95$)



Correlaciones Geotécnicas Terrenos Cohesivos

Cohesión no drenada

- Benassi & Vannelli- correlaciones provenientes de experiencias de la empresa constructora Penetrometri SUNDA 1983
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlación valida para arcillas arenosas –orgánicas NC con $N_{spt} < 8$, arcillas limosas-orgánicas medianamente plásticas, arcillas margosas alteradas-fracturadas. Terzaghi-Peck (1948). *Cu mín.-máx.*
- Sanglerat, (para arcillas limo-arenosas con poca cohesión), valores válidos para resistencias penetrométricas < 10 golpes. Para resistencias penetrométricas > 10 la elaboración válida es siempre la de las "arcillas plásticas " de Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Cohesión sin drenaje C_u (Kg/cm²) para arcillas limosas y arcillas de baja, media y alta plasticidad, (C_u - N_{spt} -grado de plasticidad).
- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cm²) (valores medios), válida para arcillas y limos arcillosos con $N_c=20$ y $Q_c/N_{spt}=2$

Peso Específico Gama

- Meyerhof y otros, valida para arcillas, arcillas arenosas y limosas predominantemente con cohesión.

Peso Específico saturado

- Correlación Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida para condiciones específicas: peso específico del material igual a cerca $G=2,70$ (t/mc) y para índices de vacío variables da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$).

ENSAYO... Nr.1

Equipo utilizado... DPM (DL030 10) (Medium)
 Ensayo realizado el 01/05/2010
 Profundidad ensayo 4.00 mt
 Nivel freático no encontrado

Processing Type: Medio

Profundidad (m)	Nº de golpes	Cálculo coef. reducción del penetrómetro Chi	Res. dinámica reducida (Kg/cm ²)	Res. dinámica (Kg/cm ²)	Pres. admisible con reducción Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. admisible Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)



0.10	0	0.857	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	0	0.855	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	0	0.853	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	0	0.851	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0	0.849	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	0	0.847	0.00	0.00	0.00	0.00
0.70	0	0.845	0.00	0.00	0.00	0.00
0.80	0	0.843	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0	0.842	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	5	0.840	13.31	15.85	0.67	0.79
1.10	5	0.838	13.28	15.85	0.66	0.79
1.20	4	0.836	10.60	12.68	0.53	0.63
1.30	6	0.835	15.87	19.01	0.79	0.95
1.40	7	0.833	18.48	22.18	0.92	1.11
1.50	8	0.831	21.07	25.35	1.05	1.27
1.60	6	0.830	15.77	19.01	0.79	0.95
1.70	9	0.828	23.61	28.52	1.18	1.43
1.80	8	0.826	20.95	25.35	1.05	1.27
1.90	7	0.825	17.41	21.11	0.87	1.06
2.00	7	0.823	17.37	21.11	0.87	1.06
2.10	7	0.822	17.34	21.11	0.87	1.06
2.20	8	0.820	19.78	24.12	0.99	1.21
2.30	6	0.819	14.81	18.09	0.74	0.90
2.40	9	0.817	22.17	27.14	1.11	1.36
2.50	10	0.816	24.59	30.15	1.23	1.51
2.60	10	0.814	24.55	30.15	1.23	1.51
2.70	11	0.813	26.96	33.17	1.35	1.66
2.80	12	0.811	29.36	36.18	1.47	1.81
2.90	14	0.760	30.60	40.26	1.53	2.01
3.00	16	0.759	34.90	46.01	1.75	2.30
3.10	15	0.757	32.66	43.13	1.63	2.16
3.20	14	0.756	30.43	40.26	1.52	2.01
3.30	16	0.755	34.72	46.01	1.74	2.30
3.40	17	0.753	36.83	48.88	1.84	2.44
3.50	15	0.752	32.44	43.13	1.62	2.16
3.60	18	0.751	38.86	51.76	1.94	2.59
3.70	19	0.750	40.95	54.63	2.05	2.73
3.80	17	0.748	36.58	48.88	1.83	2.44
3.90	19	0.747	39.01	52.21	1.95	2.61
4.00	20	0.746	41.00	54.96	2.05	2.75

ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ENSAYO Nr.1

SUELOS COHESIVOS

Cohesión no drenada

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Cu (Kg/cm ²)
[1] - RELLENO	0	0.50	Terzaghi-Peck	--
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Terzaghi-Peck	0.33

Qc (resistencia puntaza penetrómetro estático)

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Qc (Kg/cm ²)
[1] - RELLENO	0	0.50	Robertson (1983)	---
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Robertson (1983)	10.66

Módulo edométrico

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Eed (Kg/cm ²)
[1] - RELLENO	0	0.50	Stroud e Butler (1975)	---
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Stroud e Butler (1975)	24.45



Módulo de Young

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Ey (Kg/cm ²)
[1] - RELLENO	0	0.50	Apollonia	---
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Apollonia	53.30

Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.)

