



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNAM
POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA FALLA PROFUNDA EN EL KM
92+800 DE LA AUTOPISTA TIJUANA-ENSENADA

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

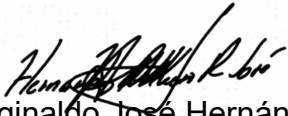
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

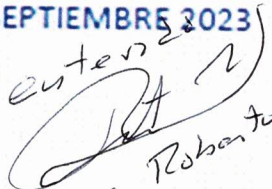
ING. JORGE EDUARDO SALAZAR CORIA

DIRECTOR DE TESINA: M. En I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO

CIUDAD DE MÉXICO


M.I. Reginaldo José Hernández Romero

SEPTIEMBRE 2023


Ing. Roberto Sáez Gervasio

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, les agradezco a mis padres, Luisa Coria Pelenco y Anastasio Salazar Bailón, así como a mi hermano, Edgar Alfonso Salazar Coria, que siempre me han brindado su apoyo incondicional para poder cumplir todos mis objetivos personales y académicos. Ellos son los que con su cariño y ejemplo me han impulsado siempre a perseguir mis metas y nunca abandonarlas frente a las adversidades.

Al Ingeniero Roberto Sosa Garrido y al Maestro en Ingeniería Reginaldo José Hernández Romero, sin sus conocimientos, paciencia y constancia este trabajo no lo hubiese logrado tan fácil. Sus consejos fueron siempre útiles cuando no salían de mi pensamiento las ideas para escribir lo que hoy he logrado.

A los docentes, les agradezco por compartir sus conocimientos de manera profesional e invaluable.

Al Maestro en Ingeniería Miguel Gallardo Contreras, gracias por su apoyo, paciencia y conocimientos brindados.

Finalmente le agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT-México) por la beca otorgada durante mi estancia en la especialidad, así como a la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial al departamento de geotecnia, sin su apoyo esto no hubiese sido posible.

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES.	1
1.2	OBJETIVO	2
2	TRABAJOS PRELIMINARES	2
2.1	CARACTERÍSTICAS DEL CORTE EN ESTUDIO.....	2
2.2	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.	3
3	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	4
3.1	ASPECTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA	4
4	ESTUDIO GEOLÓGICO	9
4.1	GEOLOGIA REGIONAL	9
4.2	SISMICIDAD	11
4.3	GEOLOGÍA LOCAL.....	12
4.4	CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN	13
5	ESTUDIO GEOSÍSMICO.....	15
5.1	EXPLORACIÓN GEOFÍSICA.....	16
6	GENERALIDADES DEL PROBLEMA.....	19
7	MÉTODO DE ESTABILIDAD DE TALUDES	20
7.1	INTRODUCCIÓN	20
7.2	EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD	20
7.3	MÉTODOS DE ANÁLISIS	23
8	INSTRUMENTACIÓN COMO MEDIO DE MONITOREO.....	25
8.1	INTRODUCCIÓN.	25
8.2	INSTRUMENTACIÓN UTILIZADA.....	26
9	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	27
9.1	MODELO GEOTECNICO	27
9.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	29
9.3	CONDICIONES INICIALES.....	30
9.4	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	34
10	CONCLUSIONES	46
	REFERENCIAS	48

1 INTRODUCCIÓN

En el km 92+800 se presentan diversas problemáticas debido a diversos mecanismos asociados a la propia configuración del terreno y de la autopista Tijuana-Ensenada, así como a deslizamientos que provienen desde la parte superior de la carretera.

Debido a estas circunstancias, en este sitio se han realizado algunos trabajos de estabilización, por ende, se realizan trabajos de seguimiento de dichos proyectos, con la finalidad de detectar anticipadamente algún problema de inestabilidad que pueda comprometer la seguridad de la vialidad, esto apoyándose de instrumentación y estudios de monitoreo del sitio.

En este documento, se aborda la problemática que presenta el sitio, así como los estudios que fueron necesarios para poder inferir las causas de las problemáticas que se presentan. Además, se pretende dar alternativas de solución a los problemas definidos.

1.1 ANTECEDENTES.

En el año de 1967 fue puesta en operación La Autopista Escénica Tijuana-Ensenada, una vía de cuota federal de 95 kilómetros, concesionada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), financiada por el Fondo Nacional de Infraestructura (FONADIN) y operada por Caminos y Puentes Federales (CAPUFE). La carretera construida con el objetivo de incentivar el turismo, a pocos años de su construcción presentó afectaciones y deslizamientos importantes en diversos puntos, descubriéndose que su trazo se encuentra en una zona de fallas geológicas.

La autopista ha tenido afectaciones muy significativas, como las de 1976 y 1995, fecha en la que el deslizamiento se aceleró de forma notable, lo que propició la destrucción de varias casas cercanas. Además, en 1997 se realizó la reconstrucción total de un tramo debido a un nuevo desplazamiento.

Así mismo, se considera que el segmento que se extiende desde la zona de Salsipuedes hasta la región de San Miguel es considerado como el más inestable; el antecedente más importante que registra la autopista es el que ocurrió en el km 93 en diciembre de 2013, por lo que desde entonces se han realizado trabajos de estabilización y monitoreo para evitar la ocurrencia de sucesos similares.

El km 92+800 de la carretera Tijuana-Ensenada, se incluye dentro de los sitios inestables debido a las siguientes condiciones: características geológicas, configuración del trazo carretero y factores naturales que se han expresado previamente.

Actualmente se realizan trabajos de estabilización en el km 92+800 mediante la instalación de drenes, anclas de tensión y sistemas de mallas que ayudan a la mitigación de procesos erosivos y caída de bloques.

1.2 OBJETIVO

Determinación de la seguridad de la falla profunda en el KM 92+800 de la autopista Tijuana-Ensenada, debido a un proceso de inestabilidad recurrente, así como la determinación de una propuesta de estabilidad que pueda dar a solución a la problemática a largo plazo.

2 TRABAJOS PRELIMINARES

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL CORTE EN ESTUDIO

2.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El km 92+800 de la autopista Tijuana-Ensenada en estudio, se encuentra ubicado en las coordenadas UTM 523,235.00 m E y 3,534,222.00 m N.



Figura 1. Talud KM 92+800 en estudio.

2.1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SITIO

La autopista Tijuana-Ensenada está conformada por dos cuerpos de 11 m de ancho cada uno, el cuerpo A con dirección a Ensenada y el cuerpo B con dirección a Tijuana, con una distancia al centro de los cuerpos de 20 m y una separación de 9.0 m.



Figura 2. Vista general de talud KM 92+800 en estudio.

La longitud del corte es de aproximadamente 300 de longitud y una altura del corte de 30 metros de alto, el cual se extiende con una inclinación ascendente hacia la parte posterior de la vía; por otra parte, la parte inferior a la autopista está a una altura de 60 m.s.n.m.

Aguas arriba del sitio se encuentran obras de estabilización previas, las cuales consisten en abatimientos y bermas en la parte superior e inferior de la vía.

2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

Se realizó un levantamiento topográfico de toda la bahía mediante un vuelo LIDAR. La tecnología LIDAR es resultado de la integración las tecnologías GPS, Unidad de Medición Inercial y sensor láser, se utiliza para la colecta de datos de altitud. Estos datos sirven para definir la superficie del terreno y generar Modelos Digitales de Elevación (MDE). El levantamiento LIDAR tiene ventajas sobre la captura con métodos convencionales: requiere de mínimo control geodésico en tierra, los datos tienen una mayor densidad y precisión.

La información de este levantamiento de gran precisión, correlacionado con las observaciones de campo, los sondeos y las zonas de agrietamiento de la autopista, fue de gran ayuda para la definición de las trazas de las fallas por parte de los ingenieros Geólogos y Geotecnistas a cargo de los estudios. Además, se realizaron lecturas en diferentes puntos de control para corroborar los movimientos existentes en la zona de influencia del sitio.

3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Para determinar los parámetros hidráulicos del sitio se definieron los escurrimientos pluviales en superficie, que dependen de la precipitación en las cuencas delimitadas, de las características físicas y uso del terreno que definen el factor de escurrimiento. A partir de estos elementos se estimó el caudal en cada cuenca de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno, los cuales se determinaron para una tormenta de diseño de Ensenada.

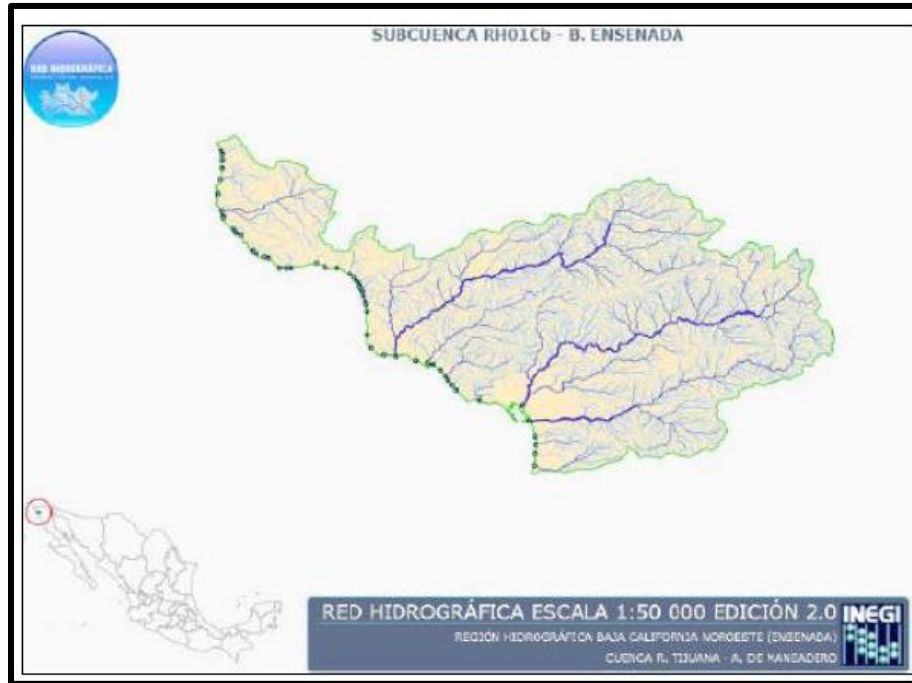


Figura 3. Delimitación de las cuencas del sitio.

A partir de lo anterior se realizó un estudio de las subcuencas presentes en el sitio para determinar los coeficientes de escurrimiento, gastos de diseño y demás parámetros para diferentes periodos de retorno.

3.1 ASPECTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA

3.1.1 FLUJO UNIFORME

El flujo uniforme es aquel en el que el tirante, área hidráulica, velocidad media y gasto en cada sección son constantes. Además, la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos entre sí. Al tirante que ocurre cuando el flujo es uniforme se le conoce como tirante normal. En corrientes naturales es raro que se presente, sin embargo, con fines prácticos para el diseño de distintos elementos hidráulicos, se supone que en ellos el flujo es uniforme.

El cálculo se puede hacer con dos ecuaciones, independientemente del tipo de problema:

La ecuación de la continuidad:

$$Q = A_h \cdot V$$

Y la ecuación de Manning para la fricción:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Al combinar ambas expresiones se obtiene que:

$$Q = \frac{A_h R_h^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q – gasto que escurre por la sección, en m³/s

A_h – área hidráulica, en m²

V – velocidad del flujo, en m/s

R_h – Radio hidráulico, en m

$$R_h = A_h / P_m$$

P_m – Perímetro mojado, en m

S – Pendiente longitudinal, en m/m

n – coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional (M-PRY-CAR-1-06-003)

La capacidad del canal de conducir agua o factor de conducción de la sección queda definida por:

$$K = \frac{A_h R_h^{2/3}}{n}$$

Finalmente, al producto $A_h \cdot R_h^{2/3} = n \cdot K$ se le conoce como módulo de sección el cual puede quedar expresado de la forma:

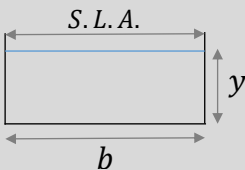
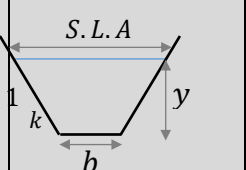
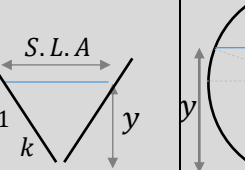
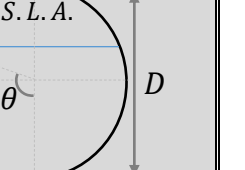
$$A_h R_h^{2/3} = \frac{n Q}{\sqrt{S}}$$

El término de la derecha depende de n , Q y S , pero el de la izquierda exclusivamente de la geometría de la sección, es decir, para una combinación particular de n , Q y S hay un tirante único, para el que se establece el flujo uniforme, este tirante corresponde al tirante normal.

En la Tabla 1 se presentan las ecuaciones para el cálculo de los parámetros del módulo de sección en función del tirante normal para algunos tipos de geometría comúnmente empleados en obras de drenaje.

Tabla 1. Elementos geométricos de las secciones más comunes.

Fuente: Sotelo-Ávila, 2002

Elemento Geométrico	Rectangular	Trapezoidal	Triangular	Circular
				
Ángulo, θ	-	-	-	$\cos^{-1} \left(\frac{2y}{D} - 1 \right)$
Área hidráulica, A_h	$b y$	$(b + ky) y$	$b y^2$	$\frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) D^2$
Perímetro mojado, P_m	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1 + k^2} y$	$2\sqrt{1 + k^2} y$	θD
Radio hidráulico, R_h	$\frac{b y}{b + 2y}$	$\frac{(b + ky) y}{b + 2\sqrt{1 + k^2} y}$	$\frac{b y^2}{2\sqrt{1 + k^2} y}$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta} \right) D$
Superficie Libre del Agua, S.L.A.	b	$b + 2 k y$	$2 k y$	$\frac{1}{4} \left(\frac{\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta}{\sin \theta} \right) D$

3.1.2 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE

Son aquellas que se utilizan para captar, conducir y desalojar los caudales provocados por las aguas de lluvia que inciden sobre el cuerpo del camino, así como las aguas aportadas por los taludes de los cortes y por la cuenca que exista en la parte superior de estos. Protegen los taludes de terraplenes y de cortes contra la erosión y evitan la acumulación del agua en la superficie de rodadura de carretera y en el interior del pavimento.

Los periodos de retorno que se emplearán para obtener el gasto de diseño de estas obras se establecen en la Tabla 2.

Tabla 2. Periodos de retorno para obras complementarias de drenaje.

Fuente: N-PRY-4-02-002

Tipo de Carretera	Periodo de Retorno, años	Observaciones
ET, A y B	25	Carreteras en cualquier zona de la República Mexicana
C y D	10	Carreteras localizadas en zonas no costeras
C y D	25	Carreteras localizadas en zonas costeras

El análisis hidráulico para las obras complementarias de drenaje consistirá en evaluar con el gasto determinado para la cuenca de aportación los valores de tirante, área, radio hidráulico y perímetro mojado mediante la aplicación de la ecuación de Manning.

3.1.2.1 Cunetas

Las cunetas son estructuras de drenaje longitudinal en forma de zanja que se colocan a uno o ambos lados de la carretera y permiten interceptar el agua que escurre sobre la corona, así como la que escurre desde las secciones en corte del trazo del camino.

Las dimensiones que se asignen a las cunetas deberán ser suficiente para evitar desbordamientos tratando de mantener la misma pendiente que el camino sin ser menor a 0.5% a fin de evitar el depósito de material de arrastre debido a una velocidad baja.

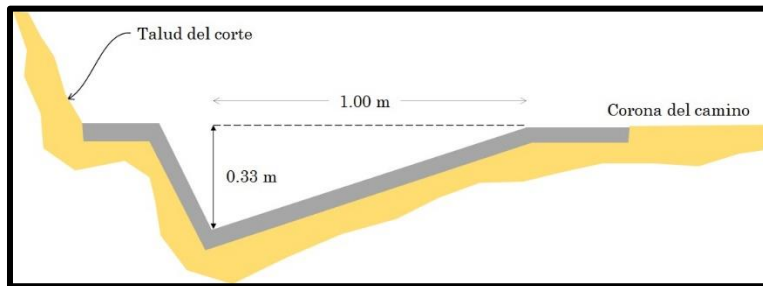


Figura 4. Dimensiones mínimas de las cunetas. M-PRY-CAR-4-02-002-16.

3.1.2.2 Contracunetas

Las contracunetas son zanjas o bordos que se construyen en las laderas localizadas aguas arriba de los taludes de los cortes, con el objeto de interceptar el agua que escurre sobre la superficie del terreno natural, y conducirla a una cañada inmediata o a una parte baja del terreno, para evitar el saturamiento hidráulico de la cuneta y el deslave o erosión del corte.

La contracuneta se ubicará a una distancia mínima de 5 m del “cero” del corte. Su desarrollo será sensiblemente paralelo al eje de la carretera, transversal al

escurrimiento de la ladera. En laderas con una inclinación mayor de 30° , es decir, con una pendiente de más del 58% la contracuneta se conformará siguiendo la tendencia general de las curvas de nivel para evitar que tenga pendientes mayores de 20%, aunque se procurará que su pendiente sea por lo menos del 1%, para propiciar una salida rápida del agua y evitar su filtración en el cuerpo del talud.

Las contracunetas no serán muy profundas, ya que la superficie potencial de falla del talud se origina en su fondo; además, en las zonas superiores del talud del corte son frecuentes los esfuerzos de tensión, que facilitan la formación de grietas. Así, las contracunetas serán impermeabilizadas, recubriéndolas con concreto, mampostería, suelo cemento o suelo asfalto, a menos que estén en material rocoso, en cuyo caso no requieren ser recubiertas.



Figura 5. Sección tipo de contracuneta.

3.1.2.3 Lavaderos

Para el diseño de los lavaderos se parte de la idea de que el flujo en ellos se encuentra en flujo supercrítico debido a las fuertes pendientes que suelen presentar, por lo que para determinar el funcionamiento hidráulico se realiza a partir del tirante crítico.

Con el tirante crítico se determina la profundidad del lavadero, la cual deberá ser relativamente mayor a este tirante crítico para que, en caso de que el lavadero quede obstruido, no desborde.

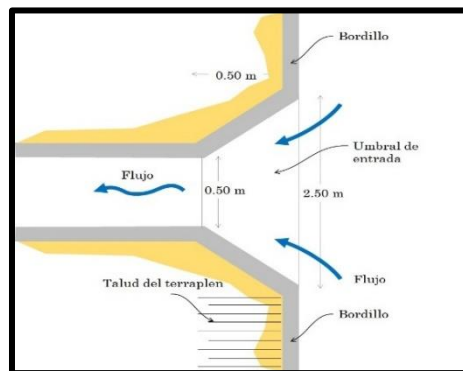


Figura 6. Vista en planta de la geometría de un lavadero tipo.

