

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**“CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES,
APLICACION AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO –
DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE”**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDGARD CHUQUIZUTA YNGA

Lima- Perú

2007

ÍNDICE

LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
RESUMEN	6
INTRODUCCIÓN	7
<u>CAPITULO I</u> DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRAFICA DE PISCO	8
1.1 Ubicación geográfica.	8
1.2 Condiciones topográficas.	10
1.3 Estratigrafía de la ciudad de Pisco.	10
<u>CAPITULO II</u> DEFINICIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS	12
2.1 Napa freática.	12
2.2 Agua subterránea.	12
2.3 Filtración.	12
2.4 Drenaje.	13
2.5 Abatimiento de napa freática.	13
2.6 Trinchera drenante.	13
<u>CAPITULO III</u> EVALUACION DEL ESTRATO SUBTERRANEO DEL LUGAR	14
3.1 Fuentes de agua.	14
3.2 Estratigrafía.	15
3.3 Configuración estimada de la napa freática.	15
<u>CAPITULO IV</u> PROBLEMAS EN EL SUELO DE FUNDACION DEBIDO A LA PRESENCIA DE AGUA	16
4.1 Tubificación.	16
4.2 Transmisión de esfuerzos en suelos saturados.	19
4.3 Fuerza de filtración.	24
4.4 Componentes químicos presentes debido a la ausencia de drenaje.	26
<u>CAPITULO V</u> DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE PARA LA CIMENTACION PROFUNDA DEL HOTEL EMBASSY	27
5.1 Características de la cimentación.	27
CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES, APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO - DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE EDGARD CHUQUIZUTA YNGA	2

5.2	Memoria descriptiva del sistema de drenaje.	28
5.3	Memoria de cálculo del diseño del sistema de drenaje.	40
5.4	Costo estimado del sistema de drenaje en función del área.	47
	CONCLUSIONES.	49
	RECOMENDACIONES.	51
	BIBLIOGRAFÍA.	52
	ANEXOS.	53

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 01	Características del suelo.	15
Cuadro N° 02	Tabla de caudal	44
Cuadro N° 03	Tabla de caudal	44
Cuadro N° 04	Tabla de caudal	45
Cuadro N° 05	Tabla de caudal	46
Cuadro N° 06	Tabla de caudal	46
Cuadro N° 07	Tabla de caudal	47

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 01	Ubicación de la Ciudad de Pisco.	9
Figura N° 02	Zonificación de Pisco según el aspecto geotécnico.	11
Figura N° 03	Pozo a tajo Abierto.	14
Figura N° 04	Gradiente critico de ebullición.	16
Figura N° 05	Tensiones de una masa de suelo cuando el nivel freático está en la superficie.	20
Figura N° 06	Tensiones en una masa de suelo cuando el nivel freático no está en la superficie.	21
Figura N° 07	Tensiones con flujo de agua descendente.	22
Figura N° 08	Fuerza de Filtración.25	
Figura N° 09	Ubicación del Hotel Embassy.	28
Figura N° 10	Sistema de sub drenes laterales.	29
Figura N° 11	Ábaco de Mcclelland.	30
Figura N° 12	Representación de la disminución del nivel freático con el uso de la trinchera drenante.	31
Figura N° 13	trinchera drenante.	31
Figura N° 14	Paso del agua a través del sistema de filtración.	32
Figura N° 15	Colmatación del filtro por penetración de partículas.	35
Figura N° 16	Sistema de drenaje del Hotel Embassy.	40
Figura N° 17	Grafico del abatimiento del nivel freático con el uso de la trinchera drenante.	41
Figura N° 18	Grafico del ábaco Mc Clelland.	41
Figura N° 19	Zanja de la trinchera drenante.	47

RESUMEN

La presencia de agua en suelo arenoso hace que su comportamiento sea susceptible a licuación ante la ocurrencia de un sismo. La ciudad de Pisco presenta en su terreno de fundación suelos arenosos, donde la mayoría de la infraestructura se han cimentado la mayoría de las viviendas y hoteles, en este contexto, han colapsado debido al último acontecimiento sísmico. La pérdida económica ha generado que en la zona se esté volviendo a construir tomando las precauciones pertinente como en el diseño de cimentaciones con presencia de napa freática que ocasiona serios problema.

Como consecuencia de ésto se ha planteado una alternativa de diseñar un sistema de evacuación de la napa freática para el Hotel Embassy. El sistema de evacuación se realizará por el método de abatimiento de trinchera drenante, que permitirá mantener el nivel freático más abajo del nivel que tenía al principio y poder hacer una adecuada cimentación con mejor alternativa de drenaje.

INTRODUCCIÓN

En el presente informe titulado “Cimentaciones Profundas en suelos licuables, aplicación al caso del Hotel Embassy de Pisco – Diseño de un sistema de drenaje” se realiza un diseño del sistema de drenaje para la cimentación profunda y en importancia dentro del mismo.

El capítulo I, describe su ubicación geográfica, condiciones, topográficas y estratigráfica de la ciudad de Pisco.

El capítulo II, define algunos conceptos empleados en este informe tales como napa freática, agua subterránea, filtración, drenaje, abatimiento y trinchera drenante.

El capítulo III, se describe la evaluación del estrato subterráneo del lugar tales como fuente de agua que afecta a la zona, estratigrafía del Hotel Embassy y la configuración de napa freática.

El capítulo IV, detalla los problemas en el suelo de fundación debido a la presencia de agua tales como tubificación, transmisión de esfuerzo en suelos saturados, fuerza de filtración y presencia de componentes químicos.

El capítulo V, detalla la característica de cimentación del Hotel Embassy así como una memoria descriptiva de cómo drenar y cómo usar los componentes de diseño del sistema de drenaje. Así mismo, desarrolla una memoria de cálculo del sistema de drenaje por el método de trinchera drenante. Además realiza un cuadro comparativo de la tubería a usar y el costo de instalación del sistema de drenaje.

El informe determina una alternativa de drenar el agua de la napa freática existente en el suelo arenosos de cimentación y que ocasiona pérdida de resistencia como consecuencia del agua.

CAPITULO I DESCRIPCION GEOGRAFICA Y TOPOGRAFICA DE PISCO.

1.1 Ubicación Geográfica.

La ciudad de Pisco forma parte del departamento de Ica y está situado al borde de la ribera marítima en la zona árida central de la costa peruana, a 236 km al sur de Lima y a 75 km al norte de la ciudad de Ica. La altura sobre el nivel del mar es de 18 msnm en la Plaza de Armas de Pisco.

Geográficamente esta comprendido entre las siguientes coordenadas UTM:

Este 365 000 m y 405 000 m
Norte 8 460 000 m y 8 495 000 m

Y las coordenadas geográficas de la Plaza de Arma es:

Latitud 13° 48' 09" Sur.
Longitud 76° 17' 23" Oeste.

Políticamente tiene una extensión de 3,187 Km² y es la capital de la provincia de Pisco que pertenece al departamento de Ica e integra 6 distritos:

1. Pisco.
2. San Andrés.
3. Paracas.
4. Huáncano.
5. Humay.
6. Independencia.

El centro de la población se encuentra a 4.3 Km de la carretera Panamericana, en el lado sur del valle del río Pisco a 2 Km del río y a 1.5 Km de la playa.



Fig N° 1 Ubicación de la Ciudad de Pisco.

1.2 Condiciones Topográficas

La configuración topográfica de Pisco es plana, ligeramente ondulada con pequeños medanos y dunas, desarrollándose la ciudad en terrenos llanos de sensibles pendientes (0.2%) hacia el mar.

A 2 km al norte de la ciudad de Pisco se encuentra el río Pisco que constituye el único curso natural de agua de la zona. Una particularidad de la línea costera cerca de Pisco es la península de Paracas cuyo extremo norte se ubica a unos 13.5 km; siendo el monte lechuga, su punto más alto ubicado a 481 msnm y está unido al continente por un Istmo arenoso bajo.

1.3 Estratigrafía de la ciudad de Pisco.

La estratigrafía de la microzonificación de Pisco está compuesta de 4 zonas:

Zona I Involucra la parte sur oeste de Pisco. Está compuesta por una capa superficial de relleno de 0.20 m de espesor, conformada por arcilla mezclada con grava redondeada. Continúa una grava pobremente gradada de formas redondeadas, con boleos redondeados de tamaño máximo (T.M.) de 12" cuya compactación varía de semi compacta a compacta.

ZONA II Cubre la parte norte y costera central de Pisco. Se presenta una capa superficial de arcilla arenosa semi rígida de 0.50 m de espesor, con raíces y gravillas subangulosas aisladas de tamaño máximo (T.M.) 3/4". Continúa arena limosa fina, húmeda y semi densa, hasta 1.10 m de profundidad. Finalmente se encuentra una grava pobremente gradada, de formas redondeadas con boleos redondeados de tamaño máximo 10", su compactación varía de semi compacta a compacta.

ZONA III Cubre la parte central de Pisco y el área comprendida entre la Carretera Panamericana y el límite del casco urbano. Está conformada por una capa superficial de arcilla arenosa semi rígida de hasta 1.20 m de espesor, con gravillas sub angulosas de tamaño máximo 3/8". Luego continúa arena limosa, de húmeda a saturada, en estado suelto a semidenso y hasta profundidades variables entre 2.00 a 4.25 m, presentándose en la zona industrial suelos limo-arenosos (ML). Continúa

grava pobremente graduada de formas redondeadas y con boleos redondeados. Se encuentra saturada y su compacidad varía de semi densa a compacta. En la zona industrial este suelo gravoso fue detectado parcialmente a 0.90 m de profundidad en una calicata.

En esta zona III se encuentra ubicado el Hotel Embassy dentro del casco urbano cercano a la Plaza de Armas de Pischo.

ZONA IV Esta zona cubre la parte sur este de Pischo, encontrándose a continuación de la Zona I. Está compuesta por una capa superficial de relleno conformado por arcilla mezclada con grava redondeada, siendo su espesor variable de 0.80 a 1.20 m en la dirección este y presentando restos de desmote y boleos redondeados de tamaño máximo 8". Subyacente a este estrato se encuentra grava pobremente graduada de formas redondeadas y con boleos redondeados de tamaño máximo 12", su humedad es ligera y su compacidad varía de semi compacta a compacta.

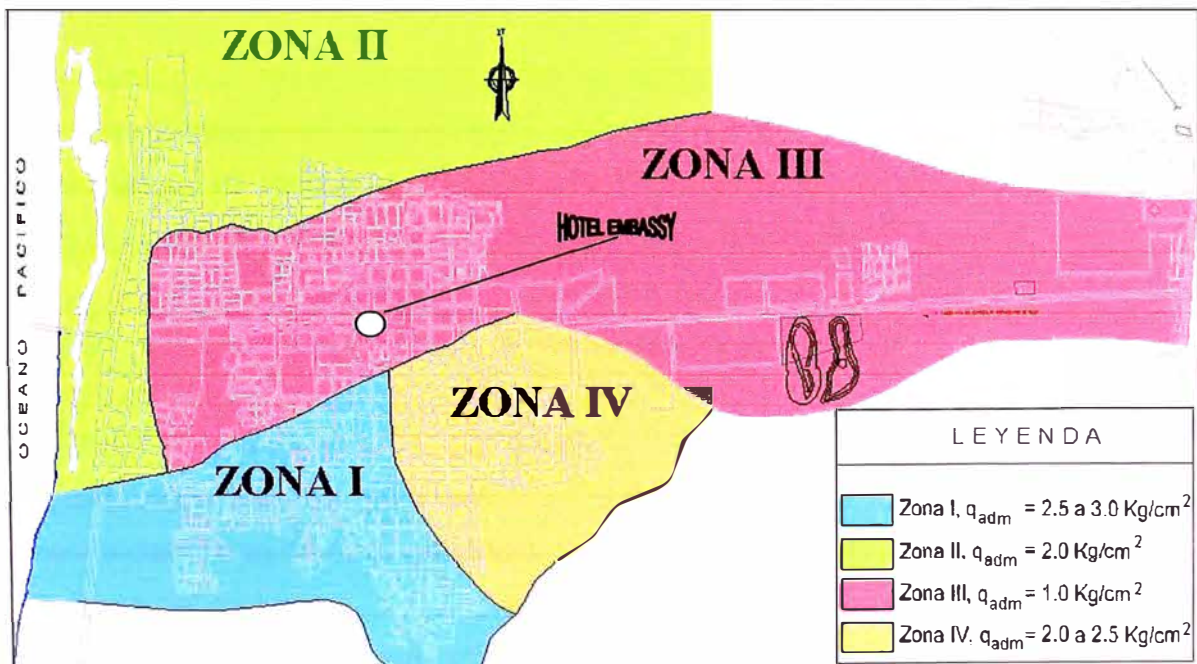


Fig. N° 2 Zonificación de Pischo según el aspecto geotécnico.

CAPITULO II DEFINICION DE CONCEPTOS BASICOS.

2.1 Napa freática.

Se denomina napa freática al nivel del agua que existe en el subsuelo debido a que el agua ocupa los espacios vacíos antes ocupados por el aire. En estas condiciones el suelo se encuentra saturado.

2.2 Flujo subterráneo.

Se denomina flujo subterráneo al paso del agua a través del suelo por debajo de la nivel freático que se origina por la lluvia infiltrada o por la infiltración de agua del río desde un nivel más alto al otro más bajo.

2.3 Flujo subsuperficial.

Llamado también interflujo se produce en el subsuelo pero por encima del nivel freático en este estrato el suelo no está saturado

2.4 Filtración

Se entiende por filtración el flujo de agua desde la superficie del suelo hacia las zonas de el subsuelo. Allí se distingue dos tipos de movimiento del agua horizontal como interflujo y vertical como precolación hacia el flujo subterráneo. El índice de infiltración (f) es el flujo de agua por unidad de tiempo y de área total.

Los factores que afectan a la filtración son:

- Tipo de cubierta vegetal.
- Características hidráulicas del suelo.
- Estado de humedad del suelo.
- Intensidad de la lluvia o cantidad de agua de riego.
- Calidad del agua.
- Formación de costras superficiales.

El agua penetra en el suelo creándose dos zonas:

Zona de transmisión, en la que el suelo se halla próximo a la saturación y sólo transmite el agua.

El frente húmedo, que es la zona donde la humedad varía rápidamente y avanza, al tiempo que su amplitud aumenta

2.5 Drenaje.

Es el proceso por el cual el agua de precolación o subterránea es removido desde el suelo en forma natural o artificial existiendo dos tipos de drenaje superficial o subterráneo (subdrenaje).

Drenaje Superficial es el destinado a captar y eliminar las aguas que recorren sobre terreno natural o sobre estructuras; principalmente éstas aguas proceden directamente de las lluvias; aunque a veces tienen origen en inundaciones de corrientes fluviales o manantiales.

Drenaje Subterráneo (subdrenaje), desde el punto de vista de ingeniería se entiende por drenaje al acto de desviar la circulación natural del agua contenida en el suelo para enviarla a zanjas o pozos dispuestos a efecto de conducirlos fuera del área de influencia. El efecto de drenar es eliminar el agua de la superficie de contacto con la estructura y a la vez impedir la acumulación de sales que contiene el agua de la napa freática que es un problema serio para la estructura que se encuentra en contacto.