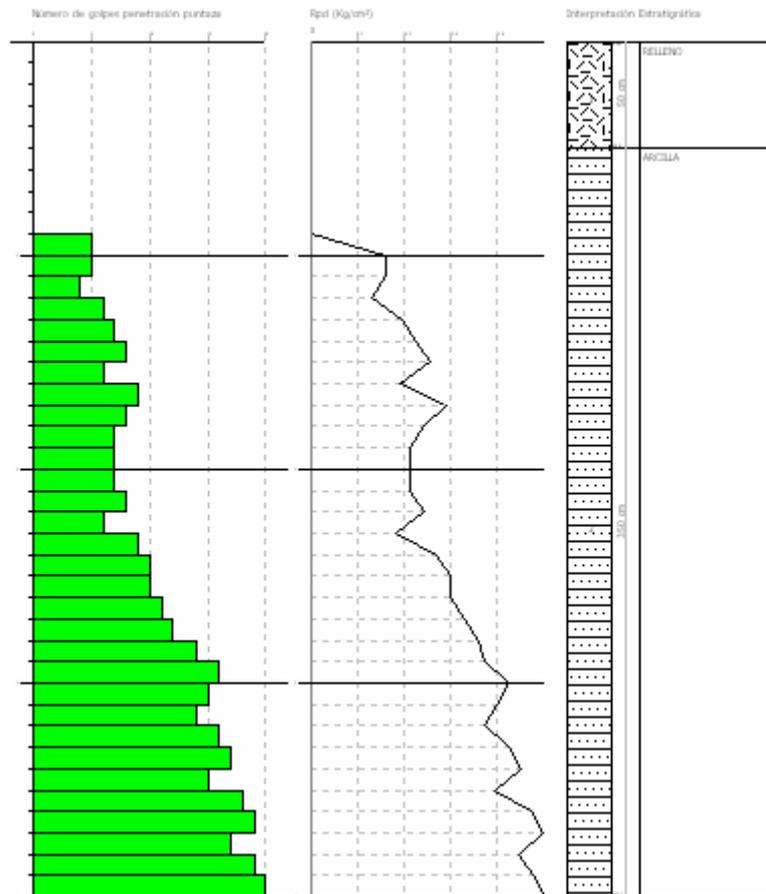
Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Clasificación
[1] - RELLENO	0	0.50	Classificaz. A.G.I. (1977)	SIN CONSISTENZA
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Classificaz. A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso específico

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Peso específico (t/m ³)
[1] - RELLENO	0	0.50	Meyerhof ed altri	1.39
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Meyerhof ed altri	1.78

Peso específico saturado

Descripción	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Peso específico saturado (t/m ³)
[1] - RELLENO	0	0.50	Meyerhof ed altri	1.83
[2] - ARCILLA	5.33	3.00	Meyerhof ed altri	1.88





9.0.- VERIFICACION DE MURO DE CONTENCIÓN.

RELACIÓN DE CÁLCULO

Cálculo del empuje activo con Coulomb

El cálculo del empuje activo con el método *Coulomb* se basa en el estudio del equilibrio límite global del sistema formateado por el muro y del prisma del terreno homogéneo detrás de la obra y vinculado con la ruptura en la hipótesis de pared rugosa. Para terreno homogéneo y seco el diagrama de las presiones se presenta lineal con distribución:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

El empuje S_t se aplica a $1/3 H$ de valor

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Habiendo indicado con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valore límites de K_A :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ según Muller-Breslau

γ_t Peso específico del terreno;

β Inclinación del pared interna respecto al plano horizontal que pasa por el pié;

ϕ Ángulo de rozamiento al corte del terreno;

δ Ángulo de rozamiento tierra-muro;

ε Inclinación del plano campo respecto al plano horizontal, positivo si es antihorario;

H Altura de la pared.

Cálculo del empuje activo con Rankine

Si $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con pared vertical lisa y terraplén con superficie horizontal) el empuje S_t se simplifica así:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

que coincide con la ecuación de Rankine para el cálculo del empuje activo del terreno con terraplén horizontal. Efectivamente Rankine adoptó esencialmente las mismas hipótesis hechas por Coulomb, con excepción del hecho que descuidó el rozamiento tierra-muro y la presencia de cohesión. En su formulación general y la expresión de K_a de Rankine se presenta como sigue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Cálculo del empuje activo con Mononobe & Okabe



El cálculo del empuje activo con el método *Mononobe & Okabe* comprende la valuación del empuje en condiciones sísmicas con el método pseudo-estático. El mismo se basa en el estudio del equilibrio límite global y del sistema formateado del muro y del prisma del terreno homogéneo detrás de la obra y vinculado en la ruptura en una configuración ficticia de cálculo en la cual el ángulo ε , de inclinación del plano campo respecto al plano horizontal, y el ángulo β , de inclinación de la pared interna respecto al plano horizontal pasante por el pie, son aumentados de una cantidad θ tal que:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coeficiente sísmico horizontal y k_v vertical.

En ausencia de estudios específicos, los coeficientes k_h y k_v tienen que ser calculados como:

$$k_h = S a_g / r \quad k_v = 0,5 k_h$$

en los cuales $S a_g$ representa el valor de la aceleración sísmica máxima del terreno para las diversas categorías del perfil estratigráfico definidas por la Ordenanza P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003. Al factor r puede ser asignado el valor $r = 2$ en el caso de obras suficientemente flexibles (muros libres a gravedad), mientras que en todos los otros casos vienen igual a 1 (muros en hormigón armado resistentes a flexiones, muros en hormigón armado sobre pilotes o anclajes, muros de sótano).

Efecto a causa de cohesión

La cohesión induce presiones negativas constantes igual a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Sin la posibilidad de establecer a prior cuales sea la disminución en el empuje por efecto de la cohesión, ha sido calculada una altura crítica Z_c de la siguiente manera:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \times \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

donde

Q = Carga actuante sobre el terraplén;

Si $Z_c < 0$ es posible sobreponer directamente los efectos, con disminuciones iguales a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto de aplicación igual a $H/2$;

Carga uniforme sobre el terraplén

Una carga Q , uniformemente distribuida plano campo induce presiones constantes iguales a:

$$P_q = K_A \times Q \times \operatorname{sen} \beta / \operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)$$

Para integración, un empuje igual a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con un punto de aplicación igual a $H/2$, habiendo indicado con K_a el coeficiente de empuje



activo según *Muller-Breslau*.

Empuje activo en condiciones sísmicas

En presencia de sismo la fuerza de cálculo ejercitada por el terraplén sobre el muro dada por:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

donde:

H altura muro

k_v coeficiente sísmico vertical

γ peso específico del terreno

K coeficiente de empuje activo total (estático + dinámico)

E_{ws} empuje hidrostático del agua

E_{wd} empuje hidrodinámico.