4 ESTUDIO GEOLÓGICO

4.1 GEOLOGIA REGIONAL

En la zona entre Salsipuedes y San Miguel la autopista corre más cercana a la costa, en el borde occidental de la península de Baja California; aquí la secuencia estratigráfica está compuesta exclusivamente por dos unidades: en la porción superior dominan las mesetas El Tigre y San Miguel formadas por basaltos del Mioceno, las cuales se encuentran intensamente erosionadas en la zona alrededor del km 92+800, donde los basaltos casi desaparecen y aflora directamente la formación Rosario; esta condición se asocia también a que aquí, la superficie de esta formación forma un alto estructural.

En los sitios observados en esta zona la formación Rosario consta de una secuencia de capas delgadas y laminaciones compuestas por limolitas y lutitas intercaladas con areniscas, conglomerados y horizontes de caliza arenosa con estructuras tipo boudinage, que conforman en conjunto una serie tipo flysch, es decir está compuesta por una alternancia de capas duras o cohesivas intercaladas con otras capas más blandas. Localmente se observa en varios sitios entre Salsipuedes y San Miguel que las capas inferiores expuestas de la formación Rosario constan de gruesos depósitos conglomeráticos formados por boleos de varios orígenes desde intrusivos y volcánicos hasta sedimentarios marinos.

Debido al origen de la formación Rosario en ambientes marinos a litorales y en un proceso regresivo en donde el terreno continental se fue elevando paulatinamente dando lugar deslizamientos singenéticos, en donde los sedimentos recién depositados resbalaban hacia el océano, es posible encontrar evidencias de este fenómeno en las llamadas fallas intraformacionales que se observan en varios cortes de la autopista. Sobre los basaltos del Mioceno y las rocas marinas del Cretácico superior se pueden observar desde depósitos aluviales y fluviales, hasta depósitos de talud y derrubios asociados a los deslizamientos muy comunes en esta zona. Por otro lado, la formación Rosario debe descansar sobre vulcanitas antiguas (algunas metamorfizadas) del Cretácico y Jurásico.

La meseta basáltica acusa unos 300 m de espesor y se extiende desde el norte de Ensenada hasta el norte de la Cañada del Descanso; se trata de emisiones de lavas masivas y en bloques precedidos por erupciones de cenizas y tobas, las cuales se observan en la base de los basaltos y junto con las rocas menos permeables de la Formación Rosario permiten que el agua infiltrada, a través de los basaltos altamente permeables, aflore en este contacto y forme modestos pero constantes afloramientos de agua en pequeños manantiales, como aquellos localizados en los km 87 y 88.

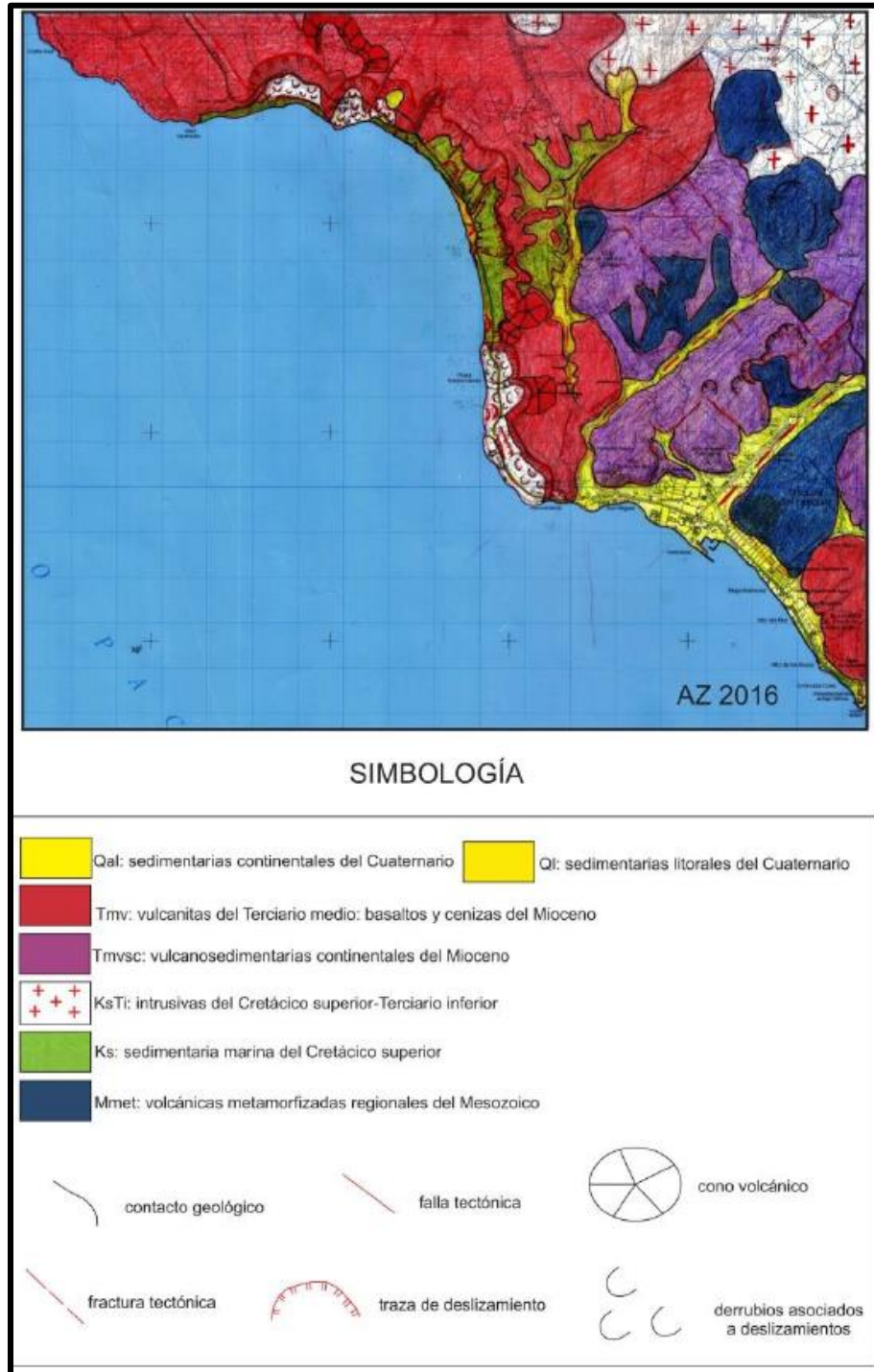


Figura 7. Geología regional

En la Figura se presenta el mapa geológico general de la zona estudiada, en él se pueden apreciar de manera general las unidades litológicas y los rasgos tectónicos principales, destacan las fallas orientadas NE-SW que controlan los cursos de los arroyos y aquellas orientadas NW-SE que cortan los basaltos con trazas paralelas a la línea de costa.

En el mapa podemos observar también que, tanto las rocas que constituyen a la formación Rosario como a aquellas formadas por depósitos de talud y fluviales, están afectadas por numerosos deslizamientos prácticamente a lo largo de toda la costa entre Salsipuedes y San Miguel y aún en los bordes de la meseta es posible observar desprendimientos frecuentes de fragmentos y bloques de basalto que van erosionando lentamente la meseta.

4.2 SISMICIDAD

Para visualizar los daños y efectos a nivel regional producidos por un sismo de magnitud importante, se elaboran mapas de intensidades sísmicas, en ellos se muestran zonas con distintos grados de intensidad, que permitan comparar las áreas y niveles de afectación por un evento en particular.

La regionalización sísmica de la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas, esta separación se realizó con fines de diseño antisísmico (construcción) con la zonificación para el riesgo sísmico preparado por la Comisión Federal de Electricidad. Estas zonas se clasifican en función de la frecuencia sísmica y la máxima aceleración del suelo.

Dicha regionalización incluye cuatro zonas llamadas A, B, C y D, que indican respectivamente, regiones de menor a mayor peligro.

Zona A.- Es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

Zona B y C.- Se consideran zonas intermedias, donde, no tan frecuentemente se registran sismos; o son afectadas por altas aceleraciones, pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad.

Zona D.- Es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

El área de estudio se ubica en la zona C, considerada como zona de muy alta peligrosidad, donde frecuentemente se registran sismo.

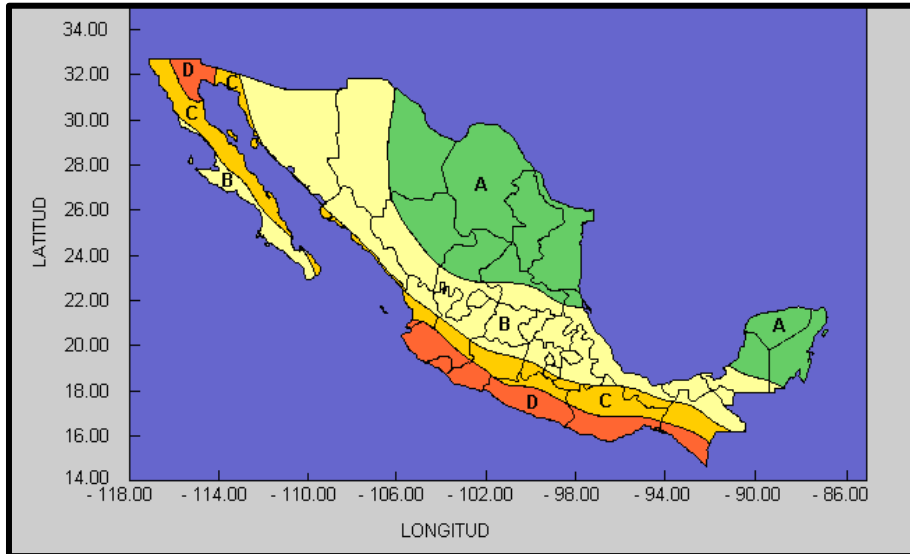


Figura 8. Zonificación sísmica CFE

4.3 GEOLOGÍA LOCAL

En este tramo la autopista corre casi en una recta, muy cerca de la costa a unos 60 msnm, dada la topografía se requirió de una serie de cortes menores que afectan un conjunto de lomeríos bajos e irregulares, así como de algunos terraplenes para ofrecer el nivel demandado por la vialidad. Estos lomeríos están constituidos por la secuencia del Cretácico superior, que se puede apreciar en los cortes mencionados y en algunas porciones de los arroyos cercanos; ya que, en general, se encuentra cubierta por una importante capa formada por depósitos de talud y derrubios.

Al acercarnos al km 93 se observan varios bloques grandes que debieron haberse desprendido de la porción elevada del talud -desde el borde de la meseta- por lo que constituyen enormes hummocks; estos grandes bloques están siendo atacados por la erosión y por otros deslizamientos más pequeños, por lo que eventualmente se podría alterar el equilibrio que alcanzaron una vez que deslizaron. En los acantilados costeros afloran las rocas suaves del Cretácico superior que acusan intenso desgaste por erosión y algunos deslizamientos menores.

La meseta basáltica aquí empieza a estar más cerca de la costa, se observa en su borde los cantiles que la caracterizan y debajo de ellos una zona muy erosionada conformada por depósitos de talud y otros derrubios que cubren casi totalmente la secuencia sedimentaria marina del Cretácico superior que se observa claramente, aunque afectada por intensa erosión, en la cabecera del arroyo más grande localizado al norte.

Al acercarnos al deslizamiento del km 93 observamos en el km 92+800 una falla en el pavimento que se abre cóncava hacia el SW, la cual coincide con la falla que originó el

deslizamiento del km 93, por lo que este sector se encuentra en riesgo importante al representar un fragmento próximo a fallar que ya presenta movimientos importantes.

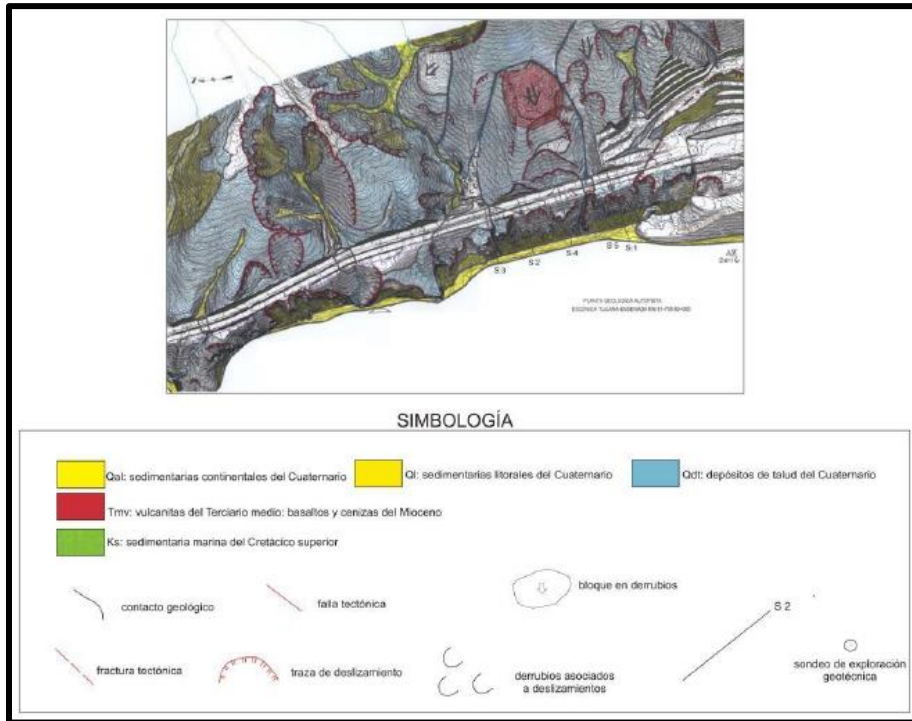


Figura 9. Geología local del KM 92+800

4.4 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN

En el km 92+800 se planteó la ejecución de 4 sondeos, distribuidos en puntos estratégicos del área de estudio, estos sondeos se realizaron mediante el sistema Wire Line, el cual permite extraer muestras de roca intactas y reduce el tiempo de maniobra mediante el uso del cable al interior de la tubería.

A continuación, se presenta la tabla con las coordenadas de ubicación de cada uno de los sondeos realizados, además de la profundidad a la que fueron hechos.

Tabla 3. Ubicación de los sondeos del km 92+800.

Sondeo	Coordenadas X	Coordenadas Y	Coordenadas Z	Profundidad
WL-1	523131	3534466	63.334	87 metros
WL-2	523157	3534547	68.464	80 metros
WL-3	523177	3534267	72.454	70 metros
WL-4	523151	3534267	66.244	30 metros

Para una mejor interpretación, en el plano de sondeos se muestra la ubicación de los sondeos en planta. (ver planos)

De cada uno de estos sondeos se obtuvieron muestras las cuales fueron preclasificadas en campo y posteriormente enviadas al laboratorio para que se realizaran pruebas de clasificación más específicas. De los sondeos realizados se obtuvo lo siguiente:

WL-1

- Boleos de conglomerado. presente desde la superficial hasta 3.00 m de profundidad, es un suelo bastante erosionable.
- Lutita. Desde 3.00 m hasta 11.00 m presenta un grado fracturamiento muy elevado con lentes carbonatados y de 11.00 m a 12.00 m es una lutita con arenisca.
- Arenisca. De 12.00 m hasta 61.50 m presenta alternancia de estratos de arenisca gris, arenisca con intercalaciones de lutita, arenisca gris fracturada y arenisca con lutita.
- Conglomerado. De 61.50 m hasta el final del sondeo se encontró un conglomerado de consistencia dura y sana.

WL-2

- Boleos empacados en arena. presente desde la superficial hasta 7.00 m de profundidad, es un suelo bastante erosionable.
- Lutita. Desde 7.00 m hasta 18.00 m presenta alternancia de estratos de lutita muy fracturada, lutita con intercalaciones de arenisca, lutita fracturada, lentes de lutita arcillosa húmeda y lutita con intercalaciones de arenisca.
- Arenisca. De 18.00 m hasta 40.00 m presenta alternancia de estratos de arenisca café y gris, arenisca café, arenisca gris y arenisca con intercalaciones de lutita.
- Conglomerado. De 40.00 m hasta 61.80 m se encontró un conglomerado de consistencia dura y sana.

WL-3

- Gravas basálticas y sedimentarias empacadas en arena. presente desde la superficial hasta 15.00 m de profundidad.
- Conglomerado. De 15.20 m hasta 17.00 m
- Arenisca. Desde 17.00 m hasta 20.00 m presenta una arenisca de grano medio.
- Limo. De 20.00 m hasta 28.00 m presenta alternancia de estratos de limo gris con arena y limo gris arenoso.
- Arenisca. De 28.00 m hasta el final de la perforación se encontró arenisca compacta con intercalaciones de lutita

WL-4

- Sin recuperación. Desde la superficial hasta 3.00 m de profundidad no se recuperó material.

- Depósito de talud. De 3.00 m hasta 4.50 m se encontró depósito de talud de clastos pequeños de 3 a 6 cm de diámetro, empacados en matriz arcillo-limosa, alterada y de color café claro.
- Sin recuperación. De 4.50 m hasta 7.50 m de profundidad no se recuperó material.
- Arena. De 7.50 m hasta 12.20 m se detectó arena de grano medio a grueso de color café oscuro en la zona húmeda y de color café claro en la zona seca, presenta alteraciones, en general tiene humedad moderada y contenido de gravas en un 10%.
- Gravas sub redondeadas. De 12.20 m hasta 13.80 m presenta gravas sub redondeadas sin recuperación de matriz.
- Arenisca. Desde 13.80 m hasta 15.50 m presenta una arenisca muy alterada, oxidación, deleznable al tacto, de grano medio a grueso y de color gris. En algunas partes se presenta arenisca limosa, de color amarillento.
- Conglomerado. De 15.50 m hasta 16.20 m el conglomerado presenta clastos que van de 2.5 a 5 cm, sub redondeados y sin recuperación de matriz.
- Arenisca. De 16.20 m hasta el final de la perforación presenta alternancia de estratos de arenisca de grano, arenisca con alto contenido de carbonatos, arenisca con gravas, arenisca altamente fracturada y arenisca de tamaño medio a grueso.

Los resultados obtenidos de cada sondeo se muestran en las estratigrafías finales en el área de anexos.