2.6 Abatimiento de napa freática.

Se conoce como abatimiento al proceso en que el agua de la napa freática se le disminuye su nivel hasta un nivel menor del que tenía al inicio de tal manera que no afecte a la estructura que se va cimentar en ese sitio.

2.7 Trinchera Drenante.

La trinchera drenante es aquella zanja forrada con geotextil en la que se ubica un tubería de HDPE ranurada y en cima de ésta , se coloca gravas de diámetros variables hasta llenar la zanja a una altura que se desea y que sirve como filtros para que pase el agua, lo cual es colocada a todo el perímetro del lugar donde se desea drenar

CAPITULO III EVALUACION DEL ESTRATO SUBTERRANEO DEL LUGAR.

3.1 Fuentes de agua

A lo largo del valle de Pisco, el único curso de agua superficial en el área en estudio es el río Pisco ubicado en las coordenadas UTM 8481730N 4032270E; se tiene una napa freática alimentada precisamente por las filtraciones de este río. Los principales usos del agua son los destinados a fines agrícolas y para consumo humano previo tratamiento (agua potable).

En el valle de Pisco otra de las fuentes son los pozos de extracción de agua subterránea, se ha inventariado un total de 288 pozos que son utilizados; 213 utilizables y 97 no utilizables



Fig. N 3 Pozo a tajo Abierto.

Del total de pozos utilizados, 75 son de uso doméstico, 192 de uso agrícola, 19 de uso industrial y 02 son de uso pecuario.

Además, otra fuente de agua que ayuda al incremento del nivel de la napa freática es el riego de la agricultura y que contribuye a una recarga de 5 mm/día.

3.2 Estratigrafía

La estratigrafía del suelo donde se encuentra el hotel Embassy esta conformado por las siguientes características:

- El suelos esta conformado por una primera capa de arcilla arenosa (CL) color marrón la que presenta porosidades y gravillas sub angulosas de tamaño máximo 3/8" alcanzando una profundidad de 1.00m debajo de la superficie.
- El siguiente es una capa de arena arcillosa (SC) húmeda, la cual alcanza una profundidad de 1.80m, en donde se detecta el nivel freático a 1.20m de profundidad.
- El siguiente estrato es de Arena Limosas (SM) el cual alcanza profundidades de 3.00m.
- A partir de los 3.00m empieza a desarrollarse nuevamente un estrato gravoso pobremente graduado (GP) hasta 4.00m donde aparece el estrato gravoso.

3.3 Configuración estimada de la napa freática

La configuración estimada de la napa freática en el estudio de suelos realizado en las zonas cercanas al hotel Embassy están detalladas en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 01 Características del suelo.

características del suelo en estudio									
Item	Sondaje	Profundidad (m)	Nivel Freatico (m)	% de Finos	% de Humedad Natural	Limites		N (SPT)	SUCS
						LL	LP		
1	S-0	0.00 - 1.00	1.20	25.00					CL
2	S-0	1.00 - 1.80	1.20	20.00	25.20	22.9	18.8	7	SC
3	S-0	1.80 - 3.00	1.20	20.00	18.00	21.4	16.7	2	SM
4	S-0	3.00 - 4.00	1.20	20.00	17.80	21.2	16.4	2	SC
5	S-0	4.00 - 4.50	1.20					>50	GP

CAPITULO IV PROBLEMAS EN EL SUELO DE FUNDACION DEBIDO A LA PRESENCIA DE AGUA.

4.1 Tubificación.

La tubificación es un problema de erosión retrógrada. Quiere decir que empieza erosionando los primeros granitos de suelo que no están confinados (en el caso de una tablestaca, los del nivel de terreno natural del lado aguas abajo y pegados a la tablestaca). Cuando el agua se lleva esos granos, le es más fácil llevarse los siguientes y de esa manera se va generando un “tubo” en el suelo desde la superficie hacia el interior. Por lo tanto lo que hay que ver es la seguridad que tenemos en el lugar dónde empezaría la tubificación. Entonces lo que hay que comparar es el gradiente hidráulico crítico con el gradiente del lugar en el que la tubificación tendería a iniciarse.

La tubificación es una manifestación de la ebullición de las arenas que es un fenómeno ligado de un modo muy directo con el flujo del agua a través del suelo. Al respecto se presenta un análisis de interés que se describe a continuación.

Considérese la red de flujo correspondiente a la tablestaca que aparece en la figura N° 4. En esa red se estudiará el equilibrio de la zona de salida aguas abajo de la tablaestaca.

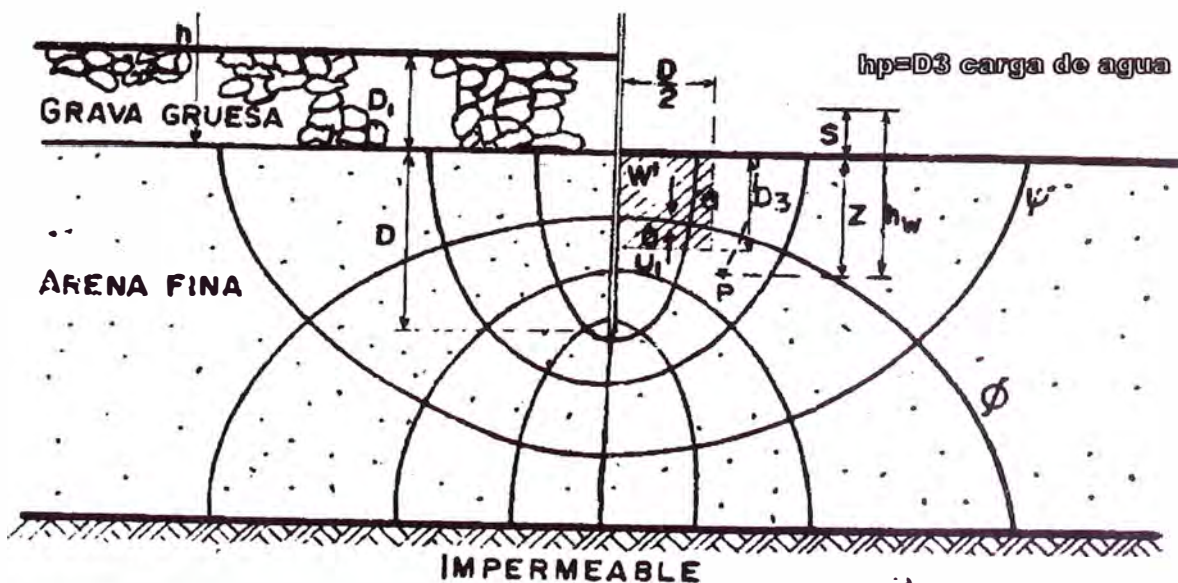


Figura N° 04 Gradiente critico de ebullición.

Se sabe que la arena de la zona en estudio permanece en equilibrio en tanto que la carga h permanezca menor que un cierto valor limite de la carga de agua (h_p). Tan pronto como ese valor critico es sobrepasado, la descarga a la salida aumenta fuertemente, como si la permeabilidad de la arena hubiese aumentado con brusquedad y el agua comienza además a arrastrar a la arena, produciéndose tras la ebullición de este material un proceso de tubificación. La experiencia ha demostrado que la máxima concentración de flujo de agua ocurre dentro de una distancia $D/2$ de la tablestaca, tal como se muestra en la fig N° 4.

La tubificación se inicia cuando la presión hidrodinámica del agua ascendente vence el peso sumergido de la arena colocada en la zona en que comienza a producirse el fenómeno. Con suficiente precisión puede afirmarse que la arena movida por el agua tiene la forma de un prisma de ancho $D/2$ y de altura $D/3$; la tendencia al arrastre en este prisma esta contrarrestada por su propio peso (en el instante mismo que el arrastre se inicia, la presión efectiva en los dos lados del prisma de arena y por lo tanto la resistencia friccionante, es prácticamente nula). Así, el prisma se mueve hacia arriba cuando la presión hidrodinámica ascendente provocada por el agua vence a la presión descendente producida por el peso sumergido del material. La carga del agua h_p , que produce esta situación inestable es la carga critica. El nivel de la base del prisma por analizar quedará determinado por la condición de que h_p sea mínimo, a causa de que el arrastre ocurrirá naturalmente con la mínima carga del agua capaz de producirlo. Se supone en la figura que ese nivel está representado por la dimensión D_3 .

Para conocer la presión hidrodinámica a ese nivel deberá conocerse la presión del agua en esa profundidad; para ello se estudia en primer lugar cuál será ésta en un punto de la red cualquiera, tal como el punto P de la fig. N° 4. La presión en P está dada por el valor h_w , altura a que sube el agua dentro de un piezómetro instalado en P, multiplicada por el peso específico γ_w . La altura h_w está compuesta de dos sumandos, z y s , de manera que el esfuerzo neutral en P es:

$$u_p = z\gamma_w + s\gamma_w \dots\dots\dots (1)$$

El primer sumando de la ecuación de la ec. (1) representa la presión hidrostática a la profundidad de P; su efecto es el de reducir el peso específico de la arena del valor γ_m al γ'_m , correspondiente a la condición sumergida. El segundo sumando $s\gamma_w$ es la presión que hay en el agua en P arriba de la hidrostática (presión hidrodinámica). Así la condición de arrastre para el prisma bajo estudio es que la presión arriba de la hidrostática en su base no supere a su peso sumergido, que vale $(1/2) DD_3\gamma'_m$.

El exceso de presión sobre la hidrostática en P puede calcularse de la red de flujo y vale, según se vio:

$$s\gamma_w = n_d\Delta h\gamma_w \dots\dots\dots(2)$$

donde n_d es el número de caídas de potencial o su fracción que hay desde P hasta la salida de la red. Con base en lo anterior puede dibujarse la distribución de presiones hidrodinámicas en la base del prisma. La presión promedio en dicha base se denominará $h_a\gamma_w$ y así el empuje hidrodinámico ascendente en la misma zona será:

$$U = (1/2)D h_a\gamma_w \dots\dots\dots(3)$$

El valor de s puede expresarse como:

$$s=(h/n_e)n_d=h X (\text{constante}) \dots\dots\dots(4)$$

n_e = número total de caídas de potencial en la red.

Donde la constante indicada tiene un valor que depende sólo de la posición de P dentro de la red.

Las cargas hidrodinámicas en la base del prisma en estudio pueden en definitiva, pues expresarse como:

$$h_a=mh \dots\dots\dots(5)$$

donde m es una constante.

Los valores de h_a y h se conocen del planteamiento del problema o de la red de flujo, de donde el valor de m en la ec. (5) puede ser calculado (en realidad para ello será preciso conocer D_3).

El prisma de arena en estudio será levantado por el agua cuando la presión hidrodinámica exceda el valor que satisfaga la igualdad:

$$(1/2)Dh_a\gamma_w = (1/2)DD_3\gamma'_m$$

de donde

$$h_a = D_3(\gamma'_m/\gamma_w) \dots\dots\dots (6)$$

Es el valor de la carga hidrodinámica en la base del prisma en el instante en que éste entra en suspensión. En ese mismo instante, por definición, la carga h tiene el valor crítico h_p y, de acuerdo con la (5):

$$H_a = mh_p \dots\dots\dots (7)$$

Substituyendo este valor en la ec. (6), se tiene:

$$mh_p = D_3(\gamma'_m/\gamma_w) \dots\dots\dots (8)$$

y

$$h_p = (D_3/m) (\gamma'_m/\gamma_w) \dots\dots\dots (9)$$

La fórmula (9) puede aplicarse para diferentes valores de la profundidad D_3 , siempre que se haya dibujado la red de flujo, que permite calcular m, ec. (5), Así se tienen distintos valores de h_p es obviamente el valor más crítico de la carga y es el que gobierna el problema y el nivel D_3 correspondiente es la sección crítica, en donde puede comenzar el fenómeno de la tubificación; ésta podrá presentarse en esa sección si la carga que se tenga supera el valor de h_p encontrado.

En el caso de una tablestaca sencilla, como la que se ve en la fig. N° 4, los cálculos anteriores conducen a que prácticamente en la sección crítica:

$$D_3=D$$

Este resultado, para el caso de la tablaestaca mostrada, hubiera podido deducirse directamente de la observación de la red de flujo, pues debe notarse que según D_3 aumenta, el valor de las presiones hidrodinámicas crece más aprisa que el peso sumergido en la arena.

4.2 Transmisión de esfuerzos en suelos saturados.

En suelos parcialmente saturados parte de la tensión total que actúa sobre un elemento diferencial del suelo es soportada por las partículas

sólidas del suelo a través de los contactos entre partículas, otra parte por el agua que contiene los poros. Esto se refleja en la siguiente expresión:

$$\sigma = \sigma' + U_w + U_a \quad \dots\dots\dots (10)$$

siendo:

σ = tensión total exterior que actúa sobre un elemento diferencial del suelo.

σ' = tensión efectiva (soportada por las partículas sólidas).

U_w = presión intersticial (soportada por el agua).

U_a = presión del aire en los poros (soportada por el aire).

En un suelo saturado no existe aire en los poros por lo que la tensión total es soportada por las partículas sólidas y por el agua contenida en los poros ($\sigma = \sigma' + U_w$).

En un suelo seco el aire que ocupa los poros esta en libre comunicación con el exterior. Si despreciamos la presión atmosférica, la tensión total es soportada sólo por las partículas sólidas ($\sigma = \sigma'$).

Para el rango de esfuerzos al que se encuentra sometido un suelo, se puede considerar que tanto las partículas sólidas como el agua son incompresibles.

Si consideramos el caso de una masa de suelos con superficie horizontal y con la napa freática al nivel de la superficie, la tensión normal total σ sobre un plano horizontal situado a la profundidad z será:

$$\sigma = \gamma_{sat} z$$

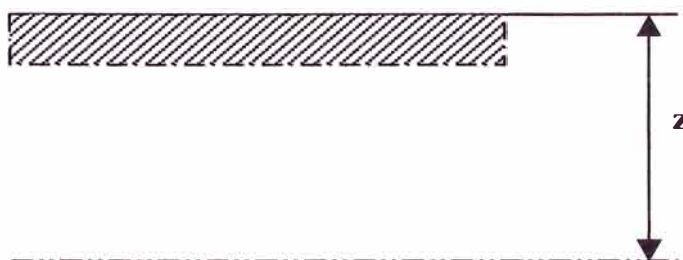


Figura N° 05 tensiones de una masa de suelo cuando el nivel freático ésta en la superficie.

La presión del agua en los poros será la hidrostática ya que se supone que existe continuidad entre los poros.

$$U_{\omega} = \gamma_{\omega} z \dots\dots\dots (11)$$

En consecuencia, la tensión normal efectiva será:

$$\sigma' = \sigma - U_{\omega} = \gamma_{sat} z - \gamma_{\omega} z = (\gamma_{sat} - \gamma_{\omega})z = \gamma_{sum} z \dots\dots (12)$$

Si ahora consideramos el caso en que el nivel freático no está en la superficie sino a una profundidad comprendida entre esta y el plano en que se encuentra el elemento diferencial, tenemos dos estratos con diferentes pesos específicos sobre el citado plano.