Para terrenos impermeables el empuje hidromecánico $E_{wd} = 0$, pero viene efectuada una corrección sobre la valuación del ángulo θ de la fórmula de Mononobe & Okabe de la siguiente manera:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mu k_v}$$

En los terrenos de alta permeabilidad en condiciones dinámicas continua tienen valor con la corrección anterior, pero el empuje hidrodinámico toma la siguiente expresión:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H con la altura del nivel freático medido a partir de la base del muro.

Empuje hidrostático

El nivel freático con superficie distante H_w desde la base del muro induce presiones hidrostáticas normales a la pared que, a la profundidad z , se expresan de la siguiente manera:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con resultados iguales a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

El empuje del terreno sumergido se obtiene sustituyendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso eficaz del material sumergido en agua.

Resistencia pasiva

Para terreno homogéneo el diagrama de las presiones resulta lineal del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$



Por integración se obtiene el empuje pasivo:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Habiendo indicado con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valores límites de δ iguales a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

La expresión de K_p según la formulación de Rankine asume la siguiente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carga límite sobre cimentación superficial sobre terreno

Vesic

Para que la cimentación de un muro pueda resistir la carga de proyecto con seguridad con respecto de la rotura general debe ser de la siguiente desigualdad:

$$V_d \leq R_d$$

Donde V_d es la carga de proyecto, normal a la base de la cimentación, comprendiendo también el peso del muro; mientras R_d es la carga límite del proyecto de la cimentación con respecto a las cargas normales, teniendo en cuenta también del efecto de cargas inclinadas o excéntricas..

En la valuación analítica de la carga límite de proyecto R_d se tienen que considerar las situaciones a corto y a largo plazo en los terrenos de granulación fina. La carga límite de proyecto en condiciones sin drenaje se calcula como:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \text{ Donde:}$$

$A' = B'$ El área de la cimentación eficaz de proyecto, entendido en caso de carga excéntrica, como el área reducida del cual el centro viene aplicado el resultante de la carga.

c_u cohesión sin drenaje
 q presión litostática total sobre el plano de apoyo
 s_c Factor de forma

$s_c = 0,2 (B'/L')$ para cimentaciones rectangulares

i_c Factor correctivo para la inclinación de la carga debido a una carga H .

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$



A_f área eficaz de la cimentación

c_a adhesión a la base, igual a la cohesión o a una fracción del mismo.

Para las condiciones drenadas la carga límite de proyecto se calcula de la siguiente manera.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad \text{Donde:}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Factores de forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{para forma rectangular}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L') \quad \text{para forma rectangular}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{para forma rectangular, cuadrada o circular.}$$

Solicitaciones muro

Para el cálculo de las sollicitación el muro ha sido discretizado en n -tramos en función de las secciones significativas y para cada tramo han sido calculados los empujes del terreno (evaluados según un plano de rotura que pasa por el parámetro lado a monte), los resultados de las fuerzas horizontales y verticales y las fuerzas de inercia.

Cálculo de los empujes para las verificaciones globales

Los empujes han sido evaluados hipotizando un plano de rotura pasante por el intrados de la ménsula de cimentación lado a monte, tal plano ha sido discretizado en n -tramos.