5 ESTUDIO GEOSÍSMICO

La prospección geofísica ha ganado un importante lugar para resolver diversos problemas asociados a definir las condiciones físicas y mecánicas de las estructuras geológicas del subsuelo; evaluar propiedades mecánicas de los materiales geológicos, ubicar cavidades o contactos verticales que puedan poner en peligro una obra civil, asegurar las inversiones económicas; reconocer zonas de rellenos, entre otros. En el área de la ingeniería civil, la prospección y las técnicas de prospección de mayor uso son: geoelectricidad, sismología, la gravimetría, la técnica del radar de penetración terrestre, y los registros geofísicos de pozos.

Los métodos geofísicos de exploración o métodos de prospección son técnicas que nos permiten conocer las propiedades físicas del subsuelo para diversas aplicaciones, tanto como la localización de agua subterránea, como el delineamiento de suelos contaminados e incluso para conocer la calidad de suelo para construcción.

Para este trabajo en especial se realizó el método geofísico de refracción sísmica para la caracterización del subsuelo, la cual mediante ondas elásticas que se propagan en el subsuelo y/o roca, se obtiene un modelo de velocidades de onda P, el cual se

determina con los arribos de onda de compresión (V_p) a los geófonos instalados en superficie.

5.1 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

5.1.1 REFRACCIÓN SÍSMICA

Se llevó a cabo un estudio de prospección geofísica del subsuelo utilizando el método sísmico de refracción con el objetivo de determinar los modelos de Velocidad de propagación de onda P (ondas primarias o longitudinales) en diez tramos a lo largo de la carretera escénica Tijuana-Ensenada Km 92+800.

El terreno explorado cubre diez segmentos o tendidos a lo largo del área comprendida en el kilómetro 92+800, que a su vez forman una línea de exploración de 500 metros. A continuación, se presenta una tabla con las longitudes de los tendidos.

Tabla 4. Longitudes de Tendidos en Exploración Geofísica Km 92+800.

TENDIDO	LONGITUD (Metros)
1	30
2	60
3	50
4	60
5	50
6	60
7	50
8	60
9	60
10	20



Figura 10. TSR del KM 92+800

Se requirió conocer la distribución de los materiales en el subsuelo dentro de los primeros 35 metros de profundidad a través de los modelos de propagación de ondas sísmicas primarias (P), a lo largo de perfiles de interés trazados según el diseño de la exploración, el método de obtención fue el Método sísmico en las modalidades de refracción sísmica, cuya finalidad es determinar la velocidad de propagación de ondas de sonido (Onda P) en el subsuelo a lo largo de un perfil o tendido de refracción (TSR).

De la información procesada e interpretada de los diez tendidos de refracción sísmica realizados, se generaron nueve perfiles de velocidad de onda P, configurados dentro del mismo rango de velocidades permitiendo una mejor comparación entre ellos. Los tendidos continuos de sísmica de refracción se hicieron a longitudes variables, con 12 sensores separados 5 metros, utilizando 7 fuentes, una central y seis en los extremos.

5.1.2 RESULTADOS

Mediante esto se identificaron diversas capas con rangos de velocidad de propagación de onda P diferentes, como se describe a continuación:

Perfil Tendido de 500 m en el Km 92 que consta de 10 segmentos se determinaron 3 capas que se describen a continuación.

- De 200 a 1500 m/s

Rango de velocidades asociado a materiales sedimentarios sueltos constituidos por la cubierta superficial de depósitos aluviales y material de relleno.

- De 1200 a 2200 m/s

Rango de velocidades asociado a rocas sedimentarias semicompactas (lutitas, limonitas y areniscas), posiblemente fracturadas y alteradas.

- De 2200 a 4400 m/s

Rango de velocidades asociado a rocas sedimentarias compactas, conglomerado, lutitas y areniscas.

Esta Línea tiene una longitud de 500 metros se localiza entre los puntos de referencia L2-01 a L2-96, se ubica a la altura del Km 92+500, como se indica en la figura 10.

Presentan un rango de velocidad de onda P entre 200 a 4400 m/s, desde la superficie hasta una profundidad máxima explorada de 35 metros, identificándose los rangos de velocidad descritos anteriormente.

Presenta un espesor máximo de suelo aluvial y materiales sedimentarios sueltos de 35 metros (capa A); el mayor espesor se localiza a 160 metros del punto L2-01. El espesor promedio de esta capa es de 10 metros, distribuida como se muestra en la figura.

Se presenta una segunda capa (B) con velocidades entre 1200 a 2200 m/seg a lo largo de todo el perfil con un espesor variable en un rango entre 8 a 15 metros y a una profundidad promedio de 10 metros, esta capa asociada a la presencia de rocas sedimentarias semi-compactas, constituidas por areniscas, limonitas y lutitas.

La tercera capa se identifica en los primeros metros del perfil desde el inicio hasta la marca L2-24 con un rango de velocidades altas entre 2200 a 4400 m/seg a una profundidad promedio de 20 metros, asociado a la presencia de rocas sedimentarias compactas, constituidas por areniscas, lutitas y conglomerados.

La zona donde se localiza el mayor espesor de la Unidad A, existe un contacto lateral casi vertical a la altura de la posición L2-36 asociada a la presencia de una zona de falla normal que afecta a las unidades litológicas y que ha generado esta zona de mayor relleno de material sedimentario suelto y de baja velocidad de propagación de onda P.

En la figura, se muestra el modelo de velocidad de onda P. En la parte superior se encuentra el modelo de distribución de velocidades de onda P y en la parte inferior está el modelo de velocidades interpretado.

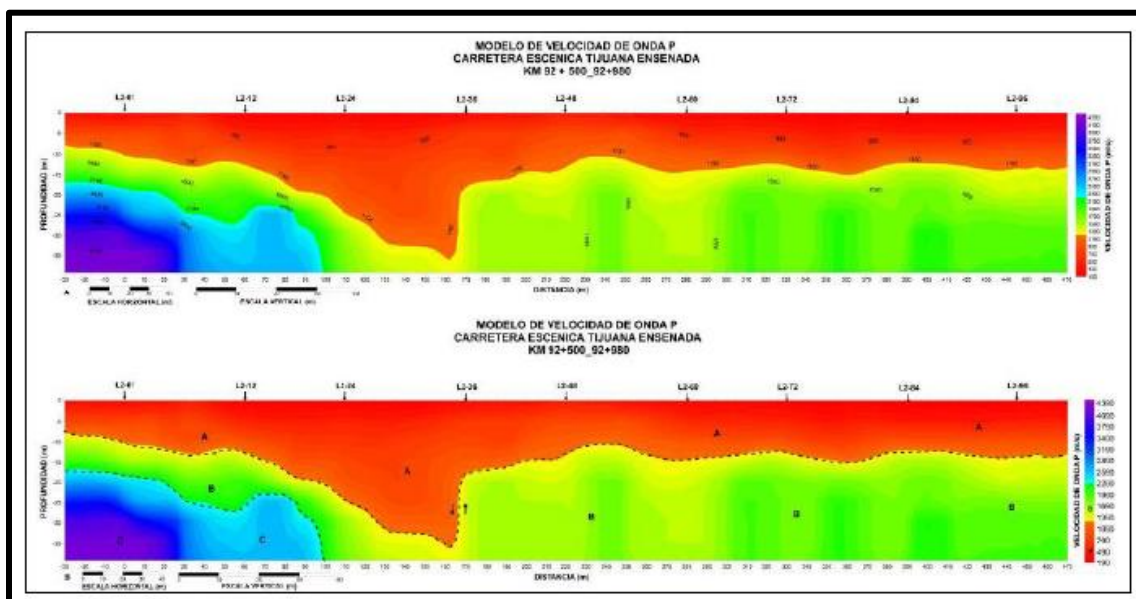


Figura 11. Modelo de velocidad de propagación de onda KM 92+800.

6 GENERALIDADES DEL PROBLEMA

Con la presencia de acantilados de aproximadamente 60 m de altura. Los cantiles de esta zona están conformados por lutita relativamente sana 250 m aproximadamente hacia la ladera, pero conforme baja hacia la costa, esta lutita se ve fracturada y aunado a la acción química y física del ambiente, sumándole la falla existente provocan intemperismo que genera inestabilidades en el sitio.

Entre estos dos sitios se encuentra el km 92+800, el cual recientemente ha presentado problemas de agrietamientos los cuales comprometen la estabilidad global del corte, por lo que durante su historia se han realizado renivelaciones constantes, sin embargo, estos trabajos siguen siendo insuficientes para asegurar la estabilidad a largo plazo del sitio.

Adicionalmente, la instrumentación instalada (inclinómetros) refleja desplazamientos a una elevación inferior a las zonas inestables actuales, acusando una zona donde la inestabilidad pudiera generarse en el mediano plazo, en el periodo de medición se han registrado de 0.10 a 0.70 mm/mes, que en el último periodo pareciera que se incrementa ligeramente.

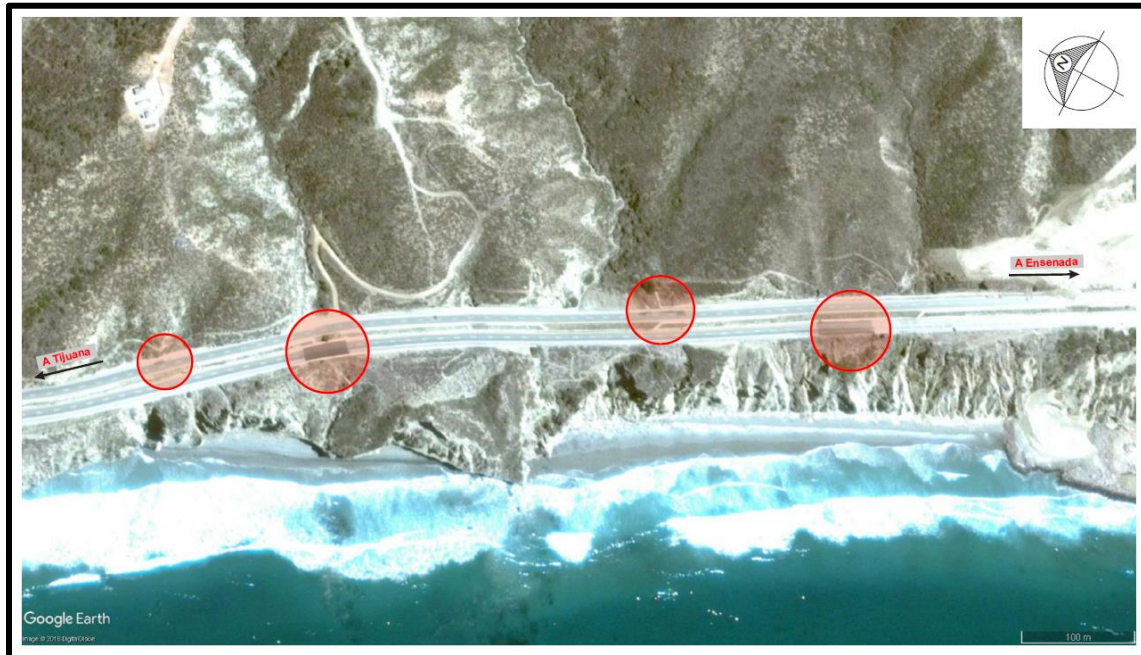


Figura 12. Grietas y renivelaciones Históricas en Km 92+800.

7 MÉTODO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

7.1 INTRODUCCIÓN

Es práctica común definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas. En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, los cuales adelante se comentarán.

7.2 EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere

información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Tabla 5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer(1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
MorgensternyPrice (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Sarma(1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al cortante}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie (Tabla 1).

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencia al cortante}}{\sum \text{Esfuerzo al cortante}}$$

7.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

A continuación, se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

7.3.1 Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 13):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

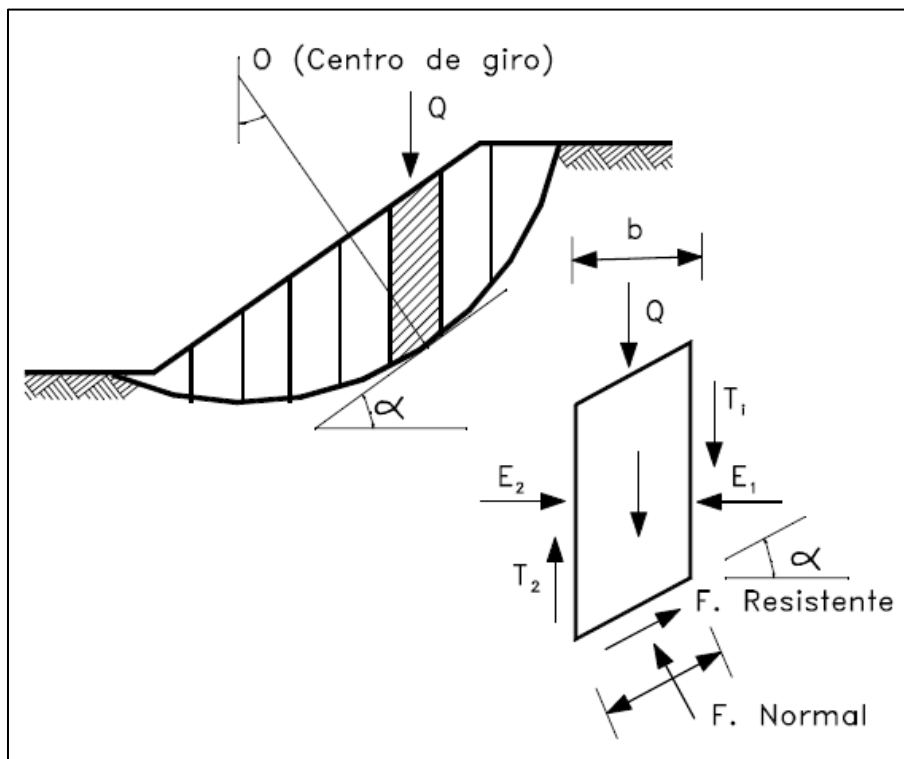


Figura 13. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

El método de Fellenius calcula el Factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\Sigma [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\Sigma W \sin \alpha}$$

α = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la tajada

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

7.3.2 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \Sigma \frac{[C' b + (W - ub) \tan \phi' / ma]}{\Sigma W \sin \alpha}$$

Donde:

$$ma = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F.S.} \right)$$

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

7.3.3 Método de Janbú

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_0 \Sigma \left\{ [c' b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha m a} \right\}}{\Sigma (W \tan \alpha)}$$

Donde f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 14).

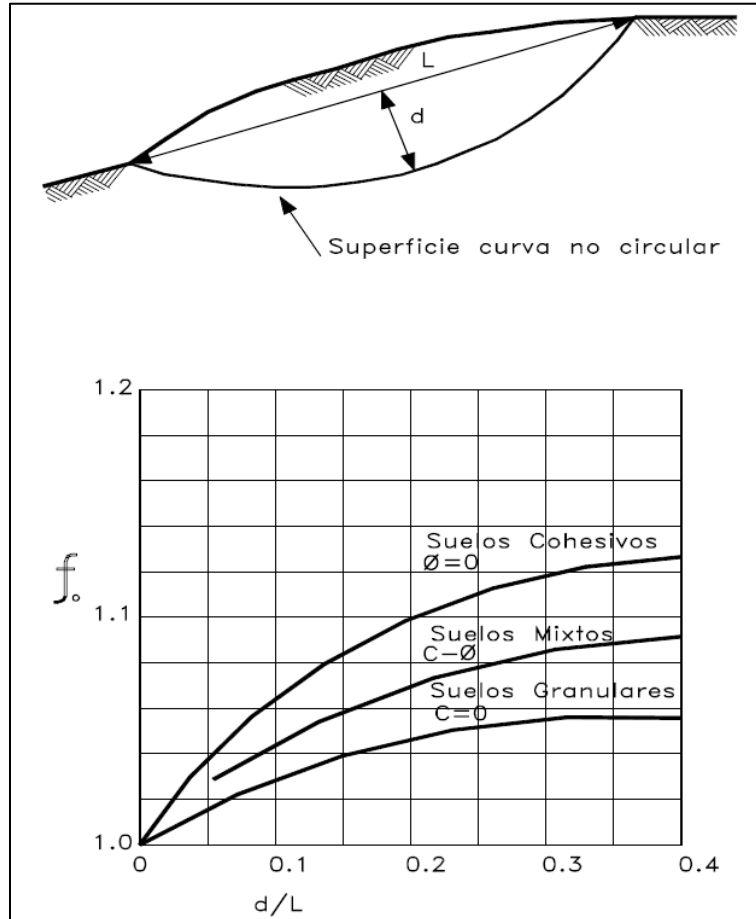


Figura 14. Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.

8 INSTRUMENTACIÓN COMO MEDIO DE MONITOREO

8.1 INTRODUCCIÓN.

La instrumentación geotécnica abarca una gran cantidad de instrumentos de distinta clase y con distintas variantes, que posibilita su utilización y adaptación en todo tipo de construcciones e infraestructuras.

El objetivo de cualquier responsable de instrumentación es saber seleccionar los equipos que mejor se adapten a la obra, y de los que pueda obtener una mayor información de manera que se afecte lo menos posible a los trabajos que se están llevando a cabo.

No en todas las obras de un mismo tipo se utilizarán los mismos dispositivos, puesto que dependerá de varios factores, y al mismo tiempo, estos no tienen la exclusividad de ser utilizados en los trabajos de una misma naturaleza.

Existen diversos equipos y versiones, pero se pueden clasificar debido en función de las variables que pueden medir:

- Inclinación
- Extensión
- Juntas, grietas y fisuras
- Carga
- Presión
- Asientos
- Deformaciones
- Temperatura
- Inclinación puntual
- Agua

8.2 INSTRUMENTACIÓN UTILIZADA

Se tienen instalados cuatro (9) inclinómetros de profundidades entre los 30 y 80 metros, ubicados dentro de las trazas de fallas, en el mismo barreno donde se realizaron los sondeos para poder correlacionar los movimientos que se detecten con la información geológica y estratigráfica. Además, se encuentran tres (3) tubos de observación de 60, y 61 metros respectivamente, además se instaló un (1) piezómetro de 45 metros de profundidad y se pusieron cinco (5) puntos de control en la zona. A continuación, se presenta la tabla con coordenadas de la instrumentación. En el anexo se presenta la ubicación y las mediciones obtenidas de estos instrumentos.