Figura Nº 06 tensiones en una masa de suelo cuando el nivel freático no está en la superficie

La tensión total será debida a la suma de las tensiones producidas por cada uno de los estratos situado sobre el plano en que se encuentra el elemento diferencial.

$$\sigma = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2 \dots\dots\dots (13)$$

la presión intersticial será:

$$U_{\omega} = h_2 \gamma_{\omega} \dots\dots\dots (14)$$

por tanto, la tensión normal efectiva será:

$$\sigma' = \sigma - U_{\omega} = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2 - \gamma_{\omega} h_2 = \gamma h_1 + \gamma_{sum} h_2$$

Cuando se produce un cambio en las tensiones soportadas por un elemento diferencial, como por ejemplo la aplicación de una carga sobre el suelo, la fase líquida es la que primero soporta las tensiones incrementando su presión. Habrá un gradiente de potencial entre el interior de la zona

cargada y el exterior, de manera que el agua emigrará al exterior, en una cantidad equivalente, hasta que, de nuevo, la presión intersticial vuelva a su valor inicial. A partir de este momento las tensiones producidas por las cargas son absorbidas por las partículas sólidas del suelo mediante un incremento de la tensión efectiva ($\Delta\sigma'$). Esta mayor tensión efectiva produce un asentamiento de las partículas sólidas.

En el momento que el agua empieza a drenar, el volumen del suelo disminuye y se producen asientos. Este fenómeno se conoce como consolidación. En suelo con buen drenaje el asiento se genera y se estabiliza rápido.

En un suelo subsaturado toda la presión la soportan las partículas sólidas del suelo, no el agua y por tanto la consolidación es más rápida. Lo que interesa es que el proceso de consolidación se produzca lo mas rápido posible. La conductividad eléctrica del material es la que determina el tiempo que va durar el proceso de consolidación.

Si suponemos que tenemos una masa de suelo saturada, homogénea e isotropica y que existe una diferencia de carga Δh , entre los planos superficial e inferior, automáticamente se originaría un flujo de agua en el sentido de las presiones hidrostáticas decrecientes.

Si la presión hidrostática es menor en el plano inferior, el agua fluye verticalmente hacia abajo.

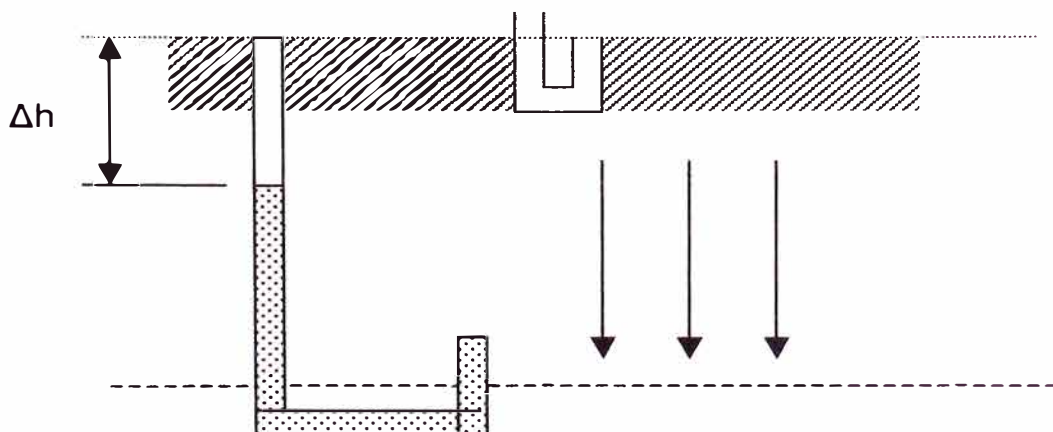


Figura N° 07 Tensiones con flujo de agua descendente.

Puesto que se considera que todo el estrato está saturado y es homogéneo, la tensión total a la profundidad h será:

$$\sigma^h = \gamma_{sat} h \dots\dots\dots (15)$$

que tiene un valor constante. A su vez, la presión intersticial a la profundidad h será:

$$U^h = \gamma_w(h-\Delta h) \dots\dots\dots (16)$$

que como se aprecia, sufre un descenso de presión comparado con el estado de reposo. Así mismo, la presión efectiva a la profundidad h es:

$$\sigma^h = \gamma_{sat} h - \gamma_w(h-\Delta h) = \gamma_{sat} h - \gamma_w h + \gamma_w \Delta h = \gamma_{sum} h + \gamma_w \Delta h$$

que evidentemente aumenta para contrarrestar el descenso de la presión intersticial, haciéndolo en la misma cuantía. Este incremento ($\gamma_w \Delta h$) se denomina presión de filtración y es la presión que el agua transmite a las partículas sólidas cuando circula a través de los poros.

Por lo tanto, se puede afirmar que en el caso de movimiento de agua descendente, la presión efectiva a la profundidad h es mayor que si no hubiese movimiento.

Si se admite la hipótesis de que en un punto intermedio, a la profundidad z , la pérdida de carga es proporcional a la distancia recorrida, o lo que es lo mismo, que el descenso de la presión hidrostática varía linealmente con la profundidad, se tiene:

$$\sigma^{z'} = \gamma_{sum} z + \gamma_w(z/h) \Delta h \dots\dots\dots (17)$$

encontrando que el gradiente de presión que genera el flujo de agua es:

$$i = \Delta h/h \dots\dots\dots (18)$$

por lo que la presión efectiva a la profundidad z es:

$$\sigma'_z = \gamma_{sum} z + \gamma_w z_i \dots\dots\dots (19)$$

Si ahora consideramos el flujo ascendente, debido a una presión de agua en el plano inferior mayor que en el plano superficial, tendrá lugar un aumento de la presión intersticial en el plano inferior cuyo valor será igual al descenso de la tensión efectiva. Por lo tanto a una profundidad h se tendrá:

$$\sigma^h = \gamma_{sat} h$$

$$U^h = \gamma_w (h - \Delta h)$$

$$\sigma'^h = \gamma_{sat} h - \gamma_w (h + \Delta h) = \gamma_{sum} h - \gamma_w \Delta h$$

siendo, de nuevo $(\gamma_w \Delta h)$ la presión de filtración que ejerce el agua al moverse en dirección ascendente. Puesto que existe proporcionalidad entre z y h se tiene:

$$\sigma'^z = \gamma_{sum} z - \gamma_w z_i \dots\dots\dots (20)$$

4.3 Fuerza de filtración.

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo su efecto no se limita a la presión hidrostática que tiene lugar en el agua en equilibrio, si no que ejerce una presión hidrodinámica sobre las partículas del suelo, en la dirección del flujo y tangentes a las respectivas líneas de flujo. La magnitud de esas presiones o de esos empujes hidrodinámicos dependen sobre todo del gradiente hidráulico prevaeciente.

Considérese un cuadrado de una red de flujo, tal como se muestra en la fig. N° 8. La presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas del suelo en la sección ΔA del cuadrado (considerando a éste de un espesor unitario en la dirección normal al dibujo), es $P_D = \Delta h \gamma_w$.

Pues la perdida de carga Δh ha sido trasmitido por viscosidad a las partículas del suelo. Esta presión produce un empuje hidrodinámico que es:

$$J = \Delta h \cdot \gamma_w \cdot \Delta A \dots\dots\dots(21)$$

Es común expresar esta fuerza por unidad de volumen, teniéndose entonces para el cuadrado considerado:

$$j = \frac{J}{\Delta A \cdot \Delta L} = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \cdot \Delta A}{\Delta A \cdot \Delta L} \dots\dots\dots (22)$$

o sea

$$j = \gamma_w \cdot i$$

Nótese que la fuerza de filtración depende del peso específico del agua y del gradiente hidráulico prevaleciente en el cuadrado en cuestión, pero es independiente de la velocidad del flujo y del coeficiente de permeabilidad del suelo, de modo que es la misma en suelos cohesivos y en suelos friccionantes, aunque las velocidades del flujo en ambos tipos de suelos difieran mucho. La fuerza de filtración es debida a la resistencia viscosa que la estructura sólida del suelo genera en el fluido; por ella el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capaz de vencerla, según como se ve en la ec. (22), en que se aprecia que el empuje hidrodinámico es debido a la pérdida de carga Δh que el agua pierde en el recorrido ΔL a través del cuadrado.

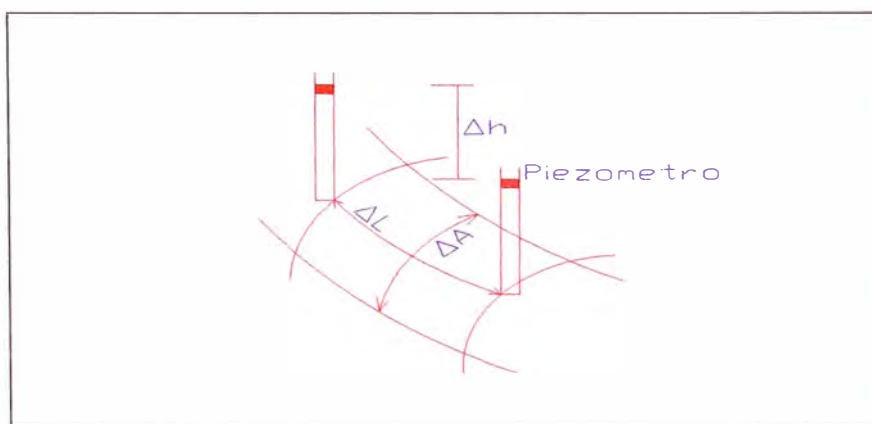


Figura N° 08 Fuerza de Filtración.

4.4 Componentes químicos presentes debido a la ausencia de drenaje.

La fertilidad natural de los suelos en la costa es generalmente baja, ya que si bien las formaciones minerales y rocosas del suelo incluyen la mayor parte de minerales necesarios para las plantas, en el desierto estos importantes constituyentes se hallan en estado puramente lítico, ya que no hay la suficiente humedad para que entren en las soluciones asimilables por las plantas; únicamente las sustancias más solubles, como las sales están altamente presentes causando severos problemas de salinidad, en los suelos de llanuras eriazas ubicados entre los valles de Pisco y Cañete.

La presencia de peligros de sales se clasifica según:

- C1 – Salinidad baja (0.00-0.25 mmhos) Buenas para riegos de diferentes cultivos.
- C2 – Salinidad moderada (0.25-0.75 mmhos) De calidad buena para cultivos que se adaptan o toleran moderadamente la sal.
- C3–Salinidad entre media y alta (0.75-2.25 mmhos) El suelo debe tener buena permeabilidad.
- C4- Salinidad alta (2.25-4.00 mmhos) Para suelos permeables donde pueden ser lavados especiales.
- C5 – Salinidad muy alta (4.00-6.00 mmhos) Suelos muy permeables y donde se pueden aplicar lavados frecuentes para remover sales

CAPITULO V DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE PARA LA CIMENTACION PROFUNDA DEL HOTEL EMBASSY.

5.5 Características de la cimentación.

El terreno se encuentra ubicado entre la calle San Martín y la calle Dos de Mayo a una cuadra del centro mismo de la ciudad de Pisco, en un área aproximada de 1170 m²; ambas calles se encuentran pavimentadas.

En este lugar se encontraba el hotel Embassy en un lote de 1170 m² y con un área libre de 257 m² que representaba el 20% del área construida.

Las características de cimentación para la nueva estructura son:

Cimentaciones Profundas.

Nivel de cimentación a 2.50 m de profundidad será según la estratigrafía del estudio de suelo.

Cota del nivel del terreno a 16 msnm.

Cota del Nivel de la napa freática a 14.8 msnm.

Profundidad de la napa freática 1.20 m.

Estratigrafía del terreno del Hotel Embassy:

De 0 a 1.00 m arcilla arenosa con gravilla angulosa.

De 1.00 a 1.80m arena arcillosa.

De 1.80 a 3.00m arena limosa

De 4.00 a mas grava pobremente graduado.

Nivel freático en el litoral 3.0 msnm.

Altura a deprimir 1.3 m.

Distancia del hotel Embassy hacia el mar 1.5 km.

Pendiente media : $s = \frac{\text{cota deseada} - \text{cota del nivel freático en la costa}}{\text{distancia del área del proyecto al mar}}$.

Cota deseada = (cota terreno – altura del nivel freático – altura de depresión). = 16 - 1.2 - 1.3 = 13.50 m

Permeabilidad del suelo $k = 2 \times 10^{-4}$ cm/s .

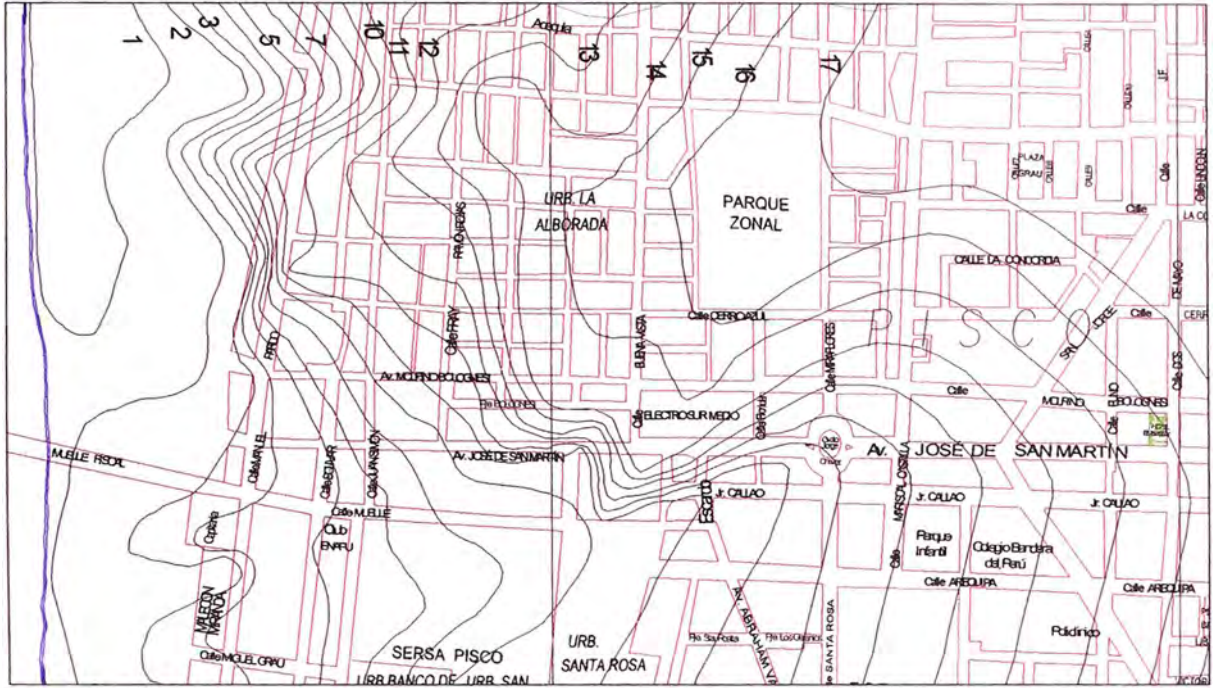


Figura N° 09 Ubicación del Hotel Embassy.

5.6 Memoria Descriptiva del sistema de drenaje.

Caudal por abatimiento del nivel freático

En sitios donde el nivel freático o el agua proveniente a presión alcancen una altura tal, que supere el nivel de cimentación afectando a la estructura del proyecto, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua. El cálculo de este caudal se basa en los siguientes parámetros:

$$Q_{NF} = k * i * A_a \dots\dots\dots (23)$$
$$i = (N_f - N_d) / B$$
$$A_a = (N_f - N_d) * L$$

Donde:

- k = Es el coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente.
- i = Es el gradiente hidráulico.
- N_d = Cota inferior del subdrén. (ver fig. N° 10)
- N_f = Cota superior del nivel freático. (ver fig. N° 10)
- A_a = Es el área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático.
- B = Es la distancia entre subdrenes.
- L = Longitud del tramo de drenaje.