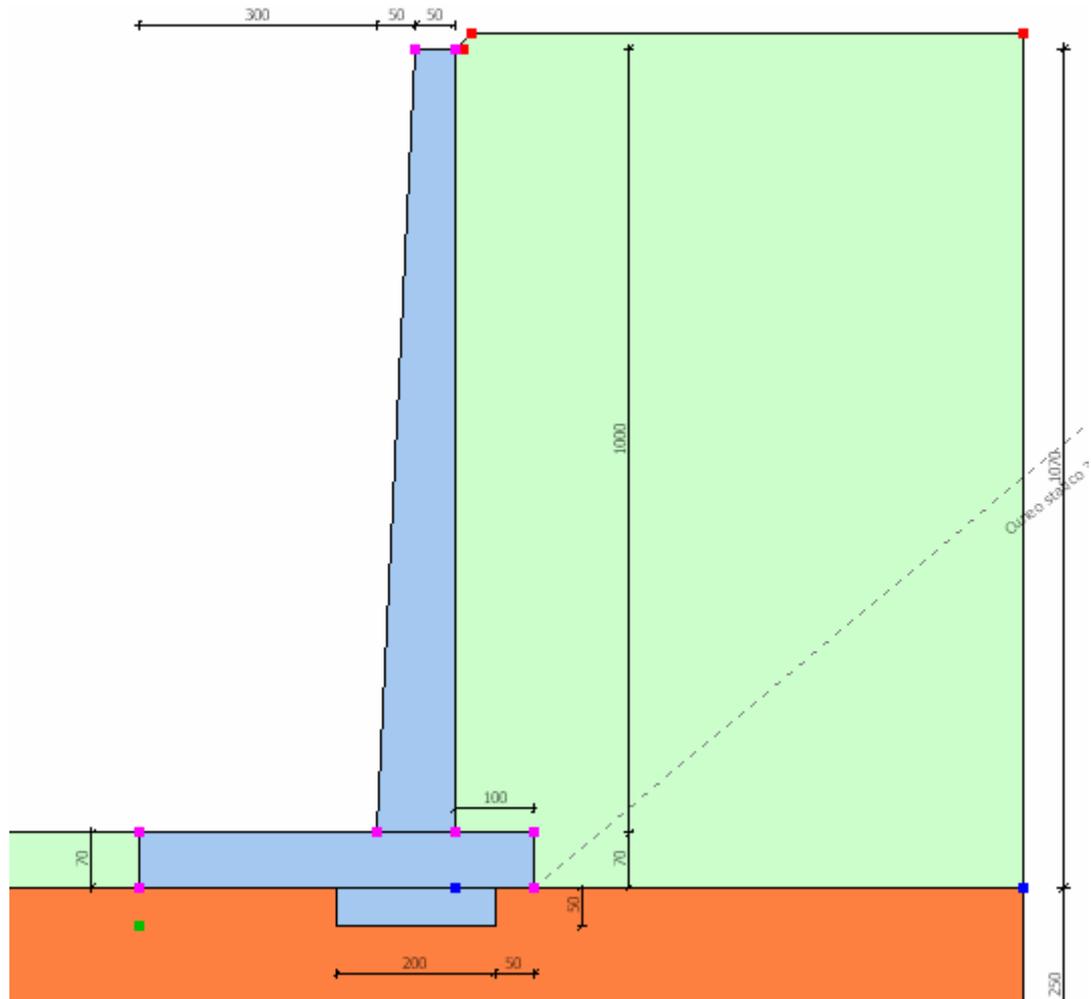
DATOS GENERALES MURO DE 10 METROS

Datos generales muro

Altura muro	1000.0 cm
Espesor cabeza muro	50.0 cm
Radiente muro lado valle	50.0 cm
Radiente muro lado monte	0.0 cm
Saliente ménsula lado valle	300.0 cm
Saliente ménsula lado monte	100.0 cm
Svaso mensola a valle	0.0 cm
Ángulo de ensanchamiento ménsula lado a valle	0.0 cm
Altura extremidad ménsula lado valle	70.0 cm
Altura extremidad ménsula lado monte	70.0 cm
Distancia diente lado monte	50.0 cm
Altura tacón	50.0 cm
Espesor tacón	200.0 cm

Características de resistencia de los materiales empleados

Peso específico muro	24.51662 KN/m ³
Resistencia a compresión de cálculo	9.80665 N/mm ²
Resistencia a tracción de cálculo	0.588399 N/mm ²



Estratigrafía

- DH Intervalo mínimo
Eps Inclinación del estrato.
Gamma Peso específico
Fi Ángulo de resistencia a corte
c cohesión
Delta Ángulo de rozamiento tierra muro
P.F. Presencia de nivel freático (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (KN/m³)	Fi (°)	c (kPa)	Delta (°)	P.F.	Litología	Descripción
1	1070	0	16.67	22	1.96	24	No		RELLENO
2	250	5	22.56	28	9.86	34	No		ARCILLA

FACTORES DE COMBINACIÓN

Combinazione Nr. 1

Nr.	Acciones	Factor combinación
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sísmica in x	1.00
6	Spinta sísmica in y	1.00



Nr.	Parámetro	Coefficientes parciales
1	Tangente ángulo de res. al corte	1
2	Cohesión eficaz	1
3	Resistencia sin drenaje	1
4	Peso específico	1

Nr.	Verificación	Coefficienti resistenze
1	Carga límite	1
2	Deslizamiento	1
3	Participación empuje pasivo	1

Combinación Nr. 1

CÁLCULO EMPUJES

Discretización terreno

Qi	Cota inicial estrato (cm);
Qf	Cota final estrato
Gamma	Peso específico (KN/m ³);
Eps	Inclinación del estrato. (°);
Fi	Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta	Ángulo rozamiento tierra muro;
c	cohesión (kPa);
β	Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas	En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
1120.0	920.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
920.0	720.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
720.0	520.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
520.0	320.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
320.0	120.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0

Coefficientes de empuje e inclinación

μ	Ángulo de dirección del empuje.
Ka	Coefficiente de empuje activo.
Kd	Coefficiente de empuje dinámico.
Dk	Coefficiente de incremento dinámico.
Kax, Kay	Componentes según x e y del coeficiente de empuje activo.
Dkx, Dky	Componentes según x e y del coeficiente de incremento dinámico.

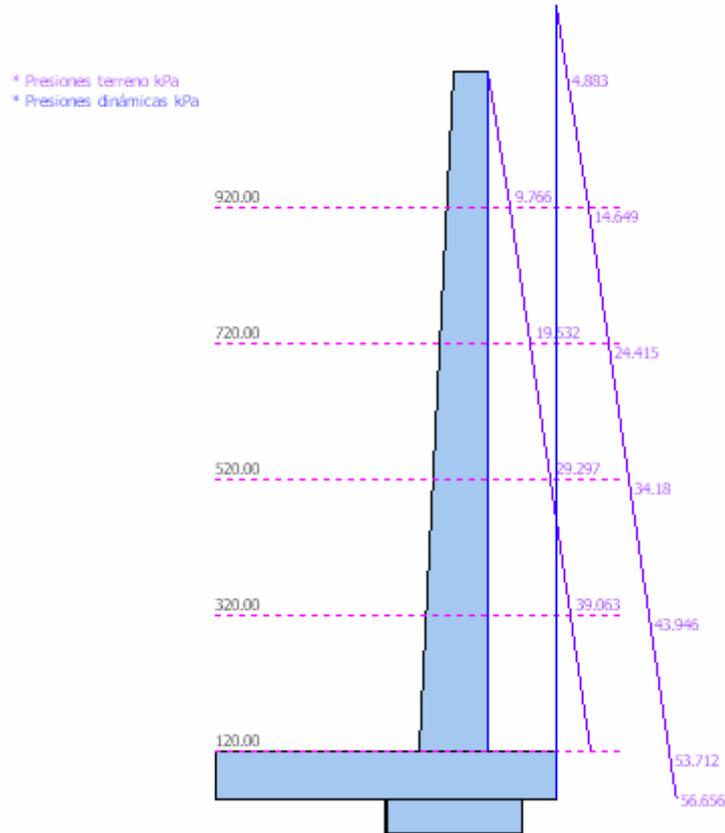
μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0

Empujes resultantes y punto de aplicación

Qi	Cota inicio estrato.
Qf	Cota inicio estrato.
Rpx, Rpy	Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);
Z(Rpy)	Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);



	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	1120.0	920.0	5.98	0.0	972.18	920.0
2	920.0	720.0	25.05	0.0	807.01	720.0
3	720.0	520.0	44.59	0.0	612.7	520.0
4	520.0	320.0	64.12	0.0	414.92	320.0
5	320.0	120.0	83.65	0.0	216.11	120.0