Tabla 6. Ubicación de la instrumentación colocada en el km 92+800

Sondeo	Coordenadas X	Coordenadas Y	Coordenadas Z	Profundidad
INC-01	523157	3534547	71.00	80
INC-02	523131	3534463	65.00	59
INC-03	523151	3534266	71.00	70
INC-04	523151	3534387	71.00	31
INC-M1	523158	334396	66.00	5150
INC-19-01	523195	3534191	77.00	36.05
INC-S2	523204	3534296	70.00	50
INC-S4	523184	3534373	73.00	50
INC-S5	523142	3534424	6.00	60
TO-01	523153	3534547	69.00	60
TO-02	523131	3534467	65.00	61
TO-21-01	523196	3534339	69.00	60
PZM-01	523152	3534549	69.00	45

En el plano de instrumentación se muestran en planta los inclinómetros, tubos de observación y piezómetros realizados. (ver planos)

De los resultados presentados en los inclinómetros se detectó una anomalía entre 47.00 y 54.00 m de profundidad en los inclinómetros Inc-01 e Inc-02, los cuales presentan movimientos de 3 mm hasta 30 mm, por lo que esto puede anticipar como una posible falla la cual pueda comprometer la estabilidad global del talud. (ver Anexo A)

Así mismo, con los piezómetros y tubos de observaciones se determinó un nivel freático a una profundidad entre 8.00 y 13.00 m desde la superficie.

Con base en lo anterior, se presenta en la figura 15 la dirección de las superficies de fallas presentes en el talud, así como el NAF medido en campo.

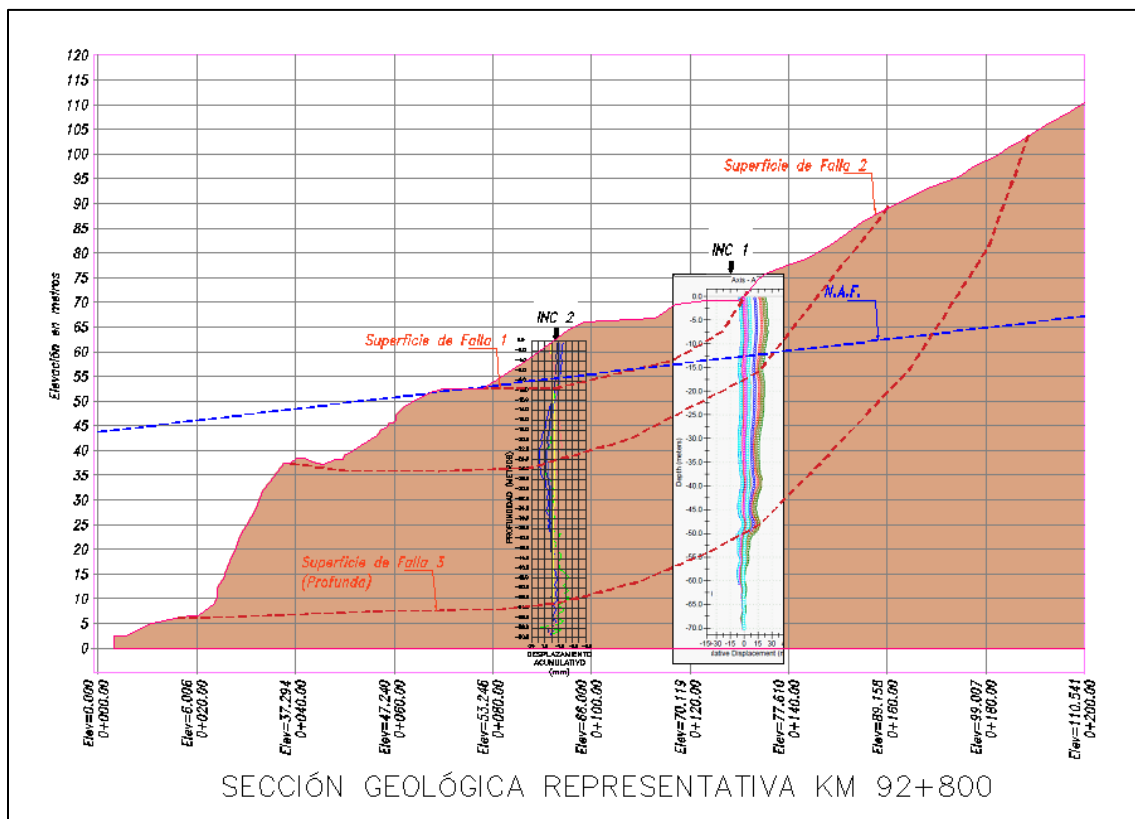


Figura 15. inclinómetro 01 y 02.

9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

9.1 MODELO GEOTECNICO

Partiendo de la información obtenida en campo que se menciona en capítulos anteriores, se dedujeron los espesores de las unidades litológicas y los parámetros de diseño de los materiales, además el análisis partirá de la hipótesis que las capas son uniformes y las condiciones son las más desfavorables.

Con base a la información proporcionada por el proyectista se identificaron 3 unidades litológicas: Terraplén, Lutitas con intercalaciones de areniscas y arenisca, distribuidos como se presenta en la figura 16.

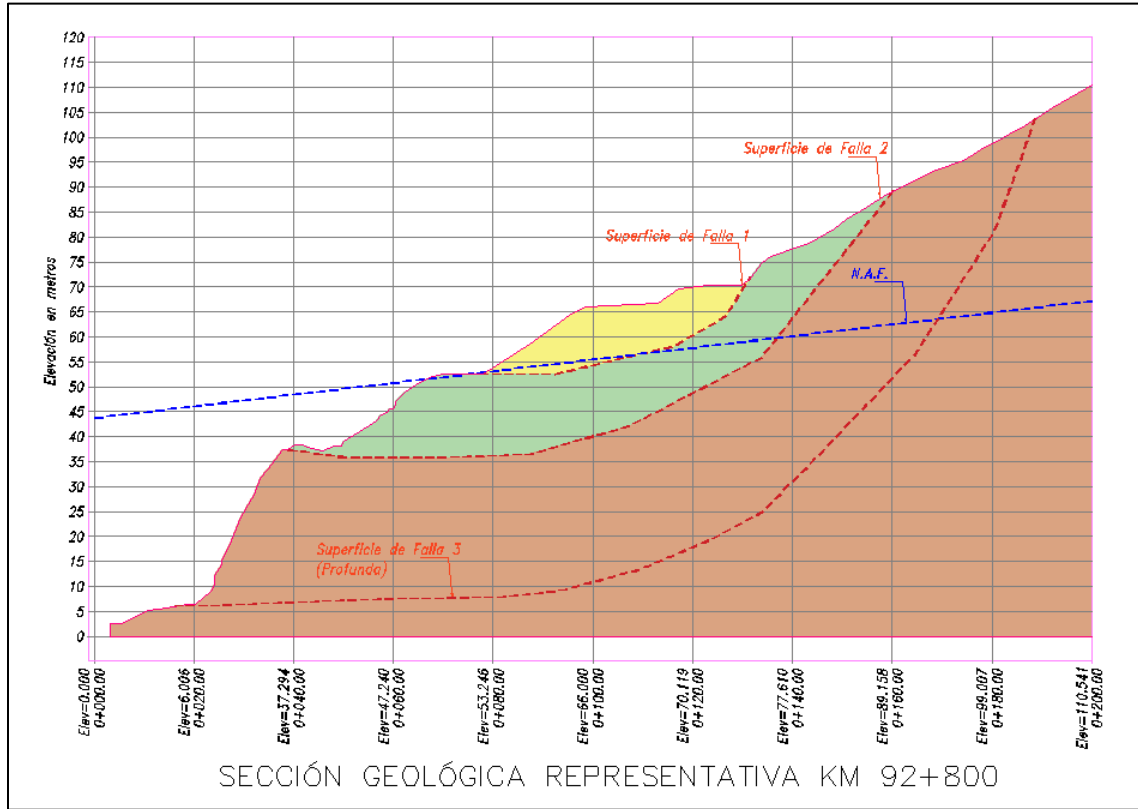


Figura 16. Modelo geotécnico.

Se determinaron los parámetros de diseño correspondientes para cada unidad, obtenidos de las pruebas de laboratorio principalmente de las compresiones simples y Triaxiales UU, ya que son las que se consideraron representativas para el análisis. Para los análisis de estabilidad realizados, se utilizaron los parámetros mecánicos más desfavorables que se registraron, los cuales se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Parámetros de Diseño

Unidad	Peso Volumétrico (KN/m ³)	Modelo Constitutivo	Cohesión (KN/m ²)	Angulo de fricción (°)	UCS
Terraplén	17.59	Mohor-Coulomb	10	25	-
Lutitas/areniscas	20.36	Gen Hoek-Brown	-	-	33.86
Areniscas	25.23	Gen Hoek-Brown	-	-	331.95

9.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los análisis de estabilidad para el cálculo del Factor de Seguridad (F.S) se hicieron mediante el programa Slide2, para el análisis de estabilidad se analizó la sección representativa denominada como crítica, analizándose tres superficies de falla bajo las condiciones: estáticas, hidrostática y sísmicas, siendo la superficie de falla profunda la de interés.

El programa se basa en las teorías de equilibrio límite, que consideran una superficie crítica a partir de una superficie determinada por un punto concéntrico que representa la condición de un posible deslizamiento. Este método tiene diversas variantes de acuerdo con los autores que han propuesto diferentes metodologías. Para este análisis se calcularon los FS por los autores; Fellenius, Bishop Modificado (1955) y Janbú (1973). Cabe mencionar que en el programa se pueden modelar diferentes modos de rotura o falla dependiendo del tipo de superficie y características propias del material a analizar. En general se cree que este software solo realiza análisis para superficies circulares, pero esto depende básicamente de la programación de análisis que determine el y la configuración propia que establezca el usuario.

En particular para este corte se estableció la traza de falla que se detectó con los inclinómetros instalados.

9.2.1 Condiciones Estáticas

En primera instancia se evaluó la estabilidad general del cuerpo del corte en las secciones representativas, utilizando el programa Slide 2D. El programa se basa en teorías de equilibrio límite, para evaluar un gran número de superficies creadas mediante diferentes métodos de búsqueda, y encontrar la superficie más crítica, que represente un posible deslizamiento. En este tipo de análisis la superficie se discretiza en un número finito de dovelas y calcula la relación de las fuerzas y/o momentos resistentes entre actuantes, generados por peso propio, a esta relación se le denomina Factor de Seguridad. Los criterios para definir el equilibrio del mecanismo han sido propuestos por varios autores, para este análisis se consideraron los establecidos por Fellenius, Bishop Modificado y Janbú que evalúan el equilibrio tanto de fuerzas como momentos, además de que consideran la interacción entre dovelas.

9.2.2 Condición Hidrostática

Con base en la instrumentación colocada en el sitio (piezómetros y tubos de observación) se definió un nivel freático a lo largo de la sección representativa el cual está a una profundidad de entre 18.00 y 23.00 m desde la superficie.

9.2.3 Condición Sísmica

Para tomar en cuenta las fuerzas de inercia que pueden actuar en el mecanismo de falla, provocadas por las aceleraciones del terreno bajo la acción de un sismo, se utilizó

el método pseudoestático en donde las fuerzas sísmicas (horizontal y vertical) se asumen como proporcionales al peso de la masa deslizante por los coeficientes sísmicos k_h y k_v , (convencionalmente k_v se considera igual a cero) expresados en términos de la aceleración que actúa bajo la masa.

La magnitud de dichas fuerzas inerciales debe representar la naturaleza de las fuerzas sísmicas, mismas que dependen, de las condiciones de peligro sísmico de la región. De acuerdo con la zonificación para el riesgo sísmico de la República Mexicana preparada por la CFE, el corte estudiado se encuentra la zona sísmica C, correspondiente a una región de peligro moderado, en la que se pueden presentar aceleraciones horizontales de 0.428 a consecuencia de eventos sísmicos. No obstante, para $k_h \geq 0.4$, el método da resultados bastante conservadores, lo cual resulta con soluciones antieconómicas.

Según el criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984), el coeficiente sísmico horizontal, está dado por:

$$k_h = \frac{c}{2}$$

Donde:

a_0 es la aceleración máxima del terreno en roca para el nivel de diseño en cuestión, normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad

De manera que el coeficiente sísmico horizontal resultante a utilizar en los análisis pseudoestáticos será:

$$k_h = \frac{0.42}{2} = 0.21$$

9.3 CONDICIONES INICIALES

Se llevó a cabo un análisis de estabilidad en las superficies de falla de interés, en las que estas superficies no representan actualmente un riesgo inminente de inestabilidad, se obtuvieron los siguientes factores de seguridad:

Tabla 8. Factores de Seguridad Estado Actual

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTATICA	1.944	1.674	3.711
HIDROSTATICA	1.866	1.406	3.203
SISMICA	1.121	1.043	2.431

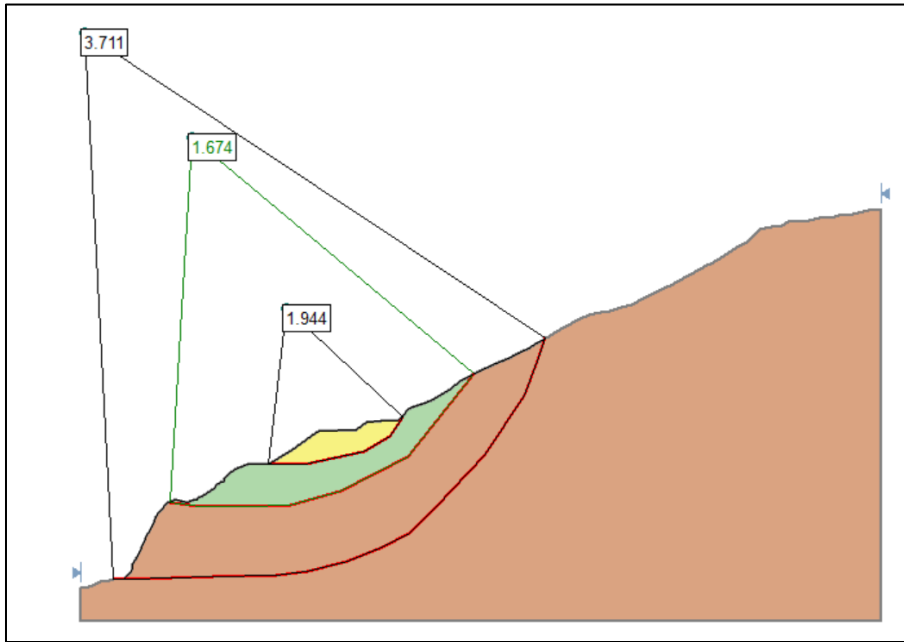


Figura 17. Análisis Estático.

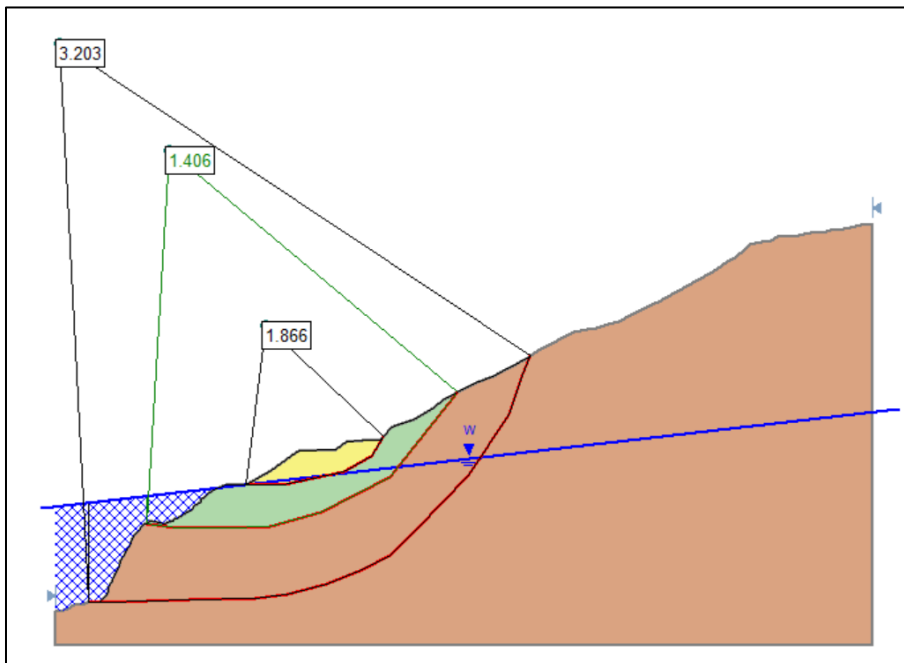


Figura 18. Análisis Hidrostático.

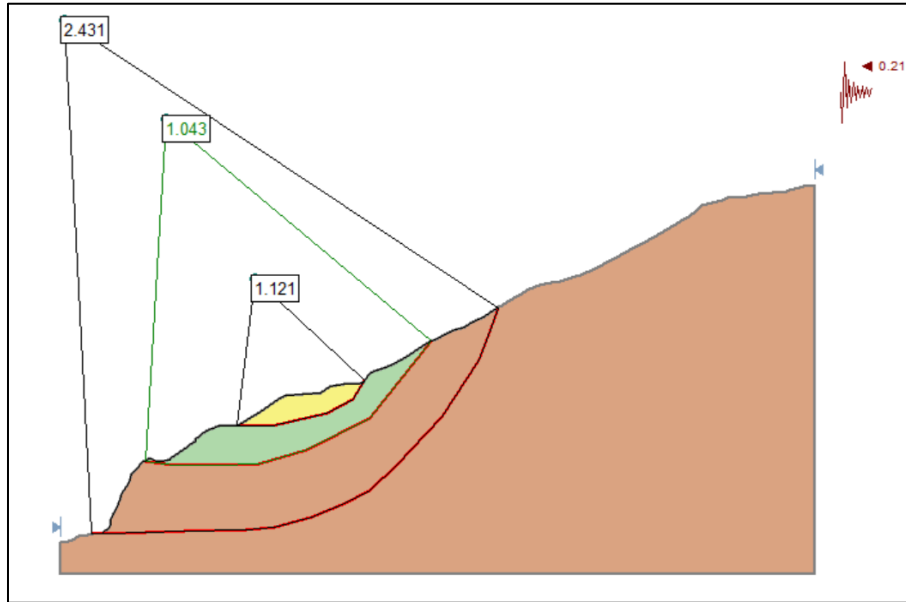


Figura 19. Análisis Sísmico.