El caudal de diseño es la suma del caudal por infiltración (Q_{inf}) de la lluvia más el caudal de abatimiento de la napa freática (Q_{NF}):

$$QT = Q_{inf} + Q_{NF}$$

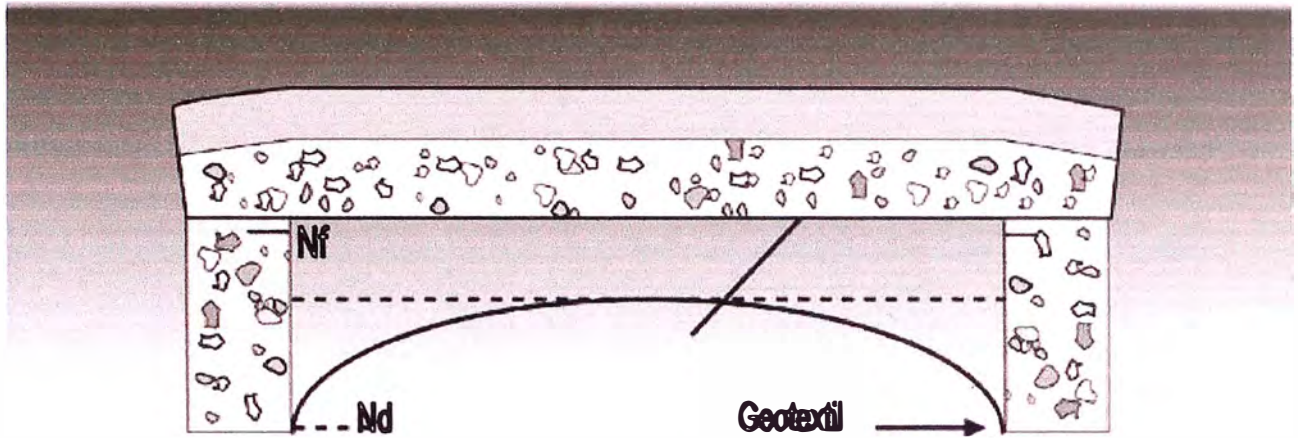


Figura N° 10 Sistema de sub drenes laterales.

Sistema de subdrenaje con geotextil y material granular.

Para el caso en que se necesite aumentar la eficiencia de los subdrenes es recomendable usar tubería perforada, forrada con geotextil, dentro del subdrén, de esta manera se aumenta la eficiencia de drenaje, permitiendo el paso a un caudal mayor en una misma sección transversal. El diámetro de la tubería a usar se puede estimar haciendo uso de la ecuación de Manning. Por tanteo se asume un diámetro de tubería y se rectifica si cumple la siguiente igualdad:

$$QT = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2} \dots\dots\dots (24)$$

Donde:

QT = Caudal total calculado

n = Coeficiente de Manning. Para tubería perforada usualmente es 0.013.

A = Área del tubo

R = Radio hidráulico (A/P)

S = Pendiente de la tubería.

Sistema de Drenaje por Trinchera drenante.

Para la construcción de obras en contacto con la napa freática, es necesario rebajar y alejar las aguas de la misma. Para esto, se emplean las trincheras drenantes colocadas a intervalos y a profundidades específicas,

logrando la depresión de la napa freática a niveles previamente determinados.

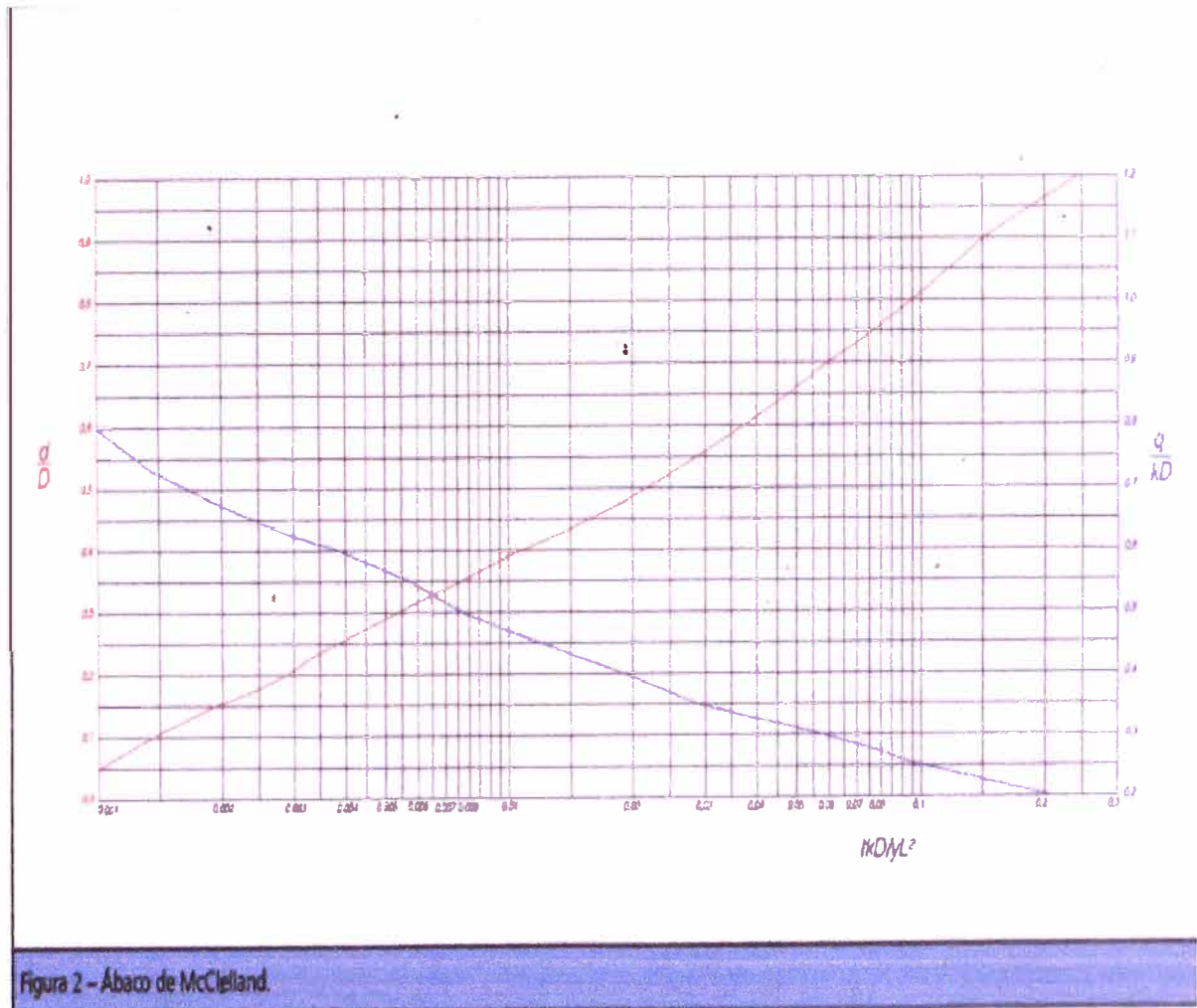


Figura N° 11 Ábaco de McClelland.

Existen muchos métodos para la determinación del espaciamiento y de la profundidad de estas trincheras, uno de los más utilizados es el Método desarrollado por McClelland (Fig. N°11) que permite obtener los parámetros del caudal y el tiempo flujo que juntos definirán la disminución del nivel freático.

Fórmula a emplearse en el ábaco de Mac Clelland

$$Q = q/(KD) \dots\dots\dots (25)$$

Q: es el caudal drenado para abatir la napa freática a la profundidad deseada.

y= relación entre volumen del agua libre y volumen del suelo. Usualmente del orden de 0.01, puede variar de 0.05 (arenas) hasta 0.02 (arcillas).

k = coeficiente de permeabilidad del suelo. En arenas $2 \cdot 10^{-4}$ m/s

De la fig. N° 12 se aprecia:

D = diferencia de cotas entre la napa freática y el nivel de agua máximo de drenes.

d = disminución mínimo del nivel freático.

L = distancia de separación entre los drenes.

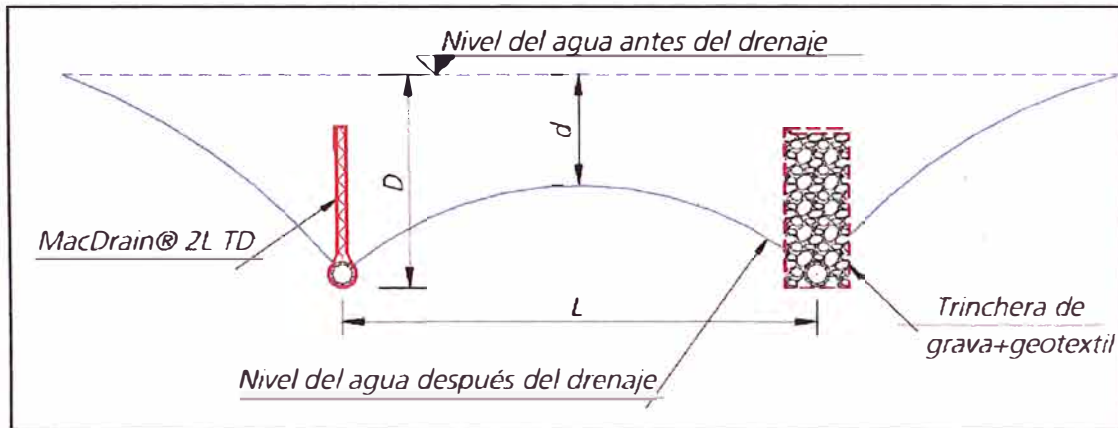


Figura N°12 Representación de la disminución del nivel freático con el uso de la trinchera drenante.

Cálculo de la capacidad de flujo de la trinchera por la Ley de Darcy:

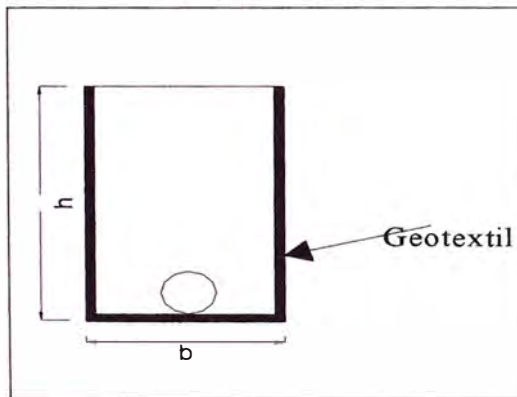


Figura N°13 trinchera drenante.

$$v = kb \cdot i \dots\dots\dots (26)$$

$$Q = b \cdot v \cdot L \dots\dots\dots (27)$$

Para tubería forrada con geotextil se aplicará lo siguiente.

$$Q_{adm} = Q / (FR_{cr} \cdot FR_{cc} \cdot FR_{bc}) \dots\dots\dots (28)$$

Donde. $K_b = 10^{-2}$ m/s constante de permeabilidad de la grava.

$i=1$ pendiente hidráulica vertical.

L = perímetro del área de influencia

b = ancho de la trinchera drenante.

h = altura de la trinchera drenante.

Q = caudal del flujo.

$FR_{cr} = 1.20$ Facto de reducción por fluencia CREEP

$FR_{cc} = 1.30$ Factor de reducción por colmatación química.

$FR_{bc} = 1.25$ Factor de reducción por colmatación biológica.

Q_{adm} = caudal admisible

Evaluación del geotextil a usar en el filtro

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo y simultáneamente permite el paso del agua, lo anterior implica que el geotextil debe tener una abertura aparente máxima adecuada para retener el suelo, cumpliendo simultáneamente con un valor mínimo admisible de permeabilidad, que permita el paso del flujo de una manera eficiente.

Para llegar a la selección del geotextil no sólo hay que tener en cuenta lo anterior, sino además, la resistencia a la colmatación, supervivencia y durabilidad.

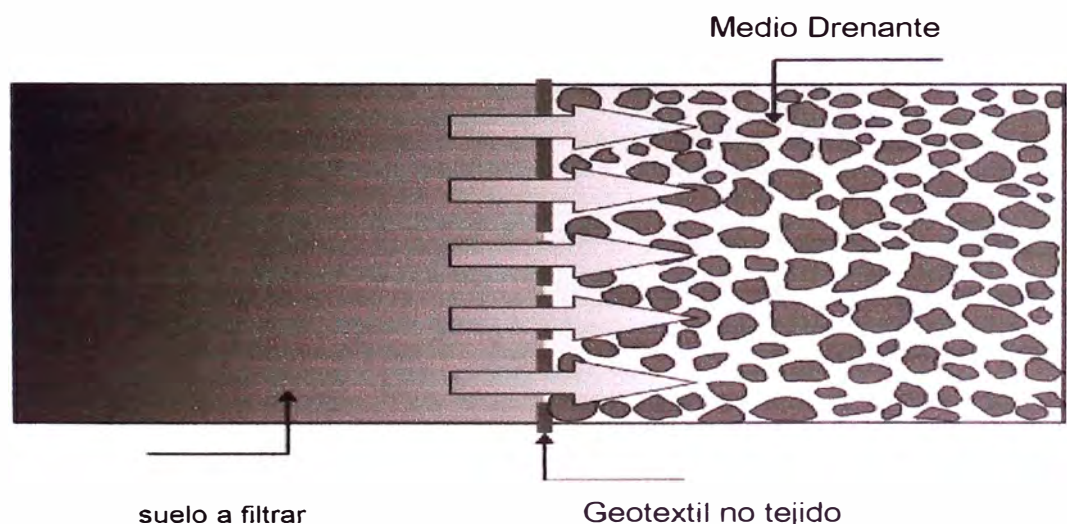


Figura N° 14 Paso del agua a través del sistema de filtración.

La metodología de diseño consiste en revisar cuáles de los geotextiles satisfacen las características hidráulicas y mecánicas que resulten de la revisión de los criterios de diseño que se presentan a continuación:

Criterio de Retención (TAA)

Este criterio asegura que las aberturas sean lo suficientemente pequeñas para evitar la migración del suelo hacia el medio drenante o hacia donde se dirige el flujo.

De acuerdo con lo establecido en "Geotextiles Engineering Manual" de la Federal Highway Administration (FHWA) y basados en los criterios de retención de Christopher y Holtz (1989), Carroll (1983), un geotextil debe cumplir con la siguiente condición:

$$TAA < D_{85} * B$$

Donde:

TAA = Tamaño de abertura aparente, dato suministrado por el fabricante. Corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros). Se obtiene tamizando unas esferas de vidrio de diámetros conocidos, cuando el 5% de un tamaño determinado de esferas pasa a través del geotextil, se define el TAA. Ensayo ASTM D4751, INV E-907.

D_{85} = Tamaño de partículas (en milímetros) que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B = Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo del geotextil.

- Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% que pasa tamiz #200), B es función del coeficiente de uniformidad Cu, donde $Cu = D_{60}/D_{10}$, de la siguiente manera:

$$2 < Cu \leq 8 \quad \Rightarrow \quad B = 1$$

$$2 < Cu \leq 4 \quad \Rightarrow \quad B = 0.5 \times Cu$$

$$4 < Cu \leq 8 \quad \Rightarrow \quad B = 8 / Cu$$

- Para suelos arenosos mal gradados usar B entre 1.5 y 2.
- Para suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200) B es función del tipo de geotextil.

$$\text{Para Tejidos:} \quad B = 1 \quad \Rightarrow \quad TAA \leq D_{85}$$

$$\text{Para No Tejidos: } B = 1.8 \Rightarrow TAA \leq 1.8 * D_{85}$$

- Según Christopher y Holtz, para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de:

$$TAA < 0.30 \text{ mm}$$

Criterio de permeabilidad

Se debe permitir un adecuado flujo del agua a través del geotextil considerando su habilidad para esto.

El coeficiente de permeabilidad es la propiedad hidráulica por medio de la cual el geotextil permite un adecuado paso de flujo perpendicular al plano del mismo, para revisar la permeabilidad del geotextil se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Para condiciones de flujo laminar y suelos con porcentajes de finos no mayores al 50%. de acuerdo con el criterio de Schober y Teindl (1979); Wates (1980); Carroll (1983); Cristopher y Holtz (1985) y numerosos otros:

$$k_g > k_s$$

Donde:

k_g = Permeabilidad del geotextil

k_s = Permeabilidad del suelo

- Para condiciones de flujo crítico, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo reduciendo riesgo y colmatación se recomienda usar el criterio de Carroll (1983); Chistopher y Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s$$

En estas condiciones también se recomienda colocar una capa de arena media a gruesa.

Criterio de Colmatación

Por definición, la colmatación resulta cuando partículas finas de suelo penetran dentro del geotextil, bloqueando sus canales de poros o cuando

son depositadas del lado aguas arriba del geotextil, produciendo una reducción significativa de la permeabilidad. Por lo tanto, el geotextil debe tener un porcentaje mínimo de espacios vacíos.

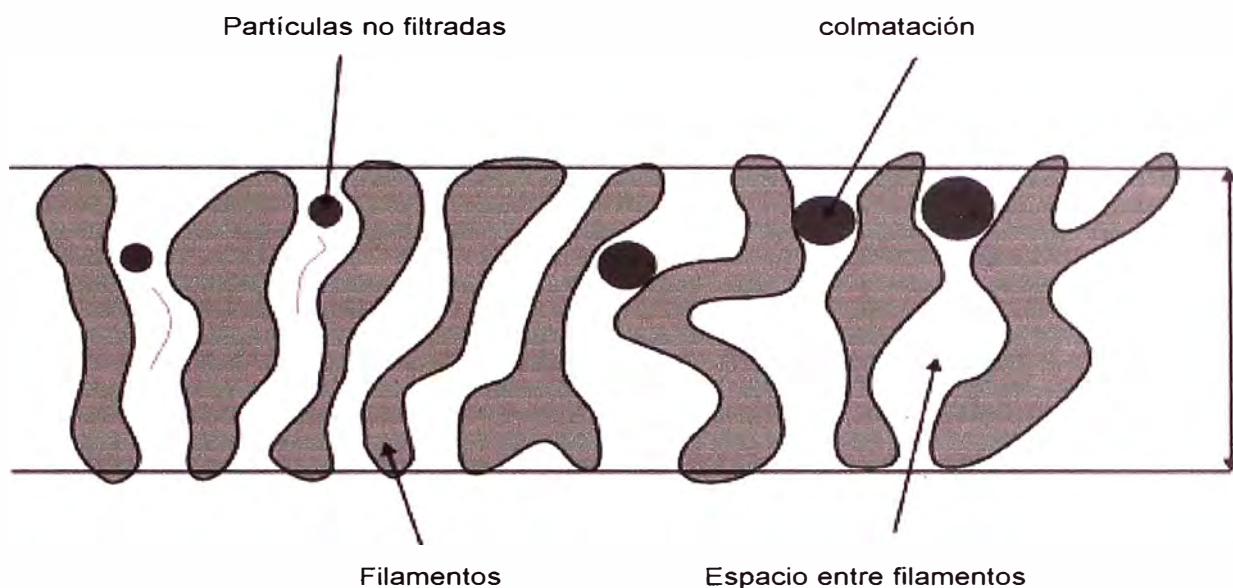


Figura 15 Colmatación del filtro por penetración de partículas

En aplicaciones críticas o en proyectos que involucren suelos muy finos se recomienda realizar ensayos de colmatación con los suelos del sitio, la norma que describe este ensayo es la ASTM 5101 – 90.

Los geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación, son los geotextiles No Tejidos punzonados por agujas, en los cuales el riesgo a que se taponen gran parte de sus orificios es muy bajo debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. Los geotextiles No Tejidos unidos por temperatura o calandrados, son mucho más delgados y rígidos, razón por la cual se parecen en su comportamiento a los geotextiles Tejidos, Leuttich (1993).

Los geotextiles tejidos tienen baja porosidad y el riesgo de colmatación es muy alto, con la consecuencia de una pérdida súbita en la permeabilidad. Por esta razón no se recomiendan como filtros en sistemas de drenaje. De acuerdo con el criterio de Chistopher y Holtz, 1985; R. Koerner, 1990, los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad > 50%.

Este criterio es tal vez el que despierta más controversia para el empleo de geotextiles en aplicaciones de filtración y drenaje, debido a que es muy difícil cuantificar en el diseño el porcentaje de poros que serán taponados por la intrusión de finos al filtro dentro del periodo de servicio del sistema. Los elementos filtrantes se comportan de manera diferente dependiendo del material que se esta filtrando, de la cantidad de agua presente y de la disposición de ésta en el sistema. El geotextil es parte fundamental de un sistema de subdrenaje, debe diseñarse para cada caso particular, de tal manera que se garantice un óptimo funcionamiento del sistema del cual forman parte, y para el periodo de tiempo para el cual fueron diseñados.

Una investigación relacionada con el estudio de este comportamiento es el “Diseño Racional De Elementos Filtrantes Para Sistemas De Subdrenaje”, de la Pontificia Universidad Javeriana, proyecto en el cual se evaluaron diferentes fenómenos que afectan a los sistemas de drenaje a largo plazo, entre estos la variación de la permeabilidad del sistema con el paso del tiempo, el taponamiento que se produce por las partículas de suelo dentro del geotextil, el porcentaje de colmatación, entre otros. Los ensayos fueron realizados para observar el impacto de diferentes tipos de suelo y su afectación en la permeabilidad del filtro o geotextil.

Los ensayos fueron realizados según la norma ASTM 5101 en la que a un gradiente determinado se realizaban mediciones de la permeabilidad del sistema suelo – geotextil en un lapso mayor a las 24 horas. Una vez realizado el ensayo el geotextil era extraído para determinar el nivel de taponamiento el cual es la relación entre la permeabilidad del geotextil virgen y la permeabilidad después de realizado el ensayo. La colmatación del geotextil era obtenida mediante la diferencia de la porosidad inicial del geotextil y la porosidad de este después del ensayo. La porosidad fue calculada como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del geotextil, la forma para calcular esta relación se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$n = 1 - m / (\rho * t)$$

Donde:

n = Porosidad. (Adimensional)

m = Masa por unidad de área. (g/m²)

ρ = Densidad. (g/m³)

t = Espesor. (m)

Los suelos para realizar los ensayos fueron suelos que comúnmente se encuentran en el sitio de la instalación de sistemas de drenaje, tales como limos, materiales granulares y arenas.

Se enfatizó en el comportamiento del sistema en presencia de material fino, en el cual la porosidad del geotextil se redujo del 89% al 68%, registrando un taponamiento del 62% debido al tamaño de las partículas de suelo empleadas en el ensayo, sin embargo la permeabilidad del geotextil después del ensayo seguía siendo muy superior a la permeabilidad del suelo a filtrar.

Con el fin de mejorar el comportamiento del sistema, se optó por incluir una capa de arena entre el limo y el geotextil con el fin de reducir la colmatación del filtro. Después de realizado el ensayo, la permeabilidad del geotextil siguió siendo alta pero se pudo determinar que la porosidad del geotextil disminuyó tan sólo un 4%, comparado a 21% en el ensayo sin ésta capa de transición.

Según los ensayos realizados se pudo concluir que al añadir una capa de transición (arena) al sistema, el comportamiento para el geotextil No Tejido punzonado por agujas en cuanto al tiempo de estabilización y disminución de la permeabilidad del sistema a través del tiempo, sería prácticamente la misma que la del sistema sin dicha capa; no obstante, la magnitud de la permeabilidad del geotextil y el valor de la porosidad mejoran de manera significativa, disminuyendo la colmatación en casi un 70%.

El factor de taponamiento medido en los experimentos para filtros de geotextil No Tejido punzonado por agujas se encuentra en un rango entre 33 y 74%, sin embargo, el nivel de taponamiento no afecta la eficiencia del filtro puesto que la permeabilidad obtenida en los geotextiles después de ser

ensayados, fue en orden de magnitud mucho mayor que la permeabilidad del suelo base.

Un incremento de la permeabilidad implica un aumento de la porosidad para suelos finos, mientras que todo lo contrario ocurre para suelos granulares, ya que la arena mostró que a medida que la permeabilidad del sistema aumenta la porosidad disminuye. Esto ocurre porque después de un tiempo la permeabilidad de la arena y de geotextil se estabilizan creando un régimen de agua determinado por lo cual el conjunto termina trabajando como un solo elemento de filtro.

La colmatación del geotextil depende de la distribución del tamaño del grano del suelo base, por esta razón, para suelos finos la cantidad de partículas que quedan retenidas en el geotextil es mayor que para suelos granulares; debido a esto, la porosidad del geotextil se ve disminuida cuando se utilizan suelos finos en el sistema de filtración y por ende la colmatación del mismo aumenta, sin afectar la permeabilidad del sistema.

Para la evaluación de los criterios de colmatación, la mayoría de los autores tienen en cuenta una serie de parámetros que no cuantifican verdaderamente el potencial de colmatación en los filtros, puesto que el aspecto fundamental a tener en cuenta es la porosidad, ya que ésta establece la cantidad de partículas de suelo que quedan retenidas en el geotextil permitiendo que a pesar de esto se mantenga el flujo de agua, siendo este el factor de mayor importancia para la evaluación del criterio de colmatación. Como se dijo anteriormente los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad mayor del 50% lo que garantiza que en caso de colmatación parcial del material, siga existiendo una alta porosidad, suficiente para permitir el paso del flujo en el sistema.

Material de filtro.

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponearse por transporte y depositación de las partículas mas finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir con los siguientes objetivos:

- a) Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- b) Permitir la filtración rápida del agua.

Criterio para escoger el material de filtro:

Criterio de filtración.

En suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones, en las cuales el subíndice F representa al filtro y la S representa al suelo natural o suelo alrededor del filtro.

D_{15} es el diámetro de la partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.

D_{85} es el diámetro de la partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

Basados en los ensayos realizados por Bertrán(1940) $D_{15F}/ D_{85S} < 6$ a 11, Terzaghi y Peck (1960) modifico ésta relación a:

$$D_{15F}/ D_{85S} < 40 \quad D_{50F}/ D_{50S} < 25$$

Es también recomendable que el material de filtro no pase mas del 5% del material que pase la malla # 200 para evitar la migración de finos del filtro hacia la tubería de drenaje.

Criterio de permeabilidad.

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por Terzaghi y Peck :

$$D_{15F}/ D_{15S} < 4$$

El cuerpo de ingeniero de los Estados Unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo que equivale que la permeabilidad del filtro sea de 10 a 100 veces mayor que del promedio del suelo a su alrededor. Adicionalmente el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong recomienda que se cumpla la siguiente relación para evitar la segregación:

$$4 < D_{60F}/ D_{10S} < 20 \quad (\text{coeficiente de uniformidad})$$

y el tamaño máximo de partículas no debe pasar de 75 mm.

Tamaño de orificio de la tubería.

En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja embebida con material filtrante.

En cuanto al tamaño de los orificios del tubo colector, U. S. Army Corps of Engineers (1955) recomienda la siguiente relación, entre el tamaño de filtro y el ancho del orificio:

Para huecos circulares: $D_{85F}/\text{Diámetro} > 1$

Para ranuras : $D_{85F}/\text{ancho} > 1.2$

El criterio utilizado por U.S. Bureau of Reclamation (1973) es el siguiente:

D_{80F} del filtro junto al orificio/ancho ≥ 2

Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor intercepción del agua, reducir el lavado del material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

5.7 Memoria de cálculo del diseño del sistema de drenaje.

Drenaje por el método de trincheras drenantes.

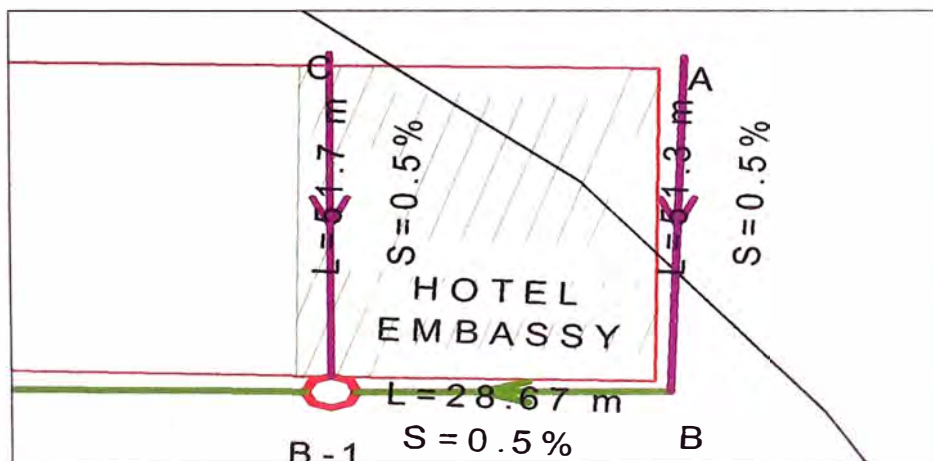


Figura N° 16 Sistema de drenaje del Hotel Embassy

- 1) calcularemos el caudal de abatimiento de napa freática

Donde:



Figura N°17 Grafico del abatimiento del nivel freático con el uso de la trinchera drenante.

$L= 28.6$ m distancia de separación de las dos tubería drenantes (fig 16).

$y= 0.05$ (valor teórico pagina 23)

$d= 1.30$ m altura a deprimir (fig. 17)

$D= 1.8$ m (fig. 17) altura de la tubería drenante hasta el nivel de la napa freática

Teniendo estos datos calcularemos el tiempo que se demora en deprimir el agua 1.80 m.