CARACTERISTICAS MURO (Peso, Baricentro, Inercia)

Py Peso del muro (kN);
Px Fuerza inercial (kN);
Xp, Yp Coordinadas baricentro de pesos (cm);

Cota	Px	Py	Xp	Yp
920.0	0.0	26.97	372.4	1017.0
720.0	0.0	58.84	369.7	908.9
520.0	0.0	95.61	366.9	796.9
320.0	0.0	137.29	364.0	681.9
120.0	0.0	183.87	361.1	564.4

Solicitaciones sobre el muro

Cota Origen ordenada mínima del muro (cm).
Fx Fuerza en dirección x (kN);
Fy Fuerza en dirección y (kN);
M Momento (kNm);
H Altura sección de cálculo (cm);



Cota	Fx	Fy	M	H
920.0	5.98	26.97	2.48	60.0
720.0	31.04	58.84	34.12	70.0
520.0	75.62	95.61	133.7	80.0
320.0	139.74	137.29	340.05	90.0
120.0	223.39	183.87	691.88	100.0

VERIFICACIONES GLOBALES

Plano de rotura que pasa por $(x_{r1}, y_{r1}) = (500.0/50.0)$
Plano de rotura que pasa por $(x_{r2}, y_{r2}) = (500.0/1220.0)$
Centro de rotación $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/50.0)$

Discretización terreno

Qi	Cota inicial estrato (cm);
Qf	Cota final estrato
Gamma	Peso específico (KN/m ³);
Eps	Inclinación del estrato. (°);
Fi	Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta	Ángulo rozamiento tierra muro;
c	cohesión (kPa);
β	Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas	En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
1220.0	1120.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
1120.0	920.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
920.0	720.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
720.0	520.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
520.0	320.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
320.0	120.0	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
120.0	59.7	16.67	45.0	30.0	0.0	1.96	0.0
59.7	50.0	22.56	5.0	38.0	0.0	1.96	0.0

Coefficientes de empuje e inclinación

μ	Ángulo de dirección del empuje.
Ka	Coefficiente de empuje activo.
Kd	Coefficiente de empuje dinámico.
Dk	Coefficiente de incremento dinámico.
Kax, Kay	Componentes según x e y del coeficiente de empuje activo.
Dkx, Dky	Componentes según x e y del coeficiente de incremento dinámico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.29	0.0	0.0	0.29	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0



Empujes resultantes y punto de aplicación

Qi Cota inicio estrato.
Qf Cota inicio estrato.
Rpx, Rpy Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	1220.0	1120.0	0.78	0.0	1138.85	1120.0
2	1120.0	920.0	15.29	0.0	998.71	920.0
3	920.0	720.0	34.82	0.0	810.65	720.0
4	720.0	520.0	54.35	0.0	614.01	520.0
5	520.0	320.0	73.88	0.0	415.59	320.0
6	320.0	120.0	93.42	0.0	216.52	120.0
7	120.0	59.7	32.0	0.0	89.57	59.7
8	59.7	50.0	5.31	0.0	54.84	50.0

EMPUJES EN CIMENTACIÓN

Discretización terreno

Qi Cota inicial estrato (cm);
Qf Cota final estrato
Gamma Peso específico (KN/m³);
Eps Inclinación del estrato. (°);
Fi Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta Ángulo rozamiento tierra muro;
c cohesión (kPa);
β Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
120.0	50.0	22.56	185.0	38.0	0.0	1.96	180.0
50.0	0.0	22.56	185.0	38.0	38.0	1.96	180.0

Coefficientes de empuje e inclinación

μ Ángulo de dirección del empuje.
Kp Coeficiente de resistencia pasiva.
Kpx, Kpy Componentes según x e y del coeficiente de resistencia pasivo.

μ	Kp	Kpx	Kpy
180.0	1.26	-1.26	0.0
218.0	1.26	-0.99	-0.78

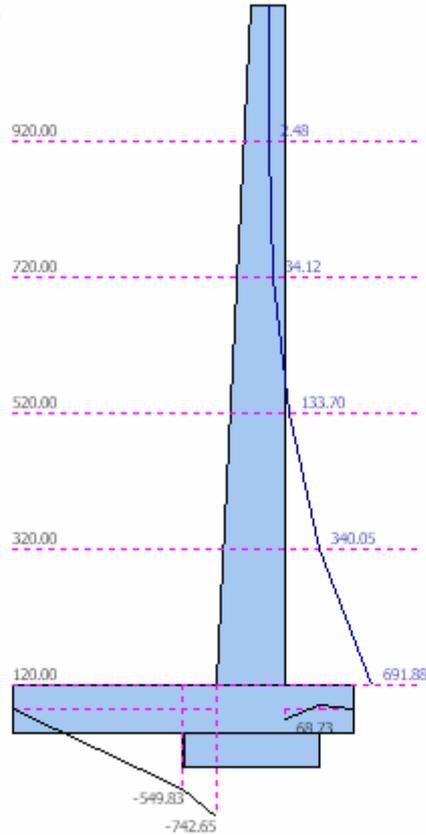
Empujes resultantes y punto de aplicación

Qi Cota inicio estrato.
Qf Cota inicio estrato.
Rpx, Rpy Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);
Z(Rpy) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	120.0	50.0	-5.3	0.0	70.35	50.0
2	50.0	0.0	-11.76	-1.48	23.01	13.69



DIAGRAMA MOMENTOS kNm



Tensiones totales

Fx Fuerza en dirección x (kN);
Fy Fuerza en dirección y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Empuje terreno	309.84	0.0	1163.54
Peso muro	0.0	183.87	-663.97
Peso cimentación	0.0	85.81	-214.52
Peso tacón	0.0	24.52	-85.81
Sobrecarga	0.0	0.0	0.0
Terr. cimentación	0.0	175.05	-789.12
Empuje cimentación	-17.06	-1.48	2.09
	292.78	467.77	-587.78