Por otra parte, se realizó un análisis en el que las superficies de falla pueden presentar un peligro a la estabilidad y que estas estén activas, debido a agentes erosivos combinado con los desplazamientos que se presentan en la zona de estudio. De este análisis se obtuvieron los siguientes factores de seguridad:

Tabla 9. Factores de Seguridad Superficies de Falla Activas

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	1.944	1.491	1.277
HIDROSTÁTICA	1.866	1.131	0.987
SISMICA	1.12	0.919	0.83

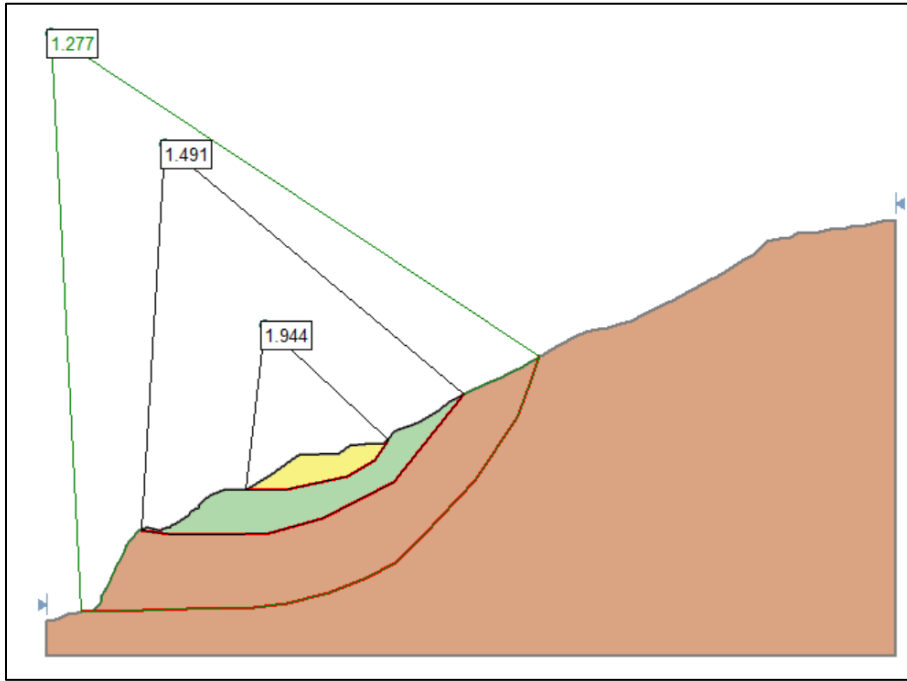


Figura 20. Análisis Estático.

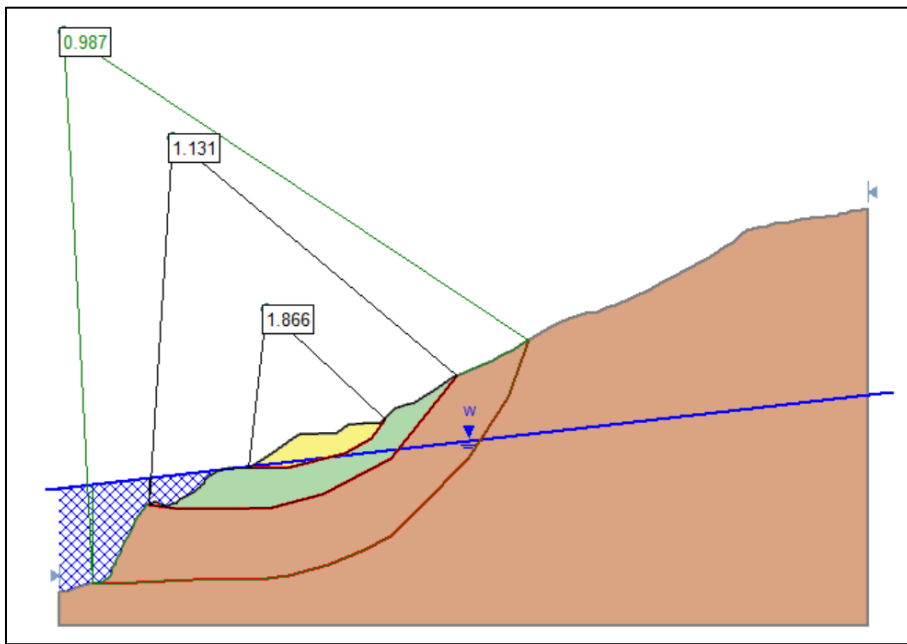


Figura 21. Análisis Hidrostático.

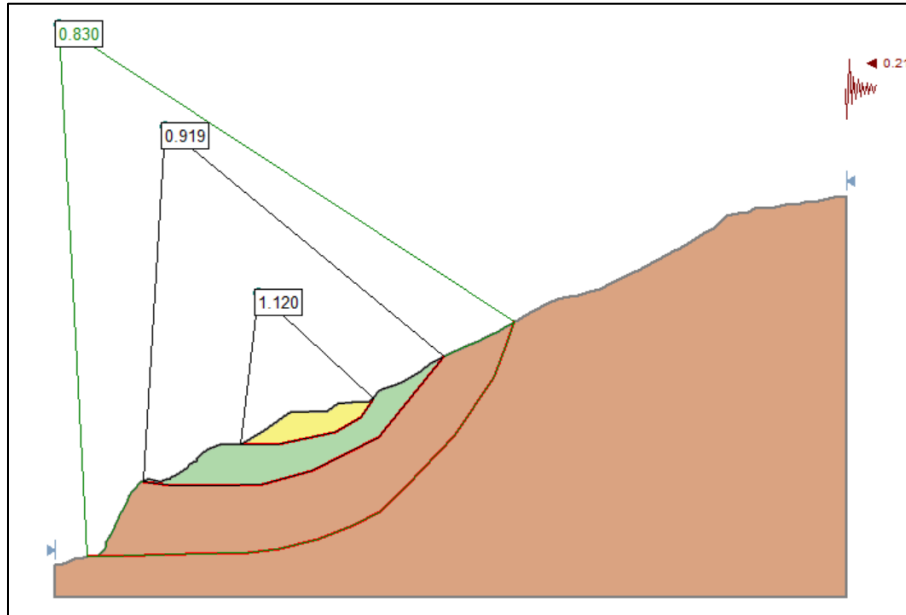


Figura 22. Análisis Sísmico.

Con base en los resultados obtenidos con el análisis de estabilidad con las superficies de falla activas se determina que es necesario aplicar algún sistema de estabilización que asegure la estabilidad con factores de seguridad mayores a los que se presentan a continuación.

Tabla 10. Factores de Seguridad Mínimos

CONDICIÓN	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	2.0
HIDROSTÁTICA	1.8
SÍSMICA	1.4

9.4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Después de revisar los análisis mostrados en el apartado anterior, es posible definir qué acción es necesaria realizar para disminuir las fuerzas desestabilizadoras para cada uno de los mecanismos considerados.

Las soluciones para atender la inestabilidad de este tipo de estructuras se dividen en generalmente en soluciones pasivas y activas. La primera de ellas se enfoca principalmente en disminuir o evitar la acción de las fuerzas actuantes en el mecanismo (abatimiento del talud, colocación de drenes, ej.), y la segunda consiste en añadir al mecanismo fuerzas resistentes (colocación de anclas, construcción de elementos de contención o rellenos, etc.).

Con base en lo anterior se procede a realizar el análisis con diferentes alternativas de solución:

9.4.1 Alternativa 1

Se propone la colocación de anclas de tensión, en un primer bloque se proponen 8 líneas de anclas de tensión con una longitud de 75.0 m y un ángulo de 20° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 120 toneladas, y finalmente se propone un segundo bloque de 10 líneas de anclas de tensión con una longitud de 45.0 m y un ángulo de 20° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 120 toneladas.

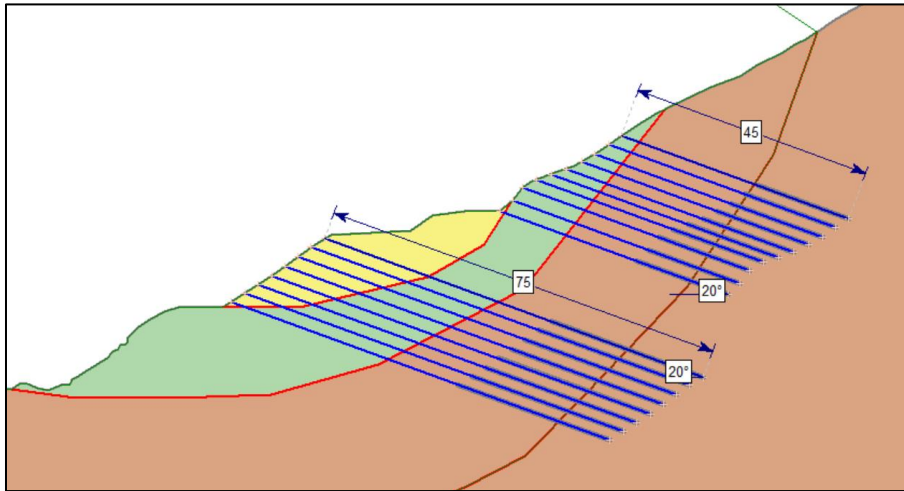


Figura 23. Esquema de Anclas de Tensión.

Tabla 11. Factores de Seguridad con Anclas de Tensión

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	--	18.345	1.627
HIDROSTÁTICA	--	30.086	1.339
SISMICA	--	3.09	1.005

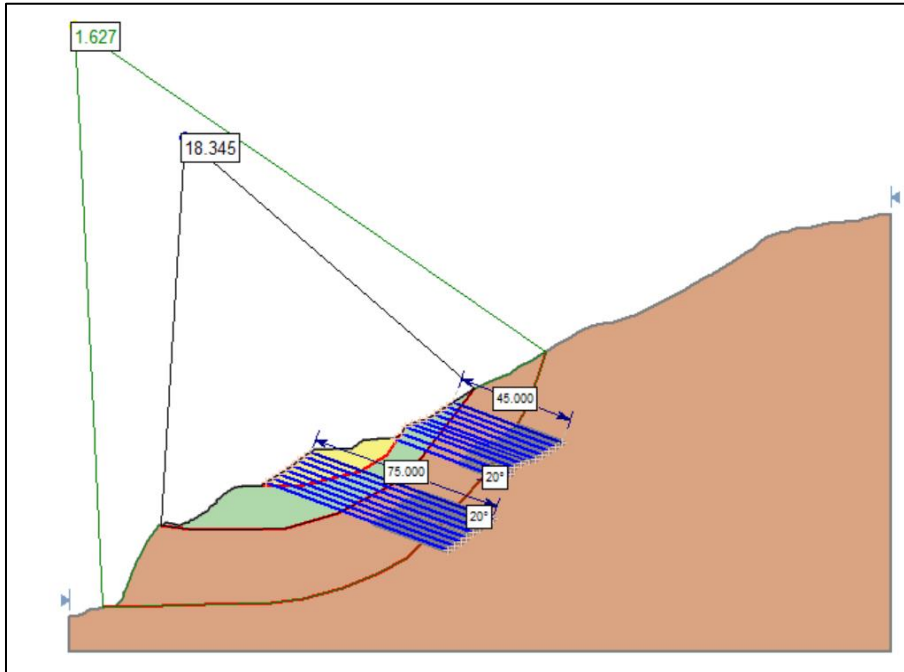


Figura 24. Análisis Estático.

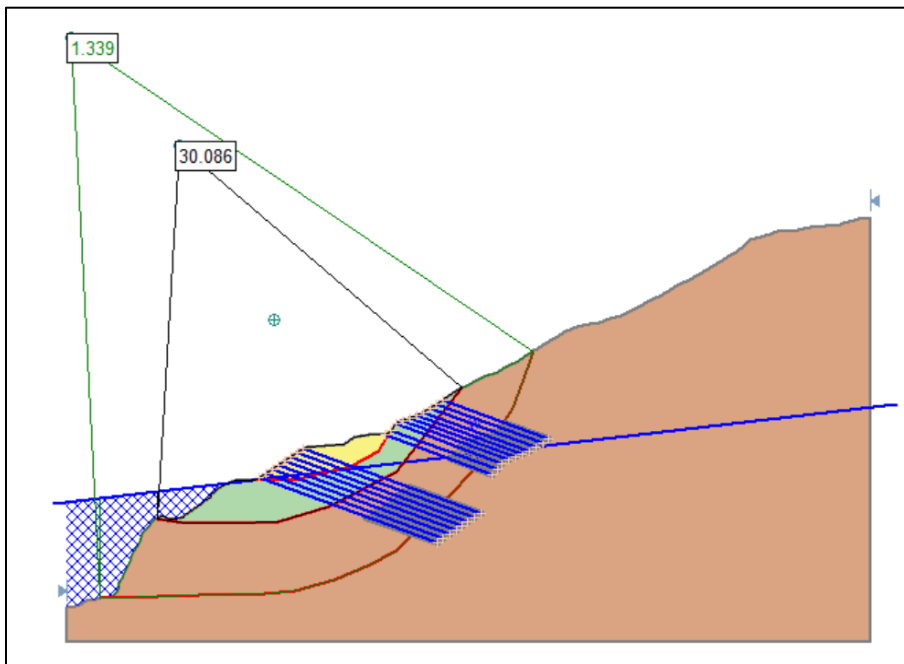


Figura 25. Análisis Hidrostático.

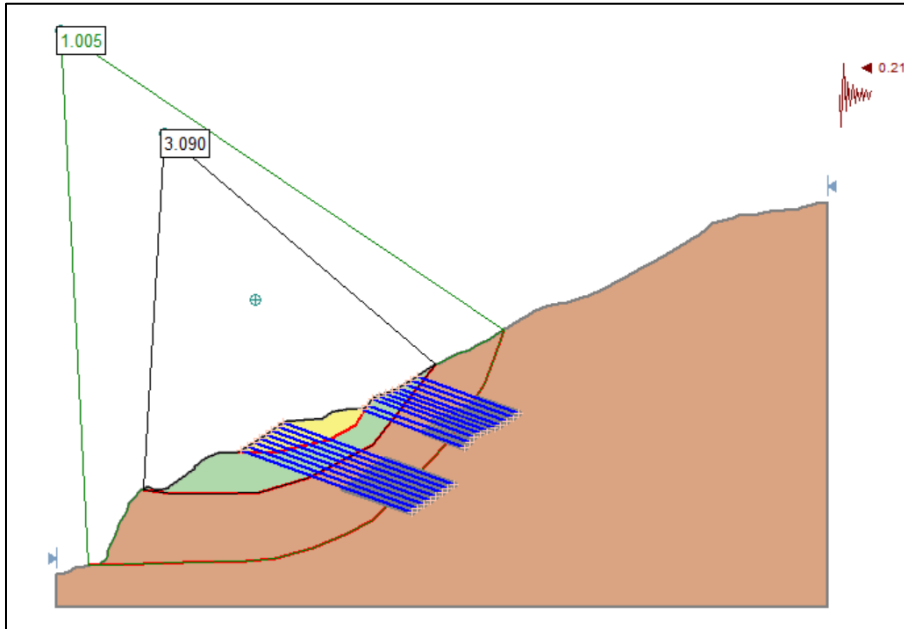


Figura 26. Análisis Sísmico.

9.4.2 Alternativa 2

Con la finalidad de disminuir el volumen que genere la inestabilidad, se propone el abatimiento del talud en la parte superior generando una banqueta de 9.0 m al costado de la vialidad y posteriormente un talud de 10 m de alto 56° generando una berma de 12.0 m de ancho, continuando con un talud de 14.0 m de alto a 45° generando una berma de 12.0 de ancho y finalmente un talud a 33° que remate con el terreno natural.

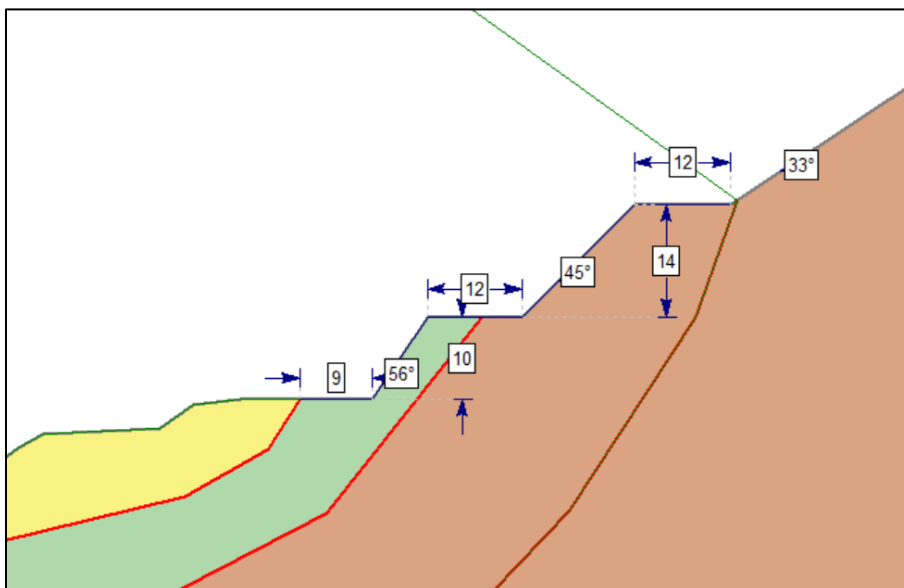


Figura 27. Esquema de Abatimiento.

Tabla 12. Factores de Seguridad con Abatimiento

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	1.946	1.642	1.344
HIDROSTÁTICA	1.867	1.231	1.035
SISMICA	1.121	0.979	0.86

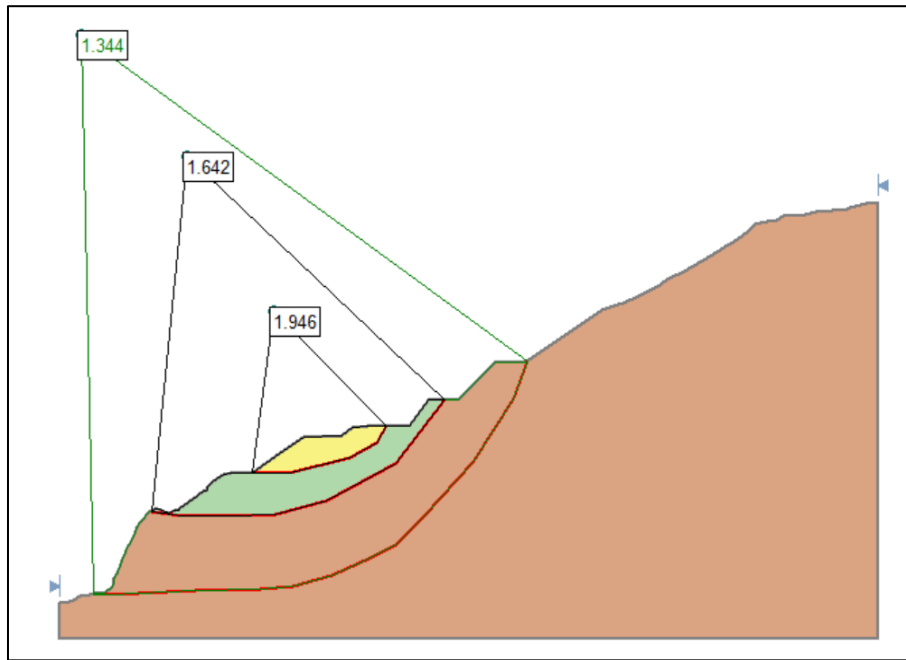


Figura 28. Análisis Estático.