De la relación $(d/D)= 0.7826$

Con el valor calculado de (d/D) se busca en el ábaco de Mc Clelland el valor de tkd/yL^2 que se ubica en el eje de la absisa. Fig N°18

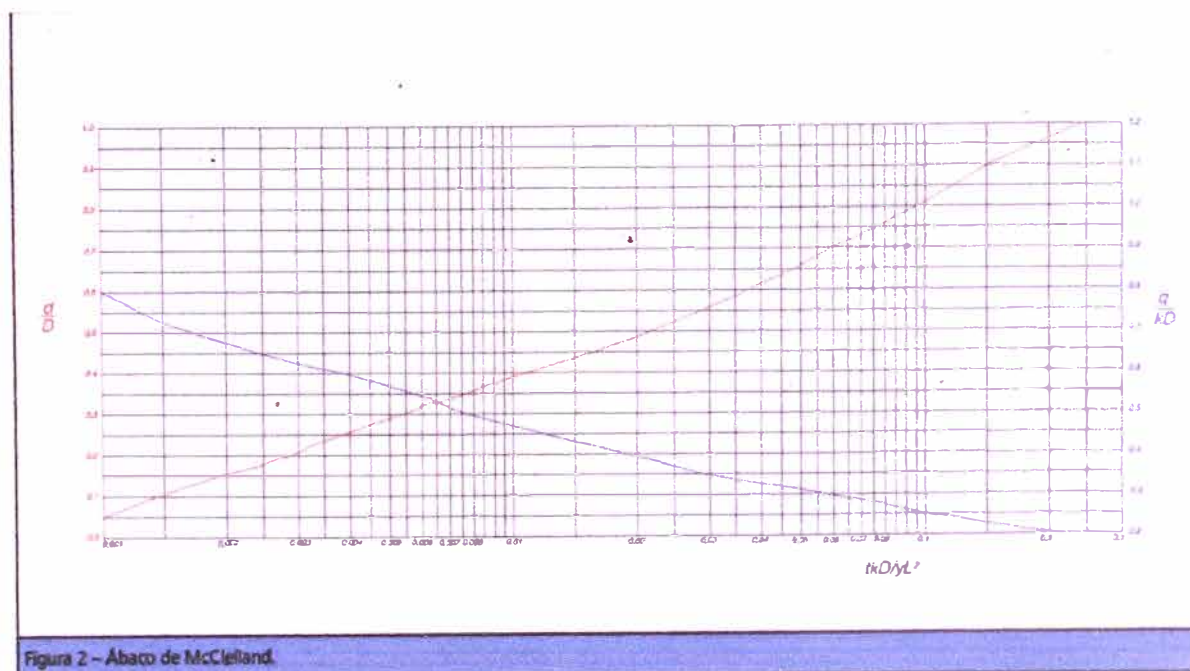


Figura 2 – Ábaco de McClelland.

Figura N°18 Grafico del ábaco Mc Clelland.

El valor de $tkd/yL^2 = 0.0842$

Entonces despejando el valor de t

$$t = 0.0842 * yL^2 / (Kd)$$

$$t = 7433.16 \text{ s.}$$

Del mismo abaco (Fig N°18) se obtiene el valor de:

$$q/kD = 0.263$$

Despejando el valor de:

$$q = 0.263 * k * D$$

$$q = 0.1209 * 10^{-3} \text{ (m/s)/m}$$

$$q = 0.1209 \text{ (l/s)/m}$$

El caudal de abatimiento de la napa freática por m es 0.1209 (l/s)/m.

El Hotel Embassy tiene un perímetro $L_1 = 56.7\text{m}$, $L_2 = 56.3\text{m}$; entonces $L_1 + L_2 = 103 \text{ m}$, longitud total a instalar la trinchera drenante (fig N° 16) dos lados del perímetro.

$$Q = q * L$$

$$Q_1 = (0.1209) * (56.7) = 6.85 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = (0.1209) * (56.3) = 5.61 \text{ l/s}$$

Caudal total a drenar en el área del Hotel es:

$$Q = 12.46 \text{ l/s}$$

2) Cálculo de capacidad de flujo de recepción de la Trinchera Drenante.

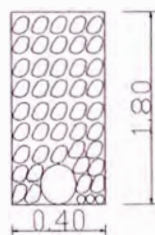
Para una trinchera de dimensiones:

$$b = 0.4 \text{ m}$$

$$h = 1.80 \text{ m}$$

$$K_b = 0.01 \text{ m/s (valor teórico pag 24)}$$

$$i = 1 \text{ (valor teórico pag. 24)}$$



según la ley de Darcy:

$$v = Kb \cdot i$$

$$v = 0.01 \cdot 1 = 0.01 \text{ (m}^3\text{/s)/m}$$

caudal de recepción de la trinchera drenante por metro lineal.

$$q = b \cdot v$$

$$q = 0.4 \cdot 0.01 = 0.005 \text{ (m}^3\text{/s)/m}$$

$$q = 4 \text{ l/s}$$

$$Q = q \cdot L$$

$$Q = 4 \cdot 103$$

$$Q = 412 \text{ l/s}$$

De la ecuación (28)

$$Q_{adm} = Q / (FR_{cr} \cdot FR_{cc} \cdot FR_{rv})$$

$$Q_{adm} = 412 / (1.2 \cdot 1.25 \cdot 1.3)$$

$$Q_{adm} = 211.28 \text{ l/s}$$

3) cálculo para el diámetro de la tubería drenante ó del caudal deprimido.

Según la formula de Manning. (al $h=75\%$ del diámetro de la tubería)

$$Q = (A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n \quad R = A/P$$

Donde :

A= área de la tubería.

P= perímetro de la tubería

n= coeficiente de rugosidad.

Considerando una constantes $k = (A \cdot R^{2/3}) / n$

Calcularemos tentativas de tubería ranurada de polietileno para diámetro de:

a) Para tubería de diámetro de 8"

$$A = 0.0266893 \text{ m}^2$$

$$P = 0.42558072 \text{ m}$$

$$R = (A/P) = 0.06102824 \text{ m}$$

$$n = 0.013$$

$$k = 0.312013035$$

Cuadro N°1

pendiente	caudal m³/s
S	$Q=ks^{(1/2)}$
0.005	0.022062653
0.006	0.024168426
0.007	0.026104883
0.008	0.027907294
0.009	0.029600155
0.01	0.031201303
0.011	0.032724203
0.012	0.034179315
0.013	0.035574959
0.014	0.03691788
0.015	0.038213636

b) Para tubería de diámetro de 6"

$$A= 0.014675231 \text{ m}^2$$

$$P= 0.319185544 \text{ m}$$

$$R (A/P)= 0.045977118 \text{ m}$$

$$n= 0.013$$

$$k= 0.14487811$$

Cuadro N°2

pendiente	caudal m³/s
S	$Q=ks^{(1/2)}$
0.005	0.010244429
0.006	0.01122221
0.007	0.012121372
0.008	0.012958292
0.009	0.013744344
0.01	0.014487811
0.011	0.015194944
0.012	0.015870602
0.013	0.016518646
0.014	0.017142209
0.015	0.017743872

c) Para tubería de diámetro de 4"

$$A= 0.006522325 \text{ m}^2$$

$$P= 0.212790363 \text{ m}$$

$$R(A/P)= 0.030651412 \text{ m}$$

$$n= 0.013$$

$$k= 0.04938974$$

Cuadro N°3

pendiente	caudal m³/s
S	$Q=ks^{(1/2)}$
0.005	0.00347465
0.006	0.003806289
0.007	0.004111262
0.008	0.004395123
0.009	0.004661732
0.01	0.004913897
0.011	0.005153739
0.012	0.005382905
0.013	0.005602705
0.014	0.005814202
0.015	0.006018271

- 4) De los item anteriores comparando se necesitará una tubería de 6" con una pendiente de 0.5% que transportará un caudal de 10.24 l/s para evacuar el agua de napa freática que tiene un caudal de 6.85l/s y 5.61l/s en sus dos tramos.
- 5) El caudal de llegada del flujo de agua drenada es 12.46 l/s el cual se depositará en un buzonetos de diámetro 0.8 m y una altura de 0.6m en cual tendrá un volumen de 0.3015m³
- 6) Cálculo para el diámetro de la tubería sin ranurar para evacuación del caudal deprimido de la napa freática hacia el mar.

Se tiene los siguientes valores.

Caudal de llegada =12.46 l/s.

Con los datos del (5.1) se calcula la gradiente hidráulica (i)

$$i= (\text{cota del terreno-nivel napa freática} - \text{altura de abatimento-cota media del mar})/\text{Distancia al mar.}$$

$$i= ((16-1.20-1.30)-3)/1500$$

$$i= 0.0070$$

$$i= 0.7 \%$$

Calcularemos tentativas de tubería lisa de pvc para 75% de diámetro de:

a) Para tubería de diámetro 8"

$$A= 0.0260893 \text{ m}^2$$

$$P= 0.42558072 \text{ m}$$

$$R= (A/P)= 0.06102824 \text{ m}$$

$$n= 0.016$$

$$k= 0.253510$$

Cuadro N° 4

pendiente	caudal m ³ /s
S	Q=ks ^(1/2)
0.005	0.017925906
0.006	0.019636846
0.007	0.021210218
0.008	0.022674677
0.009	0.024050126
0.01	0.025351059

b) Para tubería de diámetro de 6"

$$A= 0.014675231 \text{ m}^2$$

$$P= 0.319185544 \text{ m}$$

$$R (A/P)= 0.045977118 \text{ m}$$

$$n= 0.016$$

$$k= 0.1177134$$

Cuadro N°5

pendiente	caudal m ³ /s
S	Q=ks ^(1/2)
0.005	0.008323599
0.006	0.009118046
0.007	0.009848615
0.008	0.010528612
0.009	0.01116728
0.01	0.011771346

c) Para tubería de diámetro de 4"

$$A= 0.006522325 \text{ m}^2$$

$$P= 0.212790363 \text{ m}$$

$$R(A/P)= 0.030651412 \text{ m}$$

$$n= 0.016$$

$$k= 0.039925416$$

Cuadro N°6

pendiente	caudal m³/s
S	$Q=ks^{(1/2)}$
0.005	0.002823153
0.006	0.003092609
0.007	0.0033404
0.008	0.003571038
0.009	0.003787658
0.01	0.003992542

- 7) Se usará tubería lisa de pvc de 8" con una pendiente de 0.5% que transportará un caudal 17.92 l/s.

5.8 Costo estimado del sistema de drenaje en función del área.

Para que se haga mas esquemático se presenta el costo aproximado de instalación por metro por el método de trinchera.

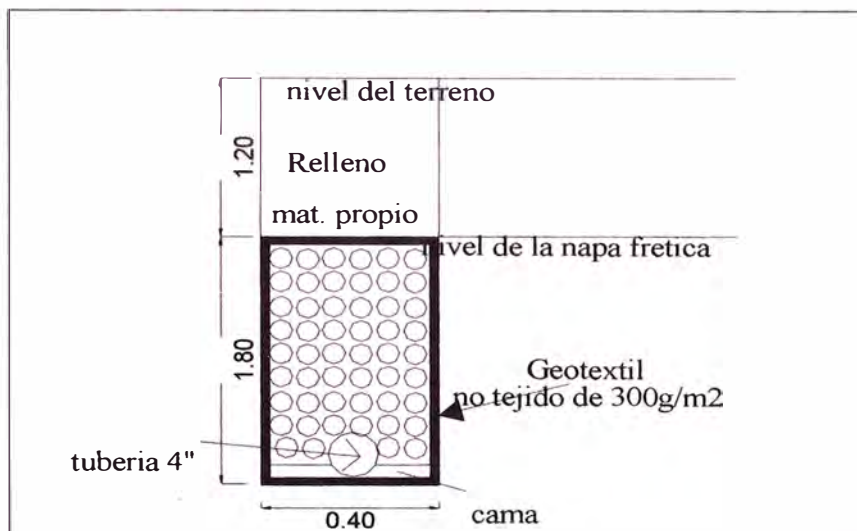


Figura N°19 Zanja de la trinchera drenante

ítem	descripción	und	metrado	P.U (\$)	Sub total
1	excavación de zanja	ml	1	9.45	9.45
2	colocación de filtro de arena y grava	ml	1	1.35	1.35
3	instalación de tubería de drenaje	ml	1	27.4	27.4
4	instalación de geotextil no tejido 300	ml	1	4.5	4.5
5	relleno con canto rodado diámetro 2"-3"	ml	1	1.2	1.2
6	relleno con material propio	ml	1	3.45	3.45

Entonces el costo para una distancia de 103m (será $47.35 \cdot 103$) de \$ 4877.03 Doláres americanos.

costo de la evacuacion por colector del agua drenada hacia el mar ml

item	descripción	und	metrado	P.U (\$)	Sub total
1	excavación de zanja	ml	1	9.45	9.45
2	instalación de tubería de PVC	ml	1	13.5	13.5
3	relleno con material propio	ml	1	3.45	3.45

Total de costo por m de instalación del sistema de
evacuación del agua drenada es 22.95

Entonces el costo para una distancia de 1500m (será 22.95×1500) es
de \$ 34425.00 Doláres americanos.

El costo total para el drenaje de napa freática es: \$ 39,302.05 Doláres
americanos.

Conclusiones

Se diseñó un sistema de drenaje para deprimir la napa freática ubicada a 1.20 del nivel del terreno y de esta manera ubicar la napa a 2.50 m de profundidad.

Para deprimir el agua se colocó dos trincheras drenantes con tubería de HDPE de 6" y con pendiente $s=0.5\%$ paralelo a la mayor longitud del terreno del Hotel Embassy $L1=56.7\text{m}$ y $L2=56.3\text{m}$ y captar el caudal deprimido.

La trinchera capta y entrega un caudal $Q= 12.46 \text{ l/s}$ a una tubería de conducción de PVC de diámetro 8" por ser de menor costo que el de HDPE y con una pendiente de $s=0.5\%$ y con una pendiente de 1% en los últimos 469 m la cual evacúa el agua captada en el drenaje hacia el mar.

El costo de drenar el agua de la napa freática hacia el mar, busca una alternativa para la cimentación ahorrando el costo de abatir la napa freática en forma permanente.

El sistema de drenaje por el método de trinchera drenante, se podrá ejecutar si se verifica que la cota del nivel de la napa freática a abatir no sea menor a la cota del nivel medio del mar.

Para las nuevas construcciones de cimentaciones esta alternativa de drenaje permanente debe considerarse ya que la ausencia de ésta hace que se presenten sales y/u otros componentes que afectan a la cimentación a mediano plazo.

Para suelos arenosos con presencia de napa freática hacen que el suelo tome características que puede ser perjudiciales a la cimentación, como consecuencia se deberán tener en consideración la evacuación de aguas de la napa freática hacia un lugar donde se puedan utilizar para otros fines; de preferencia cercana al proyecto, para que el costo de drenar resulte económico.

El sistema de drenaje por trinchera drenante empleará una tubería de polietileno de 6" con una pendiente de $s=0.5\%$, forrado las paredes de la trinchera (zanja) con un geotextil de 300 g/m^2 , debido al nivel de abatimiento de 2.50m de profundidad.

Recomendaciones.

Se recomienda que a lo largo del recorrido de evacuación de las aguas de la napa freática hacia el mar, se instale cada 400 m unas buzonetos de 80 cm de diámetro con una profundidad variable de acuerdo al terreno, la altura varía de 1.20m a 3.2m para inspección y mantenimiento y que estos coincidan con cruce de calles.

El uso de las gravas que se usarán como filtro drenante tienen que ser redondas en lo posible sin ángulos, para que permita el paso sin ninguna dificultad del agua y además no corte el geotextil de 300 g/m² que va estar cubriendo las paredes de la trinchera drenante.