Momento estabilizador -1750.25 kNm
Momento de vuelco 1162.46 kNm

Verificación traslación

Suma fuerzas horizontal	309.84 kN
Suma fuerzas verticales	469.25 kN
Coefficiente de rozamiento	0.78
Adeshión	1.37 kPa
Ángulo plano de deslizamiento	-6.34 °
Fuerzas normales al plano de deslizamiento	500.59 kN
Fuerzas paralelas al plano de deslizamiento	256.13 kN



Resistencia terreno	415.03 kN
Coef. Seguridad traslación Csd	1.62
Traslación verificada Csd>1.3	

Verificación vuelco

Momento estabilizador	-1750.25 kNm
Momento de vuelco	1162.46 kNm
Coef. Seguridad vuelco Csv	1.51
Muro verificado a vuelco Csv>1.5	

Carga límite - Método de Vesic (1973)

Suma fuerzas en dirección x	292.78 kN
Suma fuerzas en dirección y (Fy)	467.77 kN
Suma momentos	-587.78 kNm
Ancho cimentación	500.0 cm
Largo 300.0	cm
Excentricidad sobre B	124.34 cm
Peso específico	22.56 KN/m ³
Ángulo de resistencia al corte	38.0 °
cohesión	1.96 kPa
Terreno sobre la cimentación	70.0 cm
Peso terreno sobre el plano de colocación	16.67 KN/m ³
Nq	48.93
Nc	61.35
Ng	78.02
sq	1.65
sc	1.67
sg	0.66
iq	0.23
ic	0.21
ig	0.09
Carga límite vertical (Qlim)	964.66 kN
Factor de seguridad (Csq=Qlim/Fy)	2.06
Carga límite verificada Csq>2	

Tensiones sobre el terreno

Abscisa centro sollicitación	125.66 cm
Ancho de la cimentación	500.0 cm
x = 0.0 cm Tensión...	248.18 kPa
x = 376.97 cm	Tensión... 0.0 kPa

Verificación sección ataque cimentación

Ancho sección	100.00 cm
Excentricidad	376.28 cm
Excentricidad excesiva	



Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (KN/m ³)	Fi (°)	c (kPa)	Delta (°)	P.F.	Litología	Descripción
1	525	0	16.67	22	1.96	20	No		RELLENO
2	250	0	22.56	26	9.86	26	No		ARCILLA

FACTORES DE COMBINACIÓN

Combinazione Nr. 1

Nr.	Acciones	Factor combinación
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00

Nr.	Parámetro	Coefficientes parciales
1	Tangente ángulo de res. al corte	1
2	Cohesión eficaz	1
3	Resistencia sin drenaje	1
4	Peso específico	1

Nr.	Verificación	Coefficienti resistenze
1	Carga límite	1
2	Deslizamiento	1
3	Participación empuje pasivo	1

Combinazione Nr. 1

CÁLCULO EMPUJES

Discretización terreno

Qi	Cota inicial estrato (cm);
Qf	Cota final estrato
Gamma	Peso específico (KN/m ³);
Eps	Inclinación del estrato. (°);
Fi	Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta	Ángulo rozamiento tierra muro;
c	cohesión (kPa);
β	Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas	En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
575.0	475.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
475.0	375.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
375.0	275.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
275.0	175.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
175.0	75.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0

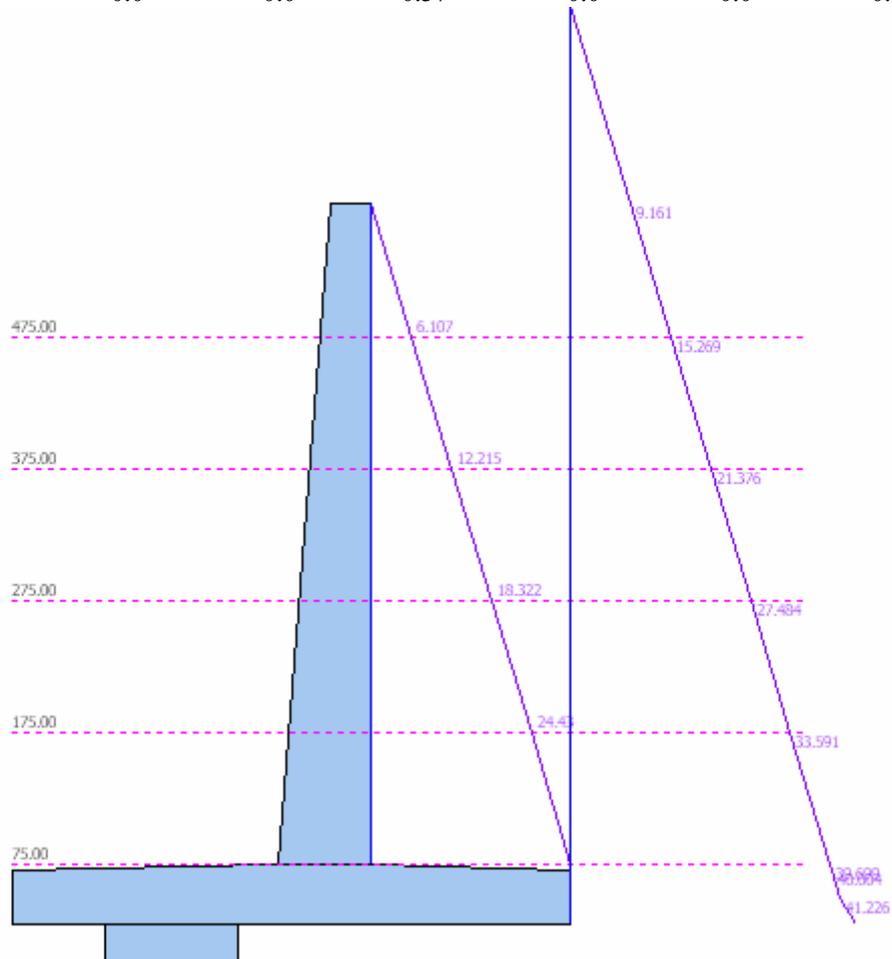
Coefficientes de empuje e inclinación

μ	Ángulo de dirección del empuje.
Ka	Coefficiente de empuje activo.
Kd	Coefficiente de empuje dinámico.
Dk	Coefficiente de incremento dinámico.
Kax, Kay	Componentes según x e y del coeficiente de empuje activo.
Dkx, Dky	Componentes según x e y del coeficiente de incremento dinámico.



μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0

* Presiones terreno kPa
* Presiones dinámicas kPa



Empujes resultantes y punto de aplicación

Qi Cota inicio estrato.
Qf Cota inicio estrato.
Rpx, Rpy Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);
Z(Rpy) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	575.0	475.0	1.14	0.0	495.38	475.0
2	475.0	375.0	6.79	0.0	417.5	375.0
3	375.0	275.0	12.9	0.0	321.05	275.0
4	275.0	175.0	19.0	0.0	222.32	175.0
5	175.0	75.0	25.11	0.0	122.97	75.0

CARACTERISTICAS MURO (Peso, Baricentro, Inercia)

Py Peso del muro (kN);



Px Fuerza inercial (kN);
Xp, Yp Coordinadas baricentro de pesos (cm);

Cota	Px	Py	Xp	Yp
475.0	0.0	8.34	252.9	523.0
375.0	0.0	18.63	250.7	468.0
275.0	0.0	30.89	248.4	410.7
175.0	0.0	45.11	246.1	351.8
75.0	0.0	61.29	243.7	291.7

Solicitaciones sobre el muro

Cota Origen ordenada mínima del muro (cm).
Fx Fuerza en dirección x (kN);
Fy Fuerza en dirección y (kN);
M Momento (kNm);
H Altura sección de cálculo (cm);

Cota	Fx	Fy	M	H
475.0	1.14	8.34	0.07	38.0
375.0	7.93	18.63	3.57	46.0
275.0	20.83	30.89	16.46	54.0
175.0	39.83	45.11	44.75	62.0
75.0	64.94	61.29	94.49	70.0

VERIFICACIONES GLOBALES

Plano de rotura que pasa por (xr1,yr1) = (420.0/30.0)
Plano de rotura que pasa por (xr2,yr2) = (420.0/725.0)
Centro de rotación (xro,yro) = (0.0/30.0)

Discretización terreno

Qi Cota inicial estrato (cm);
Qf Cota final estrato
Gamma Peso específico (KN/m³);
Eps Inclinación del estrato. (°);
Fi Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta Ángulo rozamiento tierra muro;
c cohesión (kPa);
β Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
725.0	575.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
575.0	475.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
475.0	375.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
375.0	275.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
275.0	175.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
175.0	75.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
75.0	70.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
70.0	50.0	16.67	45.0	22.0	0.0	1.96	0.0
50.0	30.0	22.56	0.0	26.0	0.0	1.96	0.0

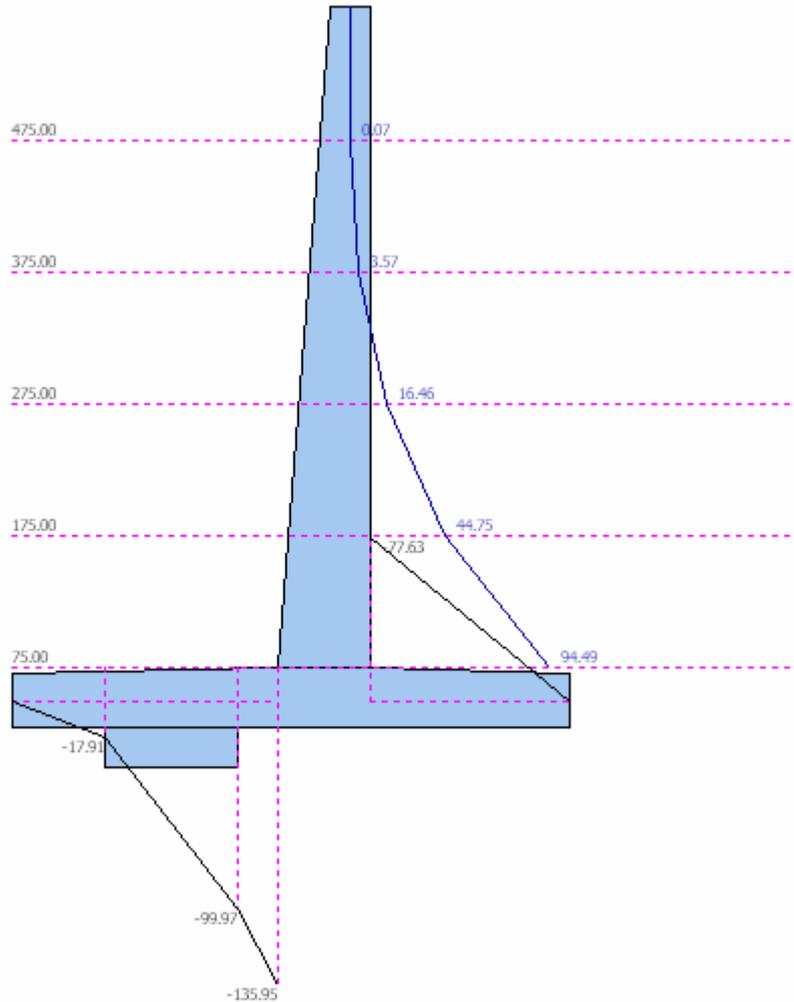


Coefficientes de empuje e inclinación

- μ Ángulo de dirección del empuje.
- K_a Coeficiente de empuje activo.
- K_d Coeficiente de empuje dinámico.
- D_k Coeficiente de incremento dinámico.
- K_{ax}, K_{ay} Componentes según x e y del coeficiente de empuje activo.
- D_{kx}, D_{ky} Componentes según x e y del coeficiente de incremento dinámico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.37	0.0	0.0	0.37	0.0	0.0	0.0
0.0	0.56	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0

DIAGRAMA MOMENTOS kNm



Empujes resultantes y punto de aplicación

- Q_i Cota inicio estrato.
- Q_f Cota inicio estrato.