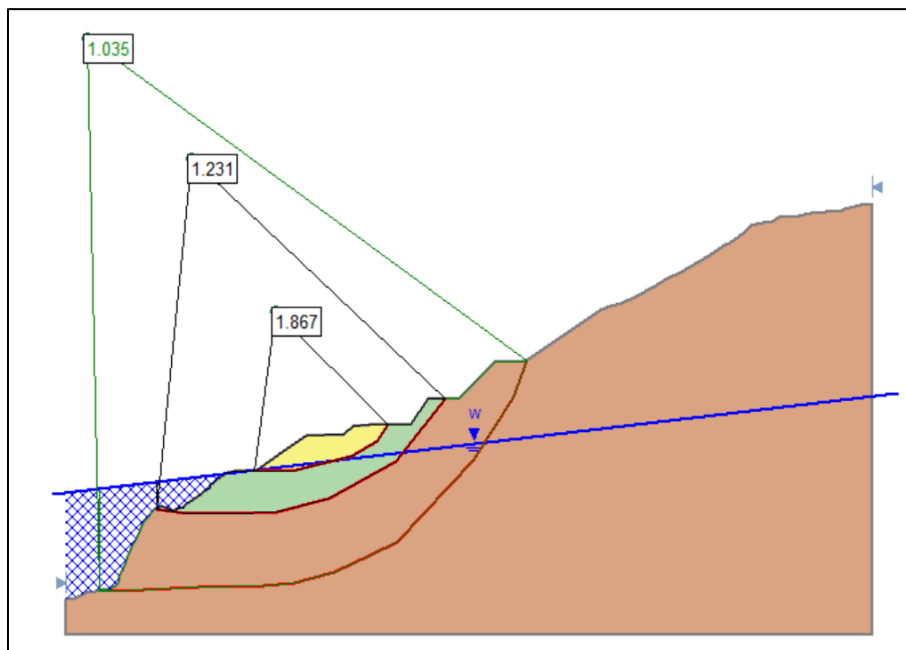


Figura 29. Análisis Hidrostático.

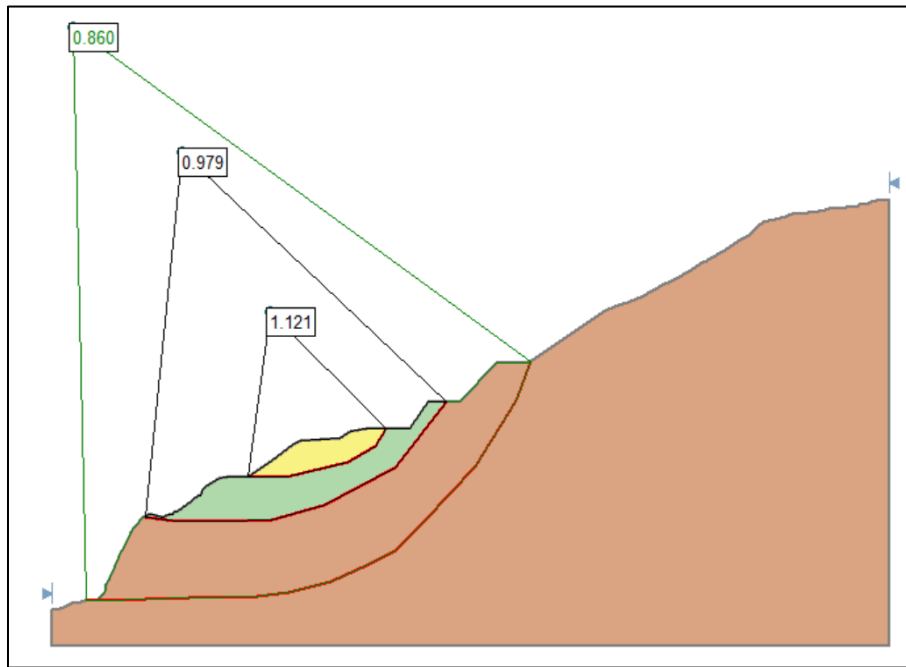


Figura 30. Análisis Sísmico.

9.4.3 Alternativa 3

Con la finalidad de disminuir el volumen que genere la inestabilidad, se propone el abatimiento del talud en la parte superior generando una banqueteta de 9.0 m al costado de la vialidad y posteriormente un talud de 10 m de alto 56° generando una berma de 12.0 m de ancho, continuando con un talud de 14.0 m de alto a 45° generando una berma de 12.0 de ancho y finalmente un talud a 33° que remate con el terreno natural.

Se combinará con la colocación de anclas de tensión, en un primer bloque se proponen 8 líneas de anclas de tensión con una longitud de 75.0 m y un ángulo de 20° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 120 toneladas, y finalmente se propone un segundo bloque de 5 líneas de anclas de tensión con una longitud de 35.0 m y un ángulo de 20° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 120 toneladas.

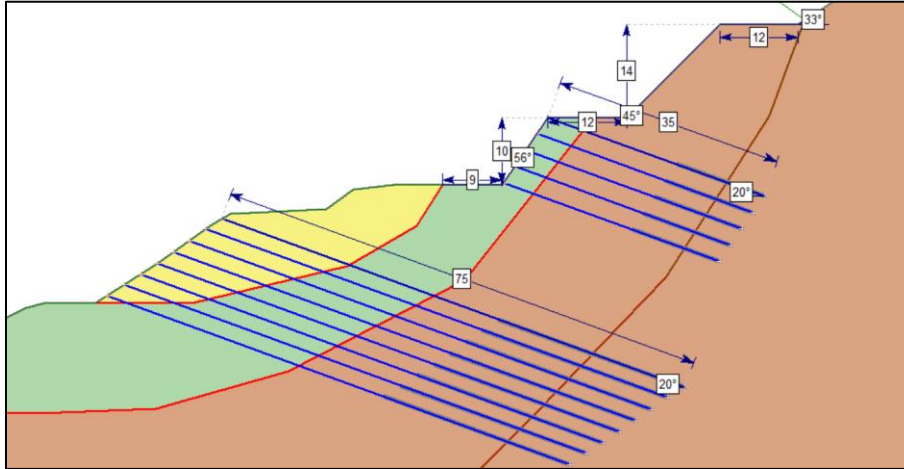


Figura 31. Esquema de Abatimiento y Anclas de tensión.

Tabla 13. Factores de Seguridad con Abatimiento y Anclas de Tensión

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	--	12.385	1.633
HIDROSTÁTICA	--	16.034	1.325
SISMICA	--	2.646	1

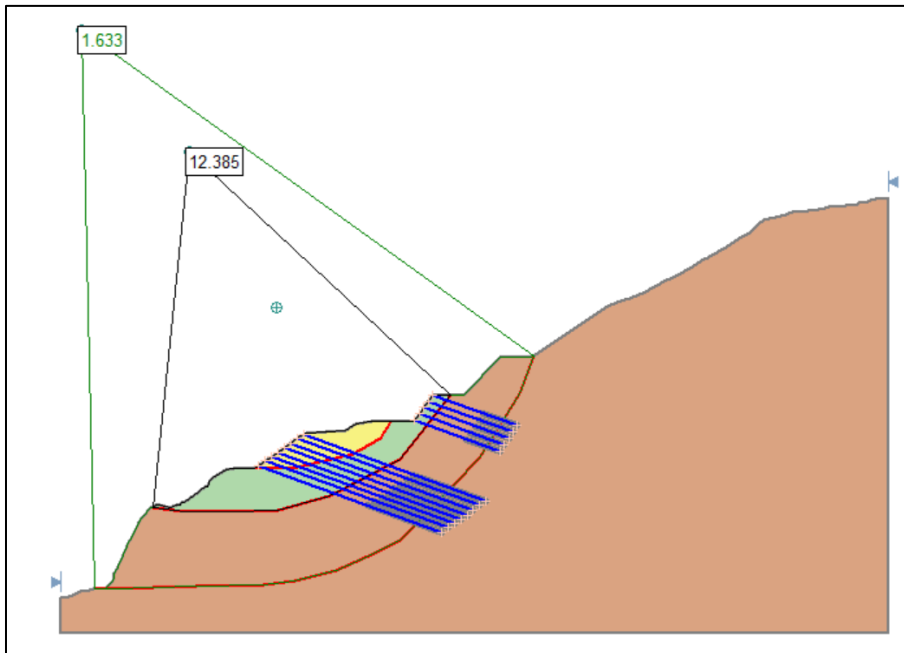


Figura 32. Análisis Estático.

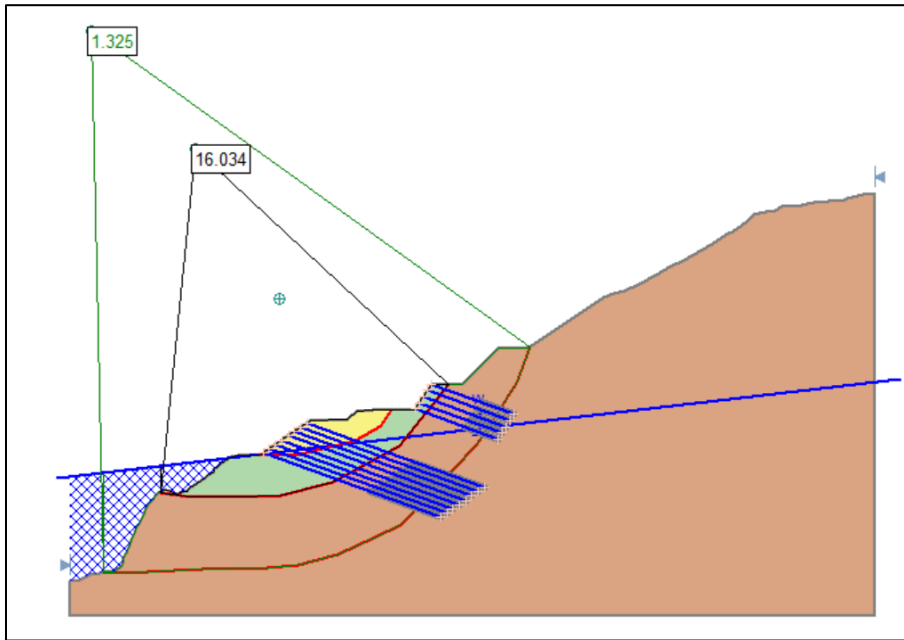


Figura 33. Análisis Hidrostático.

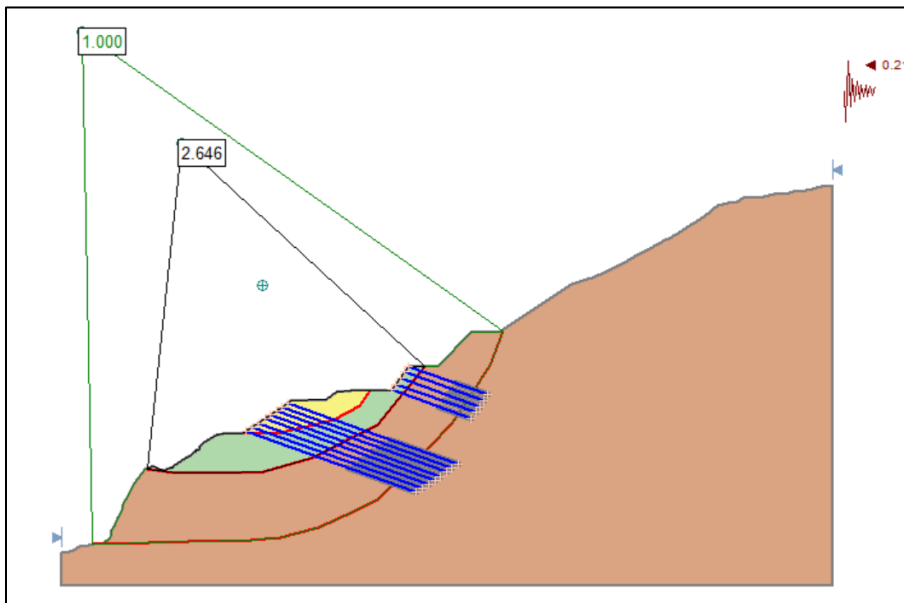


Figura 34. Análisis Sísmico.

9.4.4 Alternativa 4

Se propone la implementación de un sistema de pilas de cortante de 1.50 de diámetro y 45.0 m de profundidad, también, se debe realizar un despalmen del terreno para dejarlo al mismo nivel y la realización de un talud a 59° que remate con el terreno natural.

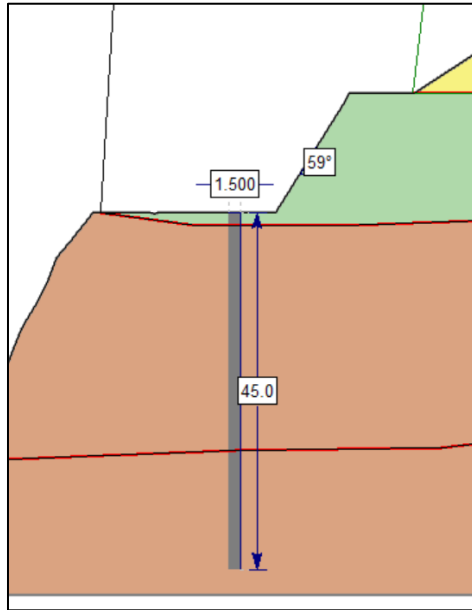


Figura 35. Esquema de Pilas de Cortante.

Tabla 14. Factores de Seguridad con Pilas de Cortante

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	1.944	4.601	1.967
HIDROSTÁTICA	1.866	4.502	1.771
SISMICA	1.12	3.078	1.327

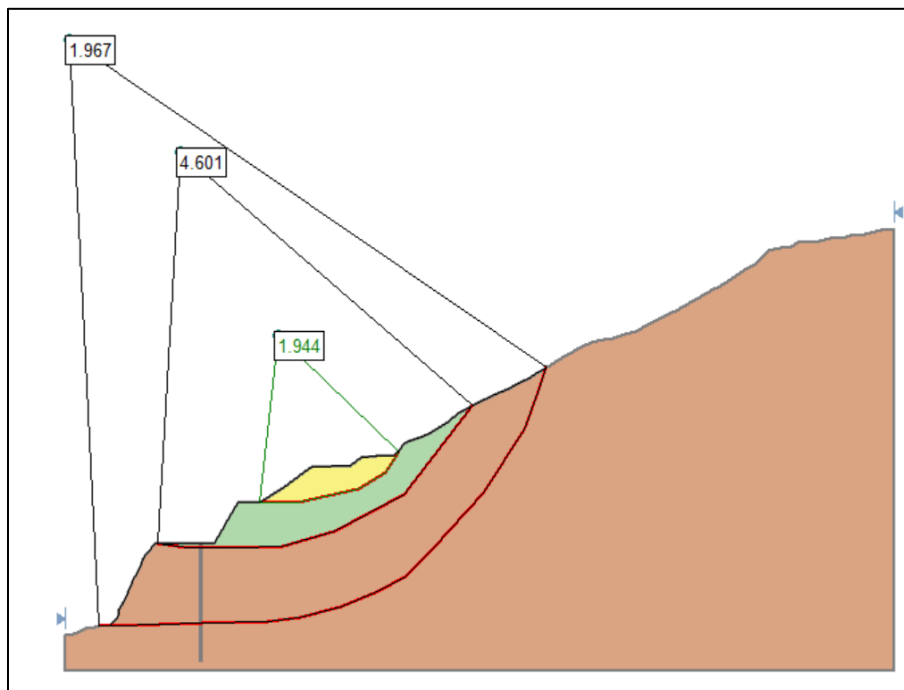


Figura 36. Análisis Estático.

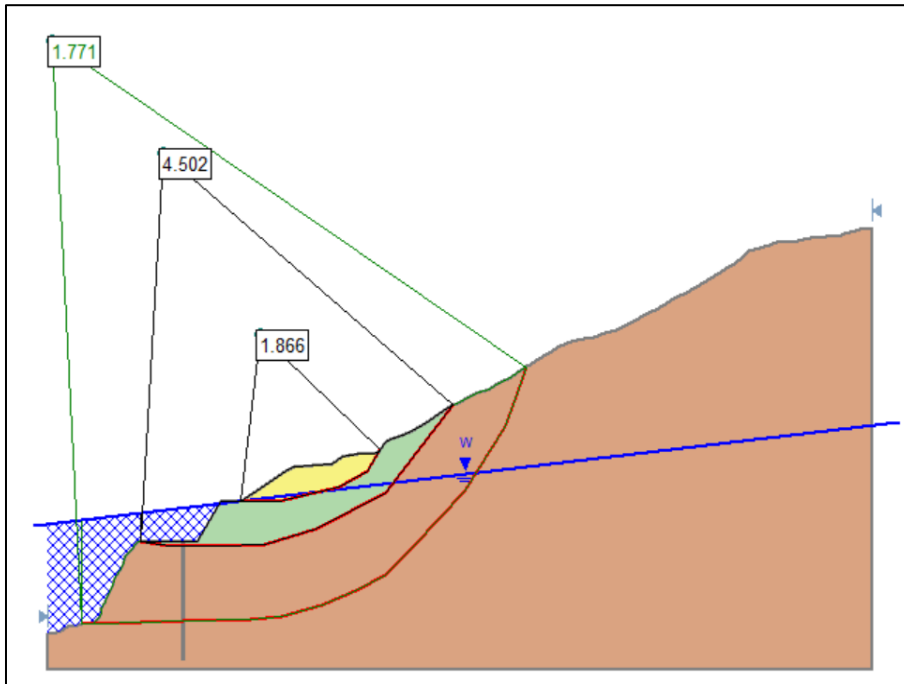


Figura 37. Análisis Hidrostático.