Se recomienda que al momento de excavar, para el sistema de drenaje del hotel Embassy se tenga en consideración las estructuras existentes en los lotes vecinos al proyecto ya que podrían afectar si no se toman las consideraciones necesarias como de alejarse una distancia prudencial del límite de propiedad del vecino.

BIBLIOGRAFIA.

- 1).- Chow Ven Te – Hidráulica de los Canales Abiertos - Editorial Diana – México 1982.
- 2).- Departments of the Army, the Navy, and the Air Force – dewatering and Groundwater Control – 1985
- 3).- Parra Murrugarra Denys Amador - Evaluación del Potencial de licuación de suelos de la ciudad de Chimbote – Tesis UNI 1991
- 4).- Pizarro Fernando - Drenaje agrícola y recuperación de suelos salinos – Editorial Agrícola Española – España 1985.
- 5).- Castillo Aparicio Pedro – Drenaje para fines urbanos Mala Cañete – Informe de Suficiencia UNI 2004.
- 6).- Custodio Emilio – Hidrología Subterránea sección 8 Teoría elemental del flujo del agua en medio poroso sección 8 Barcelona España 1983.
- 7).- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso – Mecánica de suelos tomo 3 Flujo de Agua en suelos – México 2000.
- 8).- Macafferri – Boletín de Informe Técnico – 2005.

ANEXOS

SISTEMA DE DRENAJE POR TRINCHERAS CON EL GEOCOMPUESTO MACDRAIN®

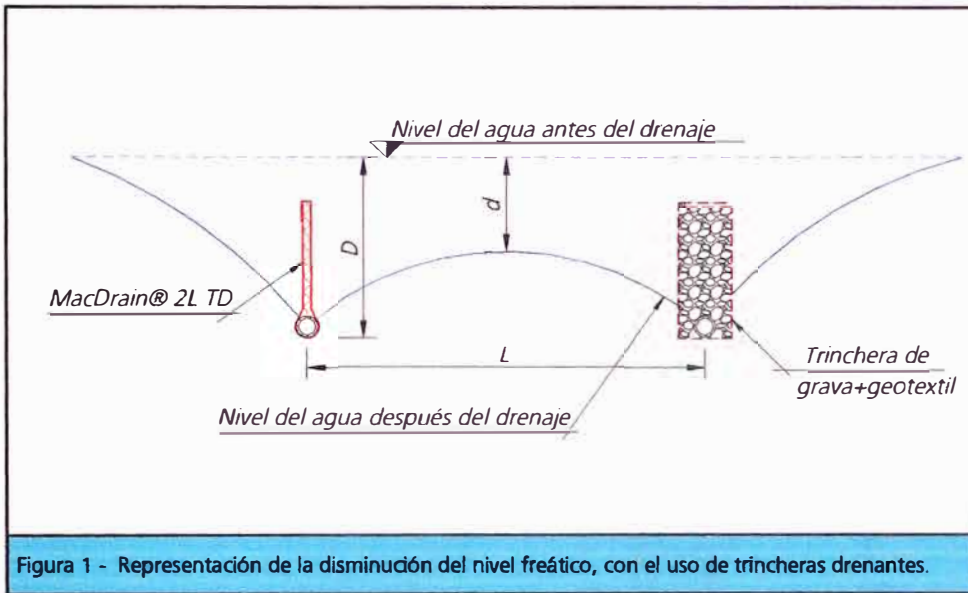


Figura 1 - Representación de la disminución del nivel freático, con el uso de trincheras drenantes.

Para la construcción de obras en contacto con la capa freática, es necesario rebajar y alejar las aguas de la misma. Para esto, se emplean las trincheras drenantes colocadas a intervalos y a profundidades específicas, logrando la depresión de la capa freática a niveles previamente determinados.

Existen muchos métodos para la determinación del espaciamiento y de la profundidad de estas trincheras, uno de los más utilizados es el Método desarrollado por McClelland [4] que permite obtener, además de los parámetros ya citados el caudal, el tiempo flujo de aguas, que juntos definirán la disminución del nivel freático.

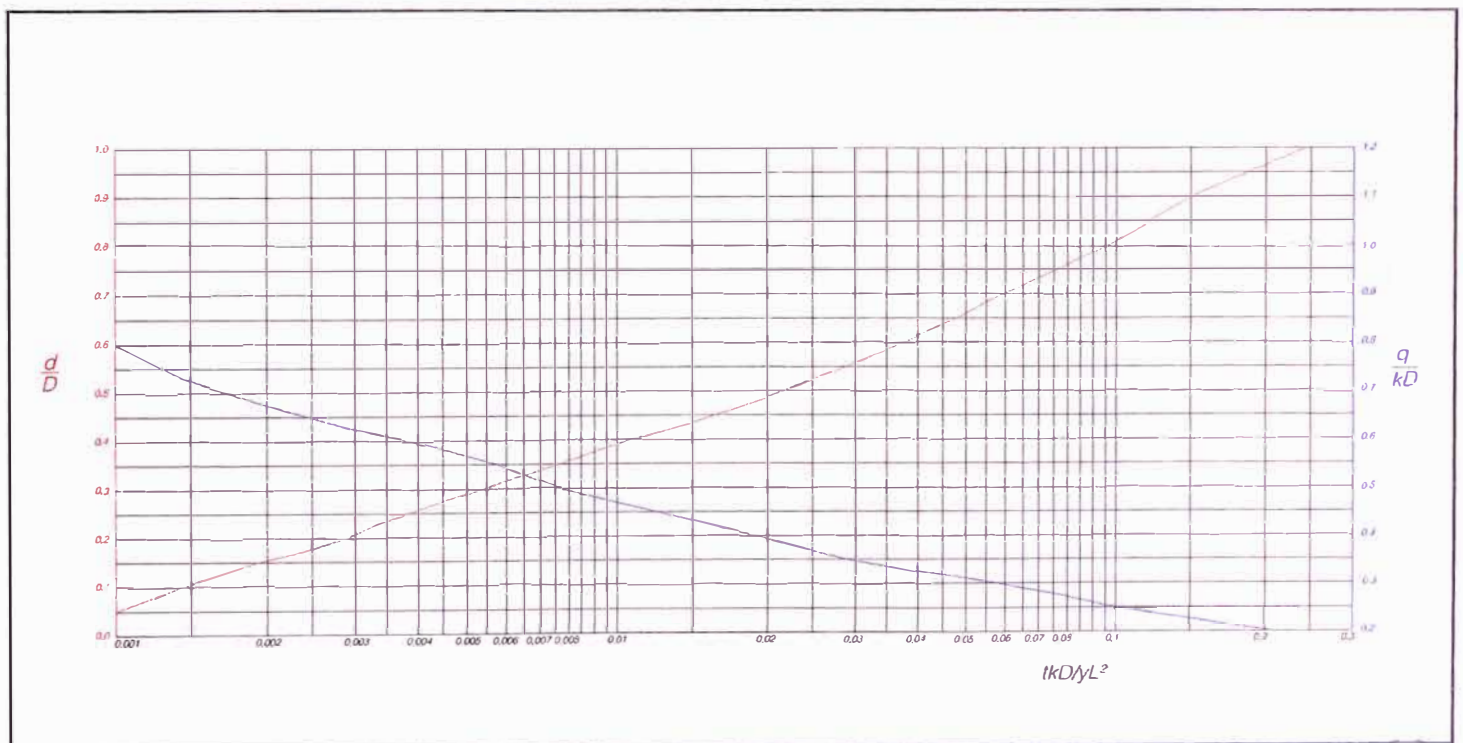


Figura 2 - Ábaco de McClelland.

A través del ábaco propuesto por McClelland (fig. 2) es posible obtener el caudal, por metro, que cada tubo insertado en el dren podrá soportar y, con esto, dimensionar el sistema de drenaje necesario para captar y transportar el flujo de aguas generado por la disminución del nivel freático.

Se presentará, a continuación, un ejemplo del uso del MacDrain® que muestra la aplicación de este método y también compara la eficiencia del geocompuesto drenante con una trinchera convencional de grava + geotextil.

En primer lugar será necesario calcular el caudal que el sistema de drenaje deberá soportar.

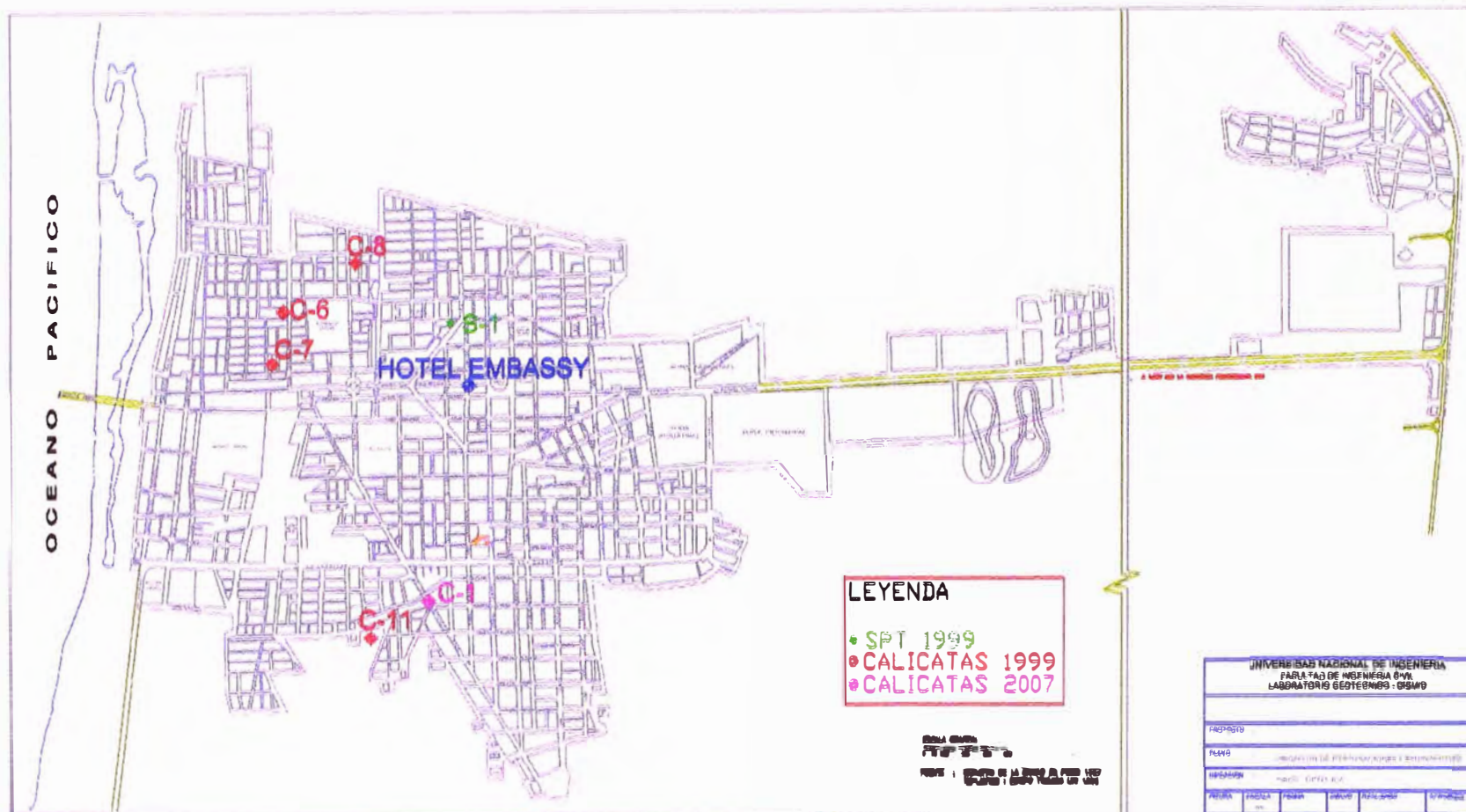
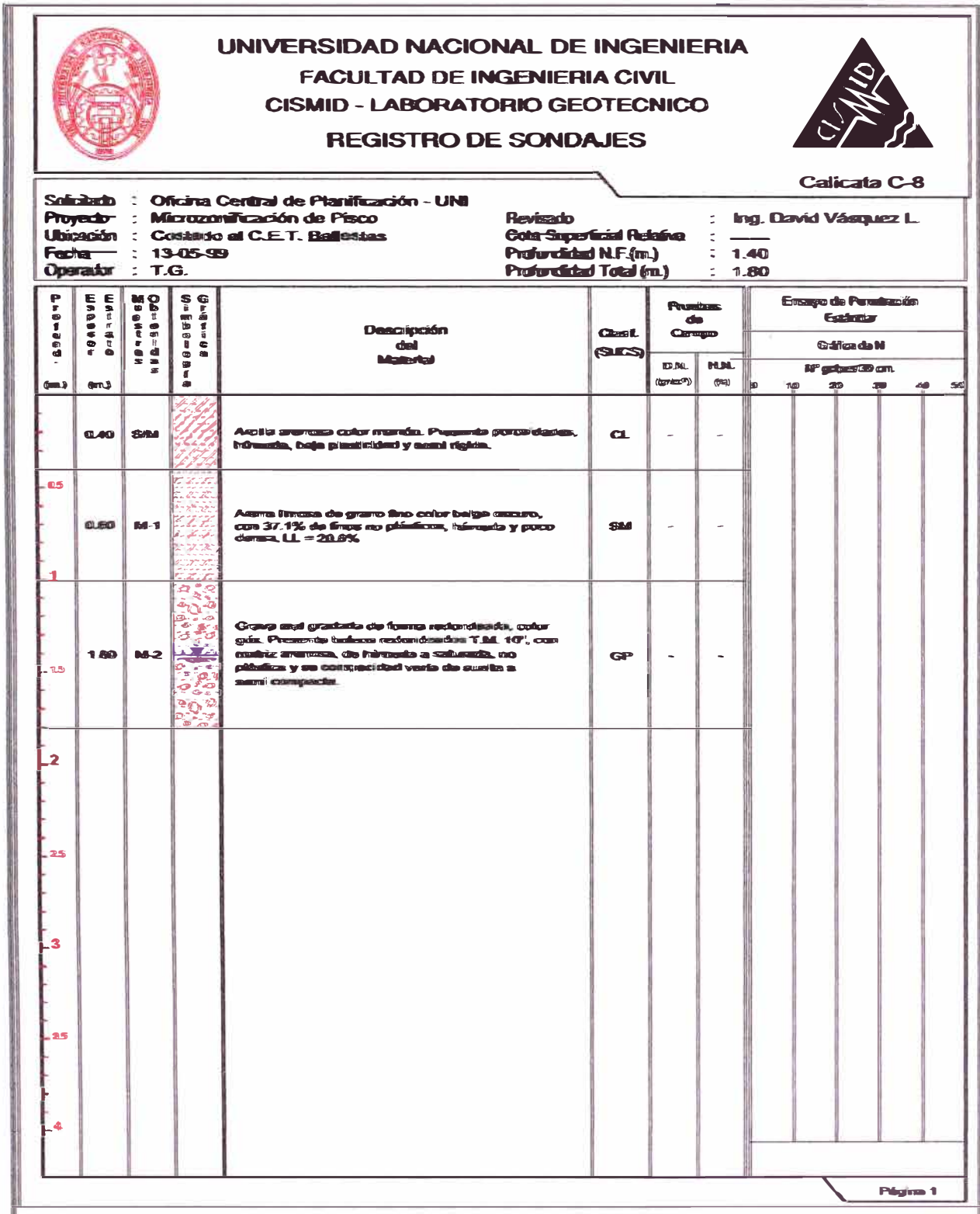