Rpx, Rpy Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);
Z(Rpy) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	725.0	575.0	3.77	0.0	612.05	575.0
2	575.0	475.0	9.84	0.0	519.83	475.0
3	475.0	375.0	15.95	0.0	421.81	375.0
4	375.0	275.0	22.06	0.0	322.69	275.0
5	275.0	175.0	28.16	0.0	223.19	175.0
6	175.0	75.0	34.27	0.0	123.52	75.0
7	75.0	70.0	1.87	0.0	72.5	70.0
8	70.0	50.0	7.65	0.0	59.95	50.0
9	50.0	30.0	7.91	0.0	39.89	30.0

EMPUJES EN CIMENTACIÓN

Discretización terreno

Qi Cota inicial estrato (cm);
Qf Cota final estrato
Gamma Peso específico (KN/m³);
Eps Inclinación del estrato. (°);
Fi Ángulo de resistencia a corte (°);
Delta Ángulo rozamiento tierra muro;
c cohesión (kPa);
β Ángulo perpendicular al parámetro lado monte (°);
Notas En las notas se señala la presencia del nivel freático

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
70.0	30.0	22.56	180.0	26.0	0.0	1.96	180.0
30.0	0.0	22.56	180.0	26.0	26.0	1.96	180.0

Coefficientes de empuje e inclinación

μ Ángulo de dirección del empuje.
Kp Coeficiente de resistencia pasiva.
Kpx, Kpy Componentes según x e y del coeficiente de resistencia pasivo.

μ	Kp	Kpx	Kpy
180.0	0.77	-0.77	0.0
206.0	0.77	-0.69	-0.34

Empujes resultantes y punto de aplicación

Qi Cota inicio estrato.
Qf Cota inicio estrato.
Rpx, Rpy Componentes del empuje en la zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);
Z(Rpy) Ordinada punto de aplicación resultante empuje (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	70.0	30.0	-0.46	0.0	37.68	30.0
2	30.0	0.0	-1.99	-0.06	13.24	4.34

Tensiones totales



Fx Fuerza en dirección x (kN);
Fy Fuerza en dirección y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Empuje terreno	131.49	0.0	287.55
Peso muro	0.0	61.29	-149.37
Peso cimentación	0.0	44.18	-93.04
Peso tacón	0.0	7.35	-8.83
Sobrecarga	0.0	0.0	0.0
Terr. cimentación	0.0	145.24	-506.2
Empuje cimentación	-2.45	-0.06	0.3
	129.04	258.0	-469.58

Momento estabilizador	-757.1	kNm
Momento de vuelco	287.52	kNm

Verificación traslación

Suma fuerzas horizontal	131.49 kN
Suma fuerzas verticales	258.07 kN
Coefficiente de rozamiento	0.49
Adeshión	1.37 kPa
Ángulo plano de deslizamiento	-10.01 °
Fuerzas normales al plano de deslizamiento	276.99 kN
Fuerzas paralelas al plano de deslizamiento	84.64 kN
Resistencia terreno	143.31 kN
Coef. Seguridad traslación Csd	1.69

Traslación verificada Csd>1.3

Verificación vuelco

Momento estabilizador	-757.1 kNm
Momento de vuelco	287.52 kNm
Coef. Seguridad vuelco Csv	2.63

Muro verificado a vuelco Csv>1.5

Carga límite - Método de Vesic (1973)

Suma fuerzas en dirección x	129.04 kN
Suma fuerzas en dirección y (Fy)	258.0 kN
Suma momentos	-469.58 kNm
Ancho cimentación	420.0 cm
Largo	300.0 cm
Excentricidad sobre B	27.99 cm
Peso específico	22.56 KN/m ³
Ángulo de resistencia al corte	26.0 °
cohesión	1.96 kPa
Terreno sobre la cimentación	45.0 cm
Peso terreno sobre el plano de colocación	16.67 KN/m ³
Nq	11.85
Nc	22.25
Ng	12.54
sq	1.4
sc	1.44
sg	0.67



iq	0.39
ic	0.34
ig	0.21
Carga límite vertical (Qlim)	517.08 kN
Factor de seguridad (Csq=Qlim/Fy)	2.0
Carga límite verificada Csq>2	

Tensiones sobre el terreno

Abscisa centro sollicitación	182.01 cm
Ancho de la cimentación	420.0 cm
x = 0.0 cm Tensión...	85.99 kPa
x = 420.0 cm Tensión...	36.86 kPa

Verificación sección ataque cimentación

Ancho sección	70.00 cm
Excentricidad	154.17 cm
Excentricidad excesiva	



10.0.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- ✚ El resumen de parámetros correspondientes al suelo de fundación en el muro de contención evaluado es el siguiente.

MURO	SUELO DE FUNDACION	Peso Especifico	Cohesión c	Angulo de fricción	Q adm.
MURO CONTENCIÓN	Arcilla de baja plasticidad con arena CL	19,61 Kn/m ³	9,81 Kn/m ²	22 grados	1,00 Kg/cm ²

- El suelo de fundación del muro de contención presenta características BUENAS de soporte y estabilidad, por esta razón no se esperan asentamientos diferenciales.
- El esfuerzo admisible que presenta el suelo es: **1,00 Kg / cm²** .
- El asentamiento previsible es de 1,159 cm.
- No se ha evidenciado Nivel freático superficial.

Es mi informe.