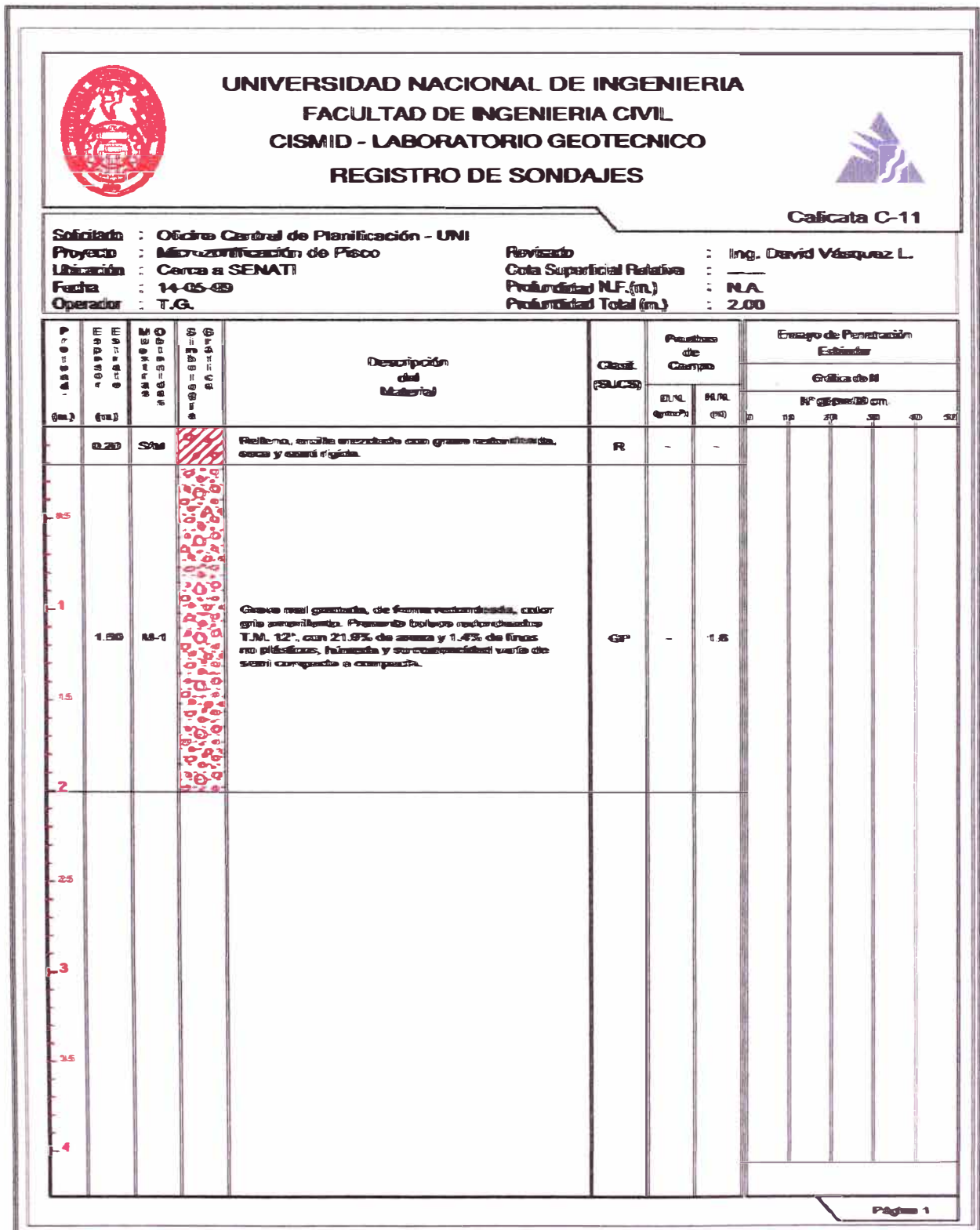
Fig. 5.1.- Calicatas tomadas como referencia para estratificación del área en estudio.

5.2.1 Calicatas

P		E		Categoría	Descripción	Clasif. (SUCS)	Puntos de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
Profundidad (m.)	Superficie (m.)	Superficie (m.)	Superficie (m.)				C.M.	H.M.	Gráfica de N						
										Nº golpes/30 cm.					
										0	10	20	30	40	50
0.5	1.00	M-1			Arcilla arenosa color beige. Presencia raíces y porosidades, con gravillas aisladas T.M. 3/4" y 31.5% de arena, húmeda, baja plasticidad y semi rígida. LL = 28.4% y LP = 21.2%	CL	-	8.6							
1.0	1.00	M-2			Arena limosa de grano fino, color gris oscuro, a 1.10 m. presenta botones redondeados T.M. 10" formando una matriz, con 37.6% de finos no plásticos, de húmeda a saturada, semi densa. LL = 25.3%	SM	-	13.5							
1.5															
2.0															
2.5															
3.0															
3.5															
4.0															

Profundidad (m.)		Cota (m.)	Muestra	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar				
						DNL (kg/cm ²)	HNL (kg)	Gráfico de N				
								Nº golpes/30 cm				
0	10	20	30	40	50							
0.75	1.20	S/M		Arena arenosa color marrón. Presenta porciones y bolsones arenosos. T.M. 8%, húmeda, baja plasticidad y cohesión débil. (Similar a M-1 de C-6)	CL	-	-					
1.50	0.80	MH-1		Arena arcillosa color marrón oscuro, con 3.3% de gravilla y 39.3% de finos, de alto contenido de saturación, plástica y cohesión débil. LL = 28.4% LP = 16.8%	SC	-	16.2					
2.25												
3.00												
3.75												
4.50												







UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS
Y MITIGACION DE DESASTRES



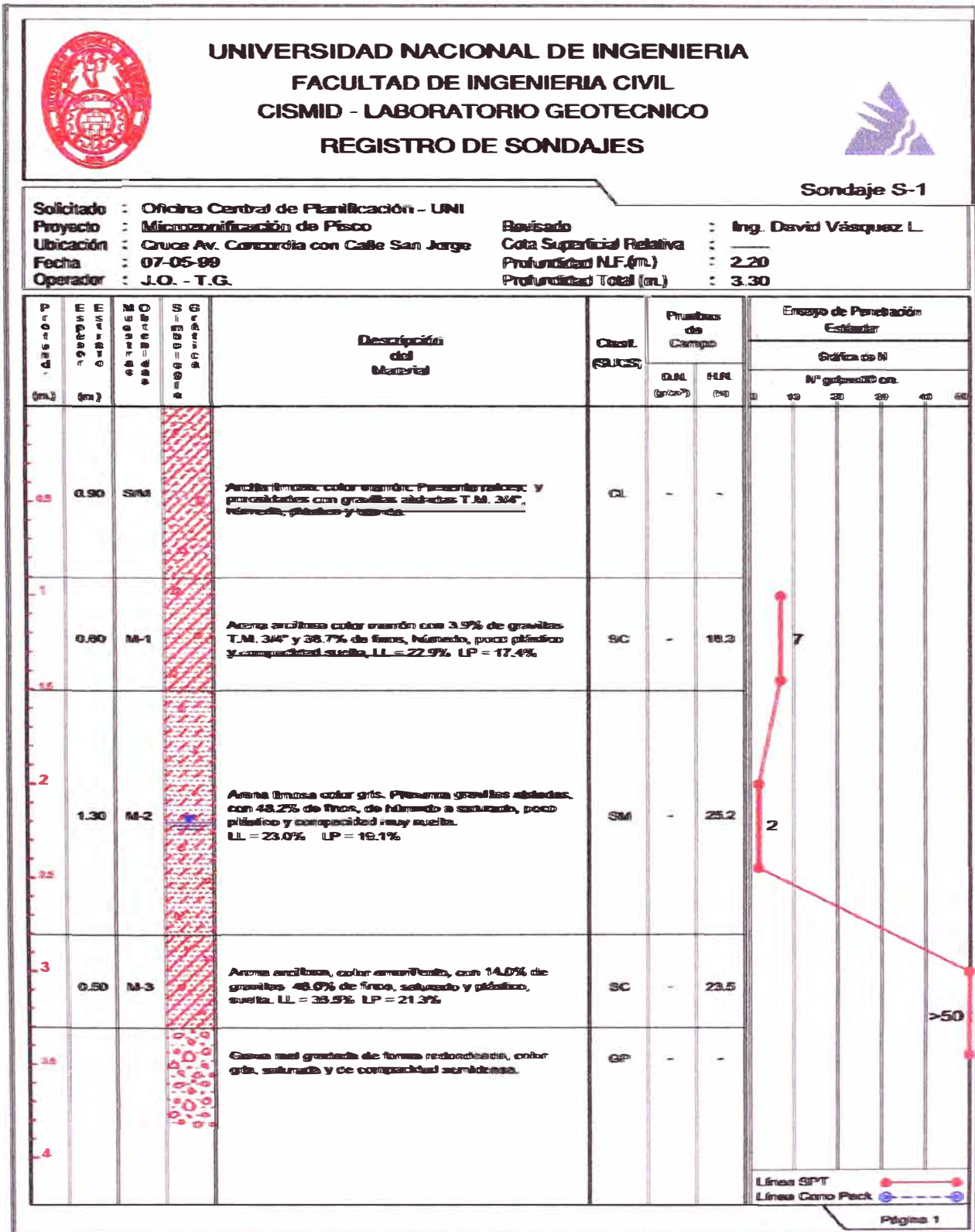
REGISTRO DE SONDAJE

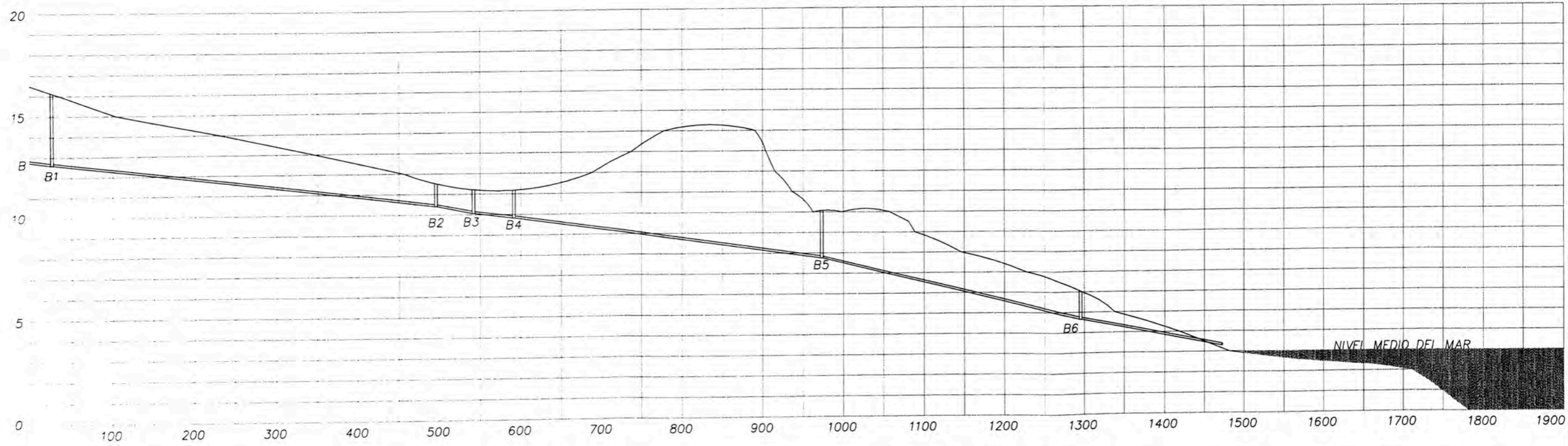
Estudio : LQ07-410	Cota Relativa (m) : 33.00
Solicitado : PRESIDENCIA DEL CONSEJO DE MINISTROS	Prof. Nivel Freat (m) : 2.00
Proyecto : Elaboración del Plan de Reconstrucción y Prevención de Desastres, para las Ciudades	Prof. Total (m) : 2.00
Ubicación : PISCO	Operador : VV-L Ch
Fecha : Octubre, 2007	Revisado : Ing. Luis Chang

CALICATA : C-1

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Muestra obtenida	Clasificación SUCS	Simbología Gráfica	Resultados de campo		Descripción	ENSAYO DE PENETRACION
					HI NI %	DR NI g/cm ³		
0.0								<p>Gráfico de NI Número de golpes / 30 cm</p> <p>10 20 30 40 50</p> <p>— SPT — CPT</p>
0.45	M-1	SM			-	-	Arena limosa de color beige amarillento a marrón. Con graúas de bordes angulares y redondeados T.M. 4". Compacidad media. Baja humedad. Presencia de castros colúmbicos color blanquesino y raíces aisladas.	
0.55	M-2	GP			-	-	Grava de T.M. 8" con matriz arenosa de grano fino. Compacidad medio suelta. Medianamente húmedo. Presencia de raíces aisladas.	
0.50	M-3	SM			-	-	Arena fina poco limosa de color beige amarillento. Compacidad medio denso. Húmedo. Presencia de raíces y óndidos aislados.	
0.50	M-4	GP			-	-	Grava con matriz arenosa de grano fino. Húmedo. Bolonenas T.M. 9". Presencia de raíces aisladas.	
2.5								

5.2.2 Ensayo de penetración estándar





DISTANCIA m	468.6	46.16	49.6	381.3	322.79	146.7
ACUMULADA m	468.6	514.76	564.36	945.66	1268.45	1415.15
PENDIENTE %	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TEMA: CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES, APLICACION AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO - DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE

PLANO: PERFIL

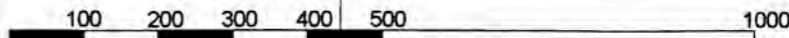
NOMBRE: EDDARD CHUQUIZUTA YNSA AUTOR: ING. ROCIO ARISTA ALARCON

FECHA: DICIEMBRE 2007 ESCALA: GRAFICA PLANO N°: P - 01

N.M.



OCEANO PACIFICO



ESCALA GRAFICA
ESCALA: 1/7500

CIUDAD DE PISCO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
TEMA: CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES, APLICACION AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO - DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE	
PLANO: CURVA DE NIVELES	
NOMBRE: EDGARD CHUQUIZUTA YNGA	ASESOR: ING. ROCIO ARISTA ALARCON
FECHA: DICIEMBRE 2007	PLANO N° T-01

N.M.

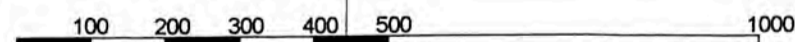


OCEANO PACIFICO



LEYENDA

- TUBERIA DE HDPE 4" RANURADAS
- TUBERIA DE PVC 4" RANURADAS



ESCALA GRAFICA
ESCALA: 1/7500

CIUDAD DE PISCO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TEMA: **CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES, APLICACION AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO - DISEÑO DE UN SISTEMA DE DRENAJE**

PLANO: **PLANTA DEL SISTEMA DE DRENAJE**

NOMBRE: **EDGARD CHUQUIZUTA YNGA** ASESOR: **ING. ROCIO ARISTA ALARCON**

FECHA: **DICIEMBRE 2007** ESCALA: **GRAFICA** PLANO N° **S - 01**