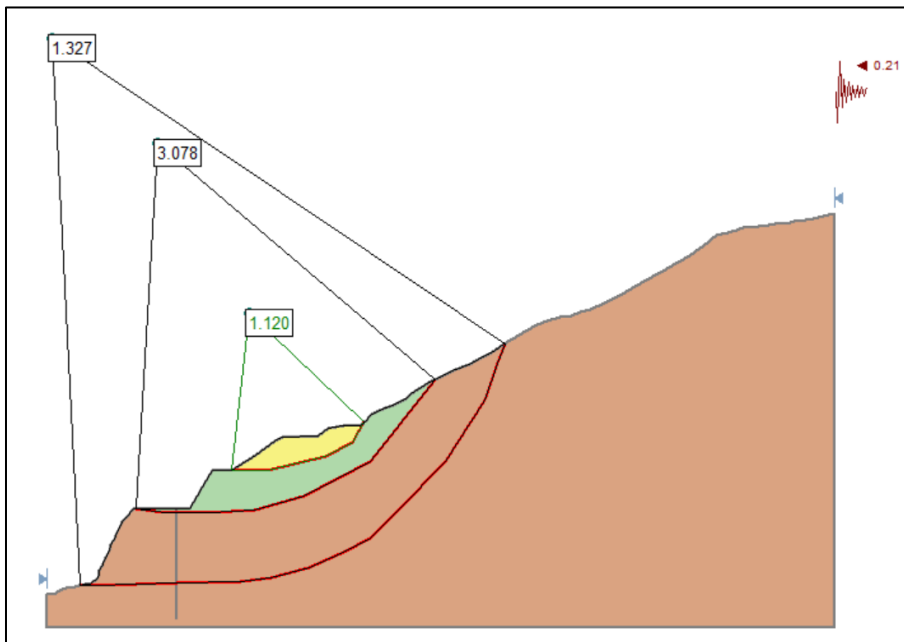


Figura 38. Análisis Sísmico.

9.4.5 Alternativa 5

Con la finalidad de disminuir el volumen que genere la inestabilidad, se propone el abatimiento del talud en la parte superior generando una banqueta de 9.0 m al costado de la vialidad y posteriormente un talud de 10 m de alto 56° generando una

berma de 12.0 m de ancho, continuando con un talud de 14.0 m de alto a 45° generando una berma de 12.0 de ancho y finalmente un talud a 33° que remate con el terreno natural.

Se combinará con la colocación de anclas de tensión, en un primer bloque se proponen 5 líneas de anclas de tensión con una longitud de 35.0 m y un ángulo de 35° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 100 toneladas, y finalmente se propone un segundo bloque de 4 líneas de anclas de tensión con una longitud de 45.0 m y un ángulo de 35° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 100 toneladas.

Finalmente se propone la implementación de un sistema de pilas de cortante de 1.50 de diámetro y 45.0 m de profundidad, también, se debe realizar un despalden del terreno para dejarlo al mismo nivel y la realización de un talud a 59° que remate con el terreno natural.

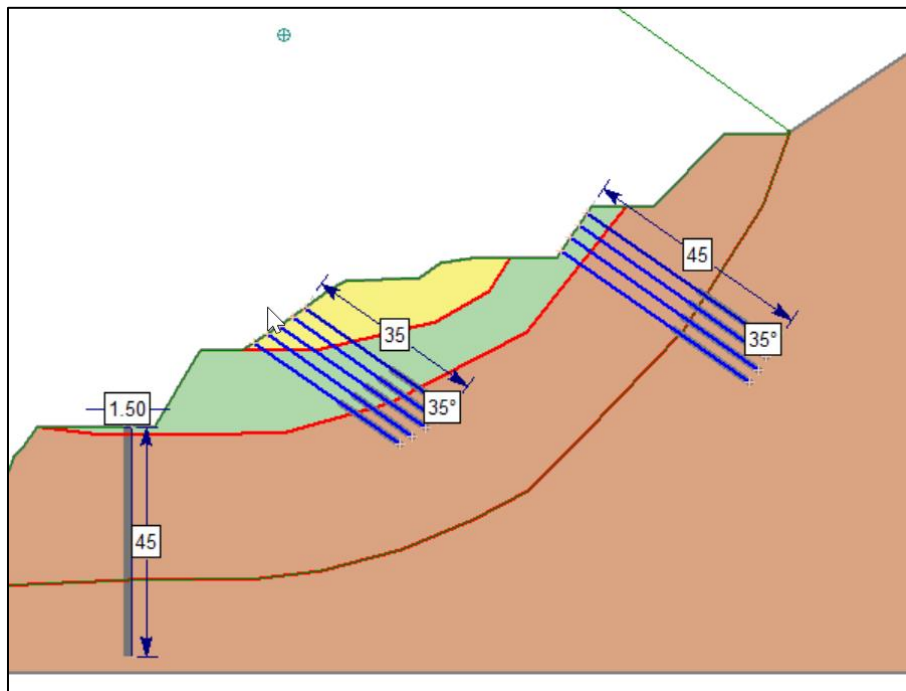


Figura 39. Esquema de Abatimiento, Anclas de tensión y Pilas de Cortante

Tabla 15. Factores de Seguridad con Pilas de Cortante, Abatimiento y Anclas de Tensión

CONDICIÓN	Superficie de Falla 1	Superficie de Falla 2	Superficie de Falla 3
ESTÁTICA	--	7.857	2.132
HIDROSTÁTICA	--	7.999	1.938
SISMICA	--	4.449	1.413

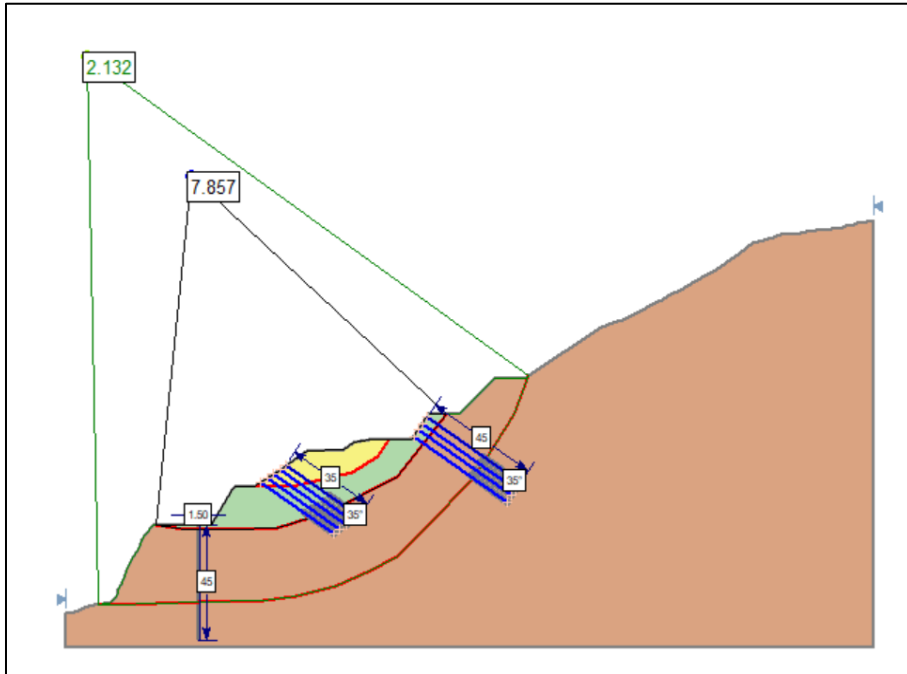


Figura 40. Análisis Estático.

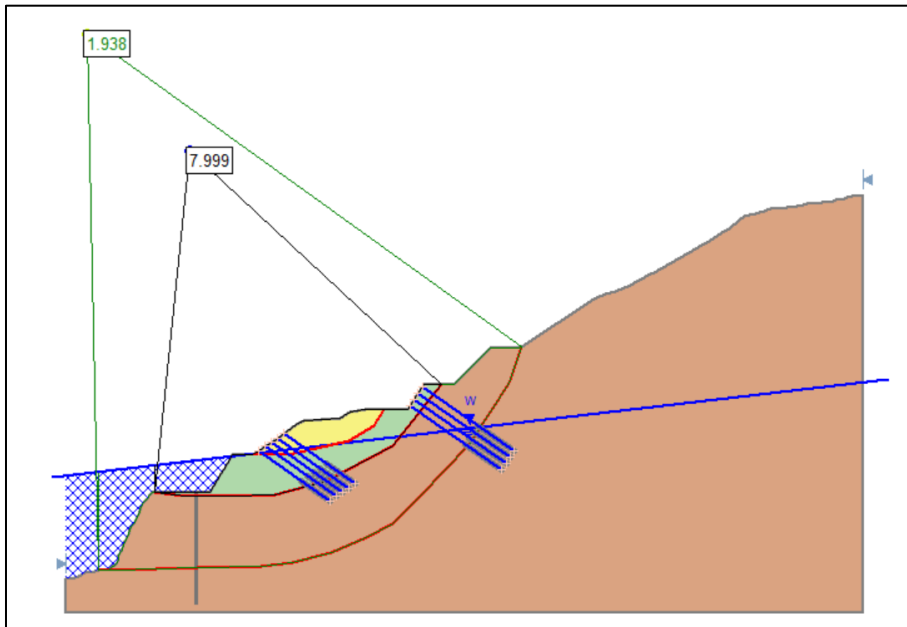


Figura 41. Análisis Hidrostático.

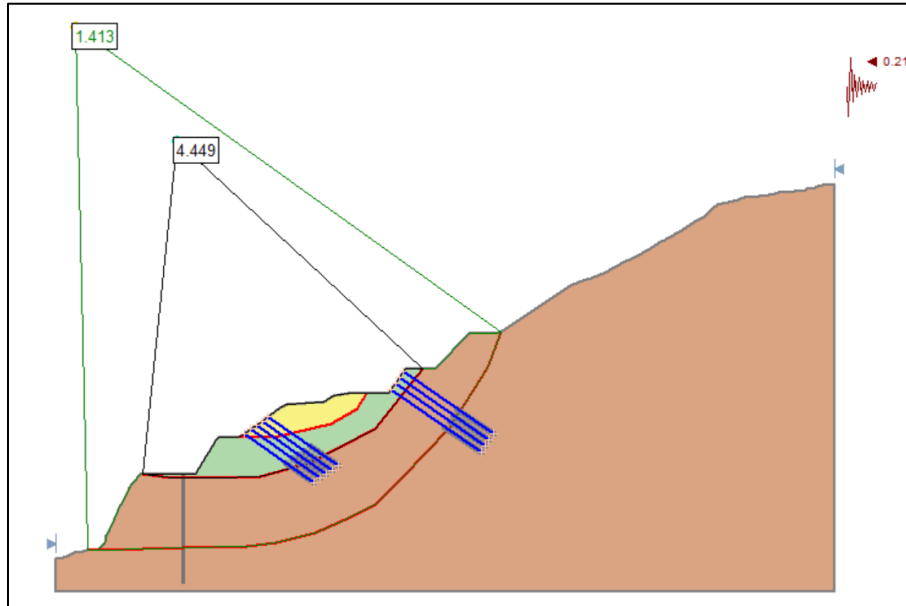


Figura 42. Análisis Sísmico.

10 CONCLUSIONES

En este informe se determinó el modelo geotécnico que caracteriza las condiciones del Talud 92 + 800 de la Autopista Tijuana-Ensenada. El modelo geotécnico se caracterizó con un material de terraplén en la superficie, lutitas y areniscas en la base.

Para la sección de interés se realizó un análisis mediante el programa Slide2 en las superficies de falla superficiales y profunda, se realizó el análisis en estado actual y alternativas de solución.

Con base en los resultados obtenidos en el capítulo 9.4 se determinó que la propuesta de estabilización ideal sería la siguiente:

Con la finalidad de disminuir el volumen que genere la inestabilidad, se propone el abatimiento del talud en la parte superior generando una banquetta de 9.0 m al costado de la vialidad y posteriormente un talud de 10 m de alto 56° generando una berma de 12.0 m de ancho, continuando con un talud de 14.0 m de alto a 45° generando una berma de 12.0 de ancho y finalmente un talud a 33° que remate con el terreno natural.

Se combinará con la colocación de anclas de tensión, en un primer bloque se proponen 5 líneas de anclas de tensión con una longitud de 35.0 m y un ángulo de 35° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 100 toneladas, y finalmente se propone un segundo bloque de 4 líneas de anclas de tensión con una longitud de 45.0 m y un ángulo de 35° con respecto a la horizontal, con cables tensados a 100 toneladas.

Finalmente se propone la implementación de un sistema de pilas de cortante de 1.50 de diámetro y 45.0 m de profundidad, también, se debe realizar un despalmen del

terreno para dejarlo al mismo nivel y la realización de un talud a 59° que remate con el terreno natural.

REFERENCIAS

Aparicio, Francisco (2011). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México. Limusa

Cruz, Manuel (1999). Determinación de la tormenta de diseño. *Ingeniería hidráulica y ambiental*. Volumen XXII, No. 2, p.p. 27-99

Chow, Ven Te. (1988). *Applied Hydrology*. Estados Unidos de América. McGraw Hill

CONAGUA (2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. México. SEMARNAT

Sotelo, Gilberto. (2001). *Hidráulica de Canales*. Ciudad Universitaria, México. Facultad de Ingeniería, UNAM.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2000). Hydrologic Modeling System: Technical Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. U.S.

Comisión Federal de Electricidad, 2008, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, México.

Dahlin, T. (2001). The development of electrical imaging techniques. *Computers and Geosciences*, 27(9), 1019- 1029. DOI: 10.1016/S0098-3004(00)00160-6.

Orellana E. “Prospección geoelectrica en corriente continua”. Editorial Paraninfo 1982”.

S. Ohya, T. Takeuchi, T. Imai and K. Ito. 1978. Geophysical investigation for civil engineering purposes in Japan. Society of Exploration Geophysicists. 48th Annual International Meeting. Oct. 29 – nov. 2. San Francisco, California.

Vázquez Contreras, A. 2005. Geofísica Aplicada a la Ingeniería Civil. CFE. Reporte Inédito. Pp93.

Comisión Federal de Electricidad. 2015. Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo. México D.F.

Hoek, E. y Brown (1985), *Excavaciones Subterráneas en Roca*, Edit Mc Graw Hill

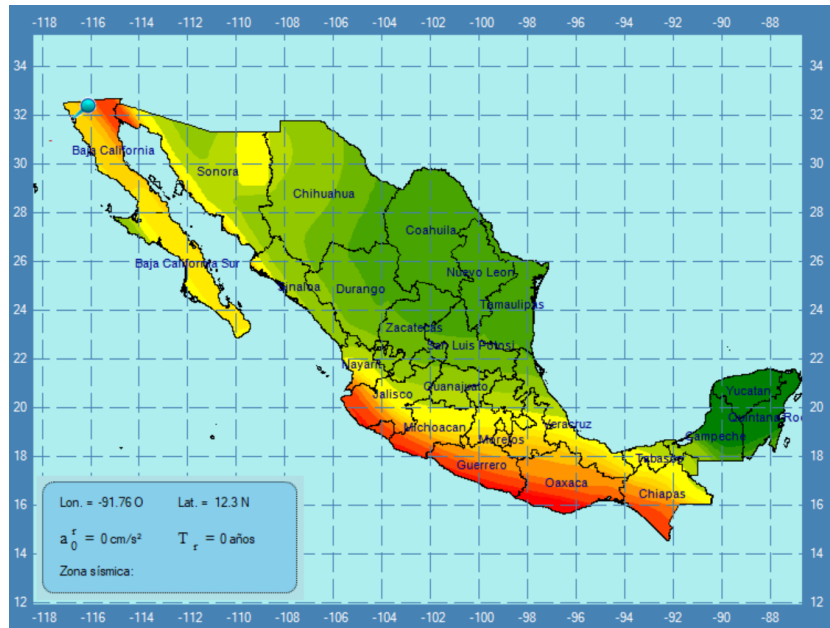
Comisión Federal de Electricidad (1979), *Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia*, Tomos B.1.5, B.3.1, B.3.2, B.3.4 y B.3.4

Comisión Federal de Electricidad (1993), *Manual de diseño de obras civiles*, Diseño por sismo.

Juárez B. E. y Rico R. A. (1995) *Mecánica de Suelos*, tomo II, décima tercera reimpresión. Edit. Limusa.

Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo (2002) *Ingeniería Geológica*. Edit. Prentice Hall

FIGURAS



Espectros de Respuesta

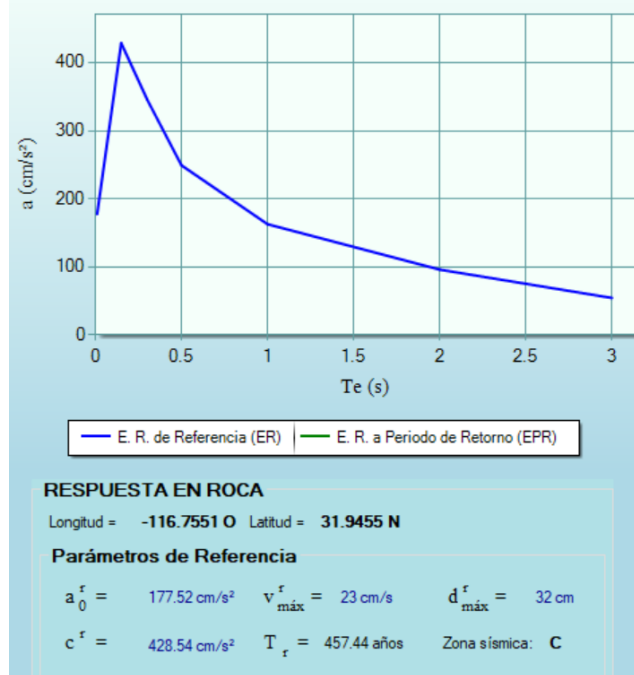
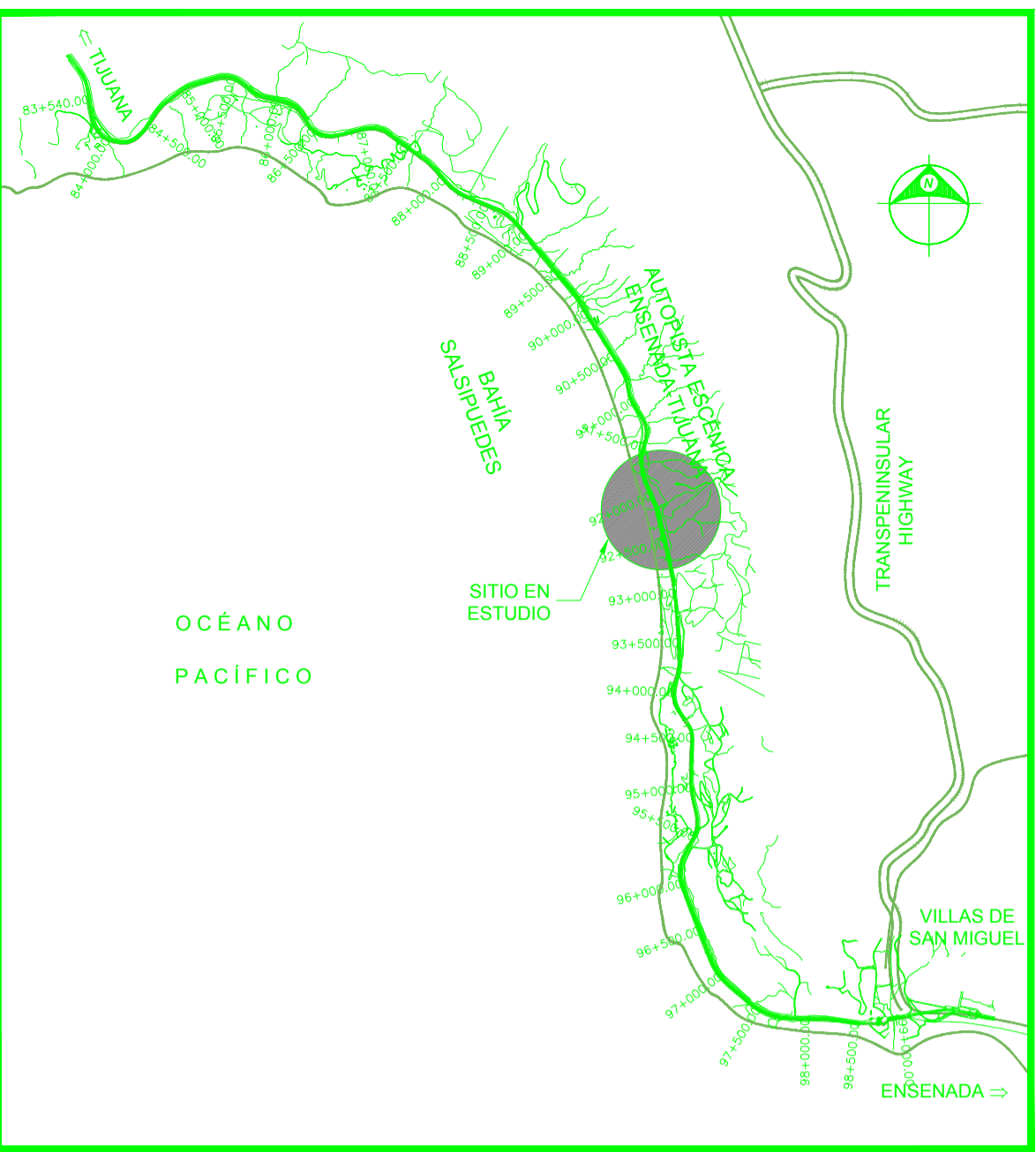
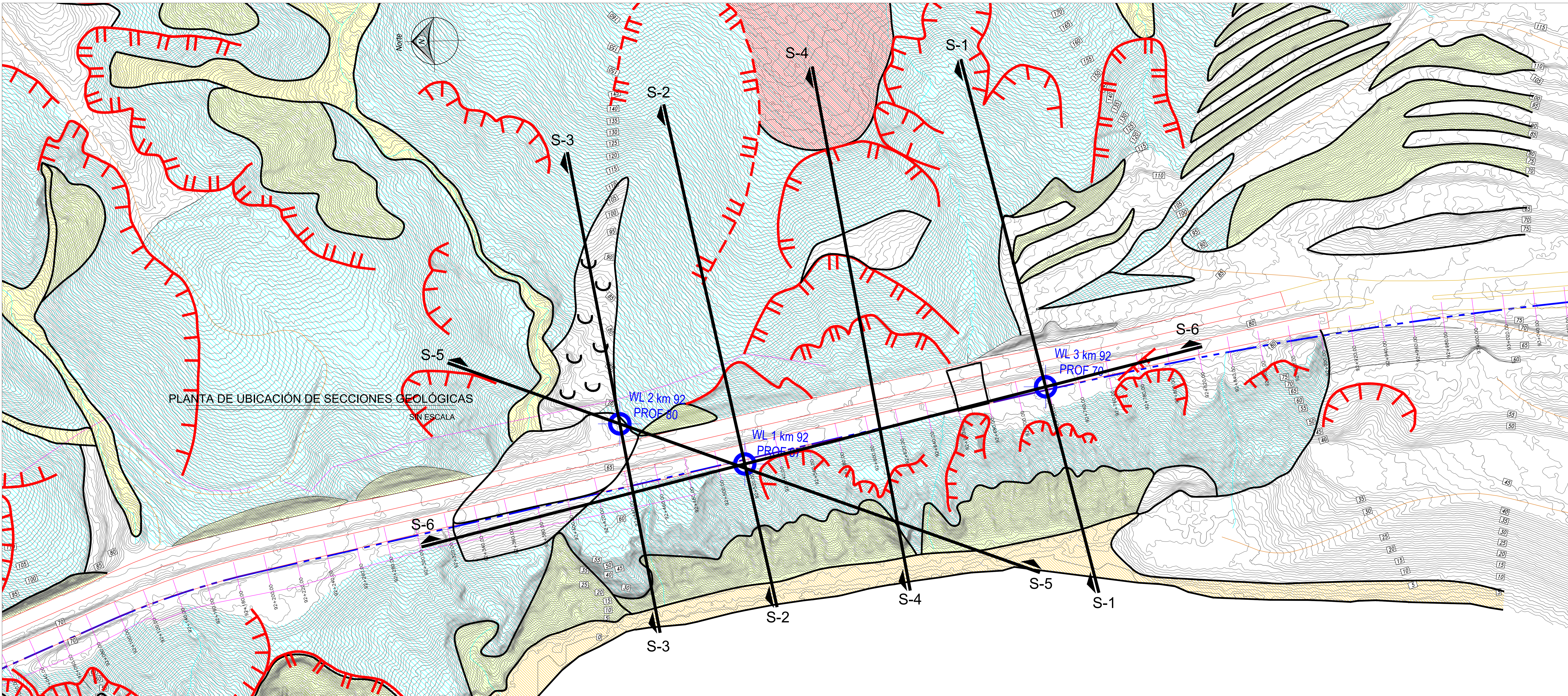


Figura. Coeficiente sísmico de zona en estudio. (PRODISIS V4.1,2015)

PLANO GEOLÓGICO



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



PLANTA DE UBICACIÓN DE SECCIONES GEOLÓGICAS

SE ESCALA

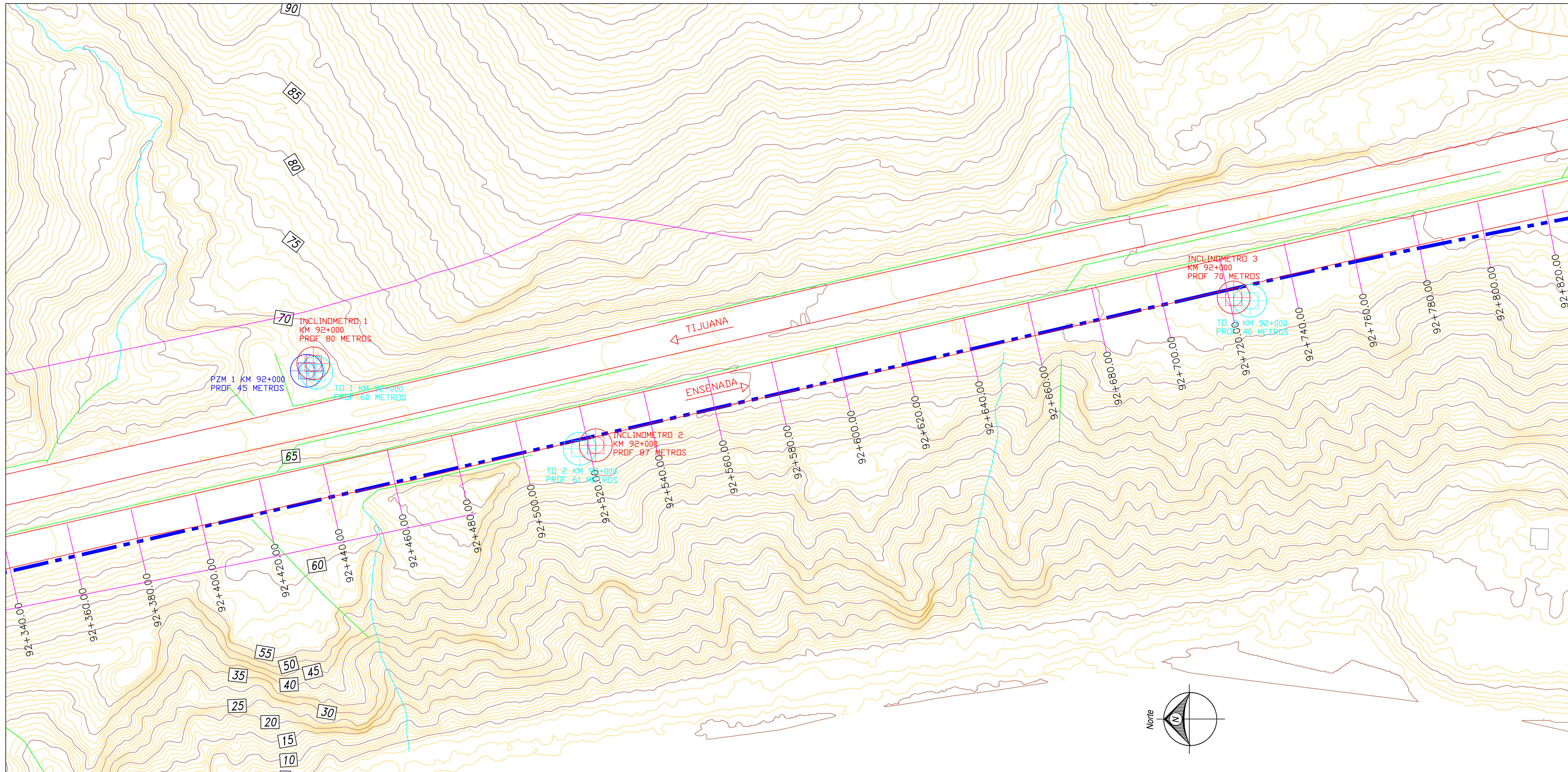
SIMBOLOGÍA

	Sondeos Realizados
	Zona Deslizamientos
	Secciones Geológicas

PLANTA GEOLÓGICA KM 92+000

AUTOPISTA: TIJUANA-ENSENADA	TRAMO: TIJUANA-ENSENADA	Km: 92+000 ORIGEN: TIJUANA
--------------------------------	----------------------------	-------------------------------

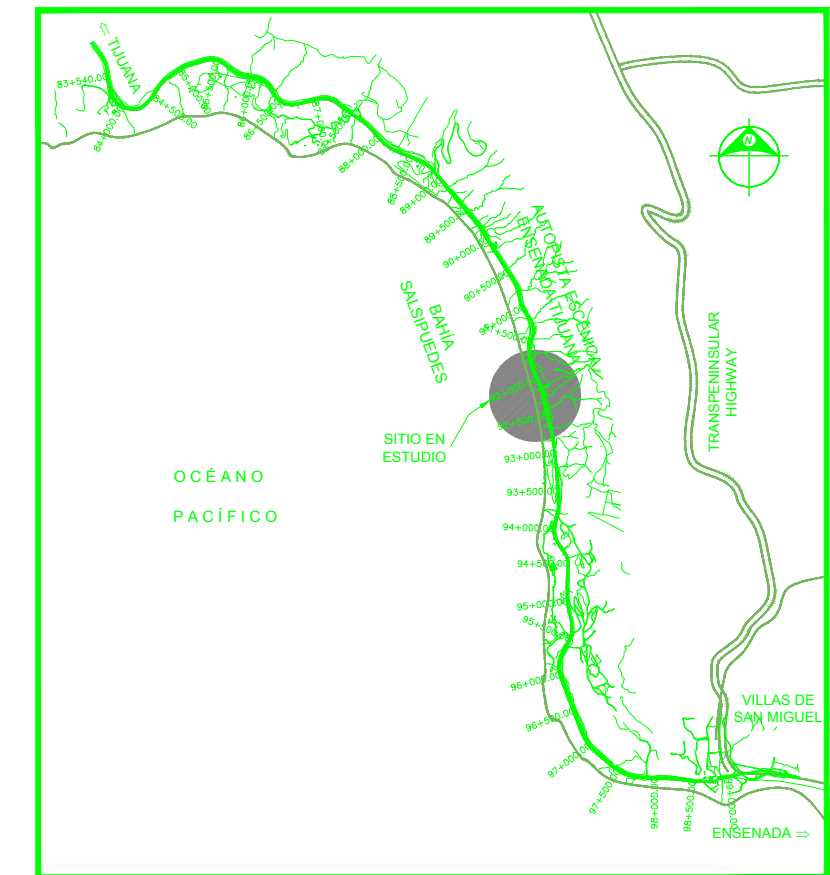
PLANO DE UBICACIÓN DE SONDEOS



PLANTA DE UBICACIÓN DE INSTRUMENTACIÓN
SIN ESCALA

SIMBOLOGÍA

	INCLINÓMETRO
	TUBO DE OBSERVACIÓN
	PIEZÓMETRO



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

COORDENADAS DE INSTRUMENTACIÓN EN KM 92+000

INSTRUMENTACIÓN	COORDENADAS EN X	COORDENADAS EN Y	COORDENADAS EN Z	PROFUNDIDAD
INC-1 KM 92+000	523157	3534547	68.464	80 Metros
INC-2 KM 92+000	523132	3534464	63.326	87 Metros
INC-3 KM 92+000	523177	3534267	72.454	70 Metros
PZM-1 KM 92+000	523153	3534548	68.086	45 Metros
TO-1 KM 92+000	523154	3534546	68.426	60 Metros
TO-2 KM 92+000	523131	3534468	63.334	61 Metros
TO-3 KM 92+000	523176	3534262	72.396	40 Metros

INSTRUMENTACIÓN KM 92+000		
AUTORIZA: TIJUANA-ENSENADA	TRAMO: TIJUANA-ENSENADA	RK: 92+000 ORIGEN: TIJUANA
FECHA:	MEXICO, D.F.	NUMERO DE PLANOS: 1/1
		Nº DE PLANO: INS-KM92

SONDEOS DE EXPLORACIÓN

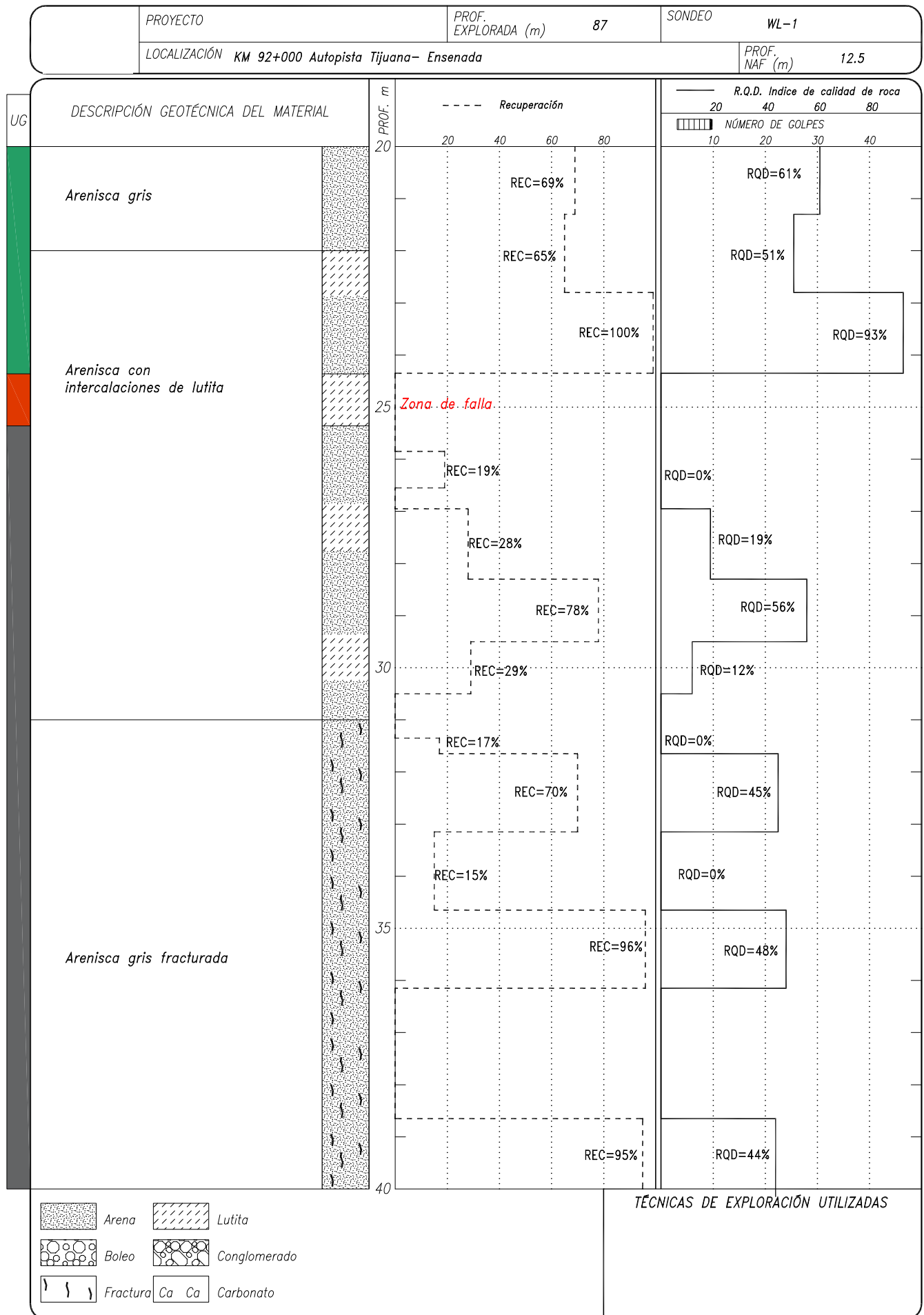


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

PROYECTO	PROF. EXPLORADA (m)	87	SONDEO	WL-1
LOCALIZACIÓN	KM 92+000 Autopista Tijuana- Ensenada		PROF. NAF (m)	12.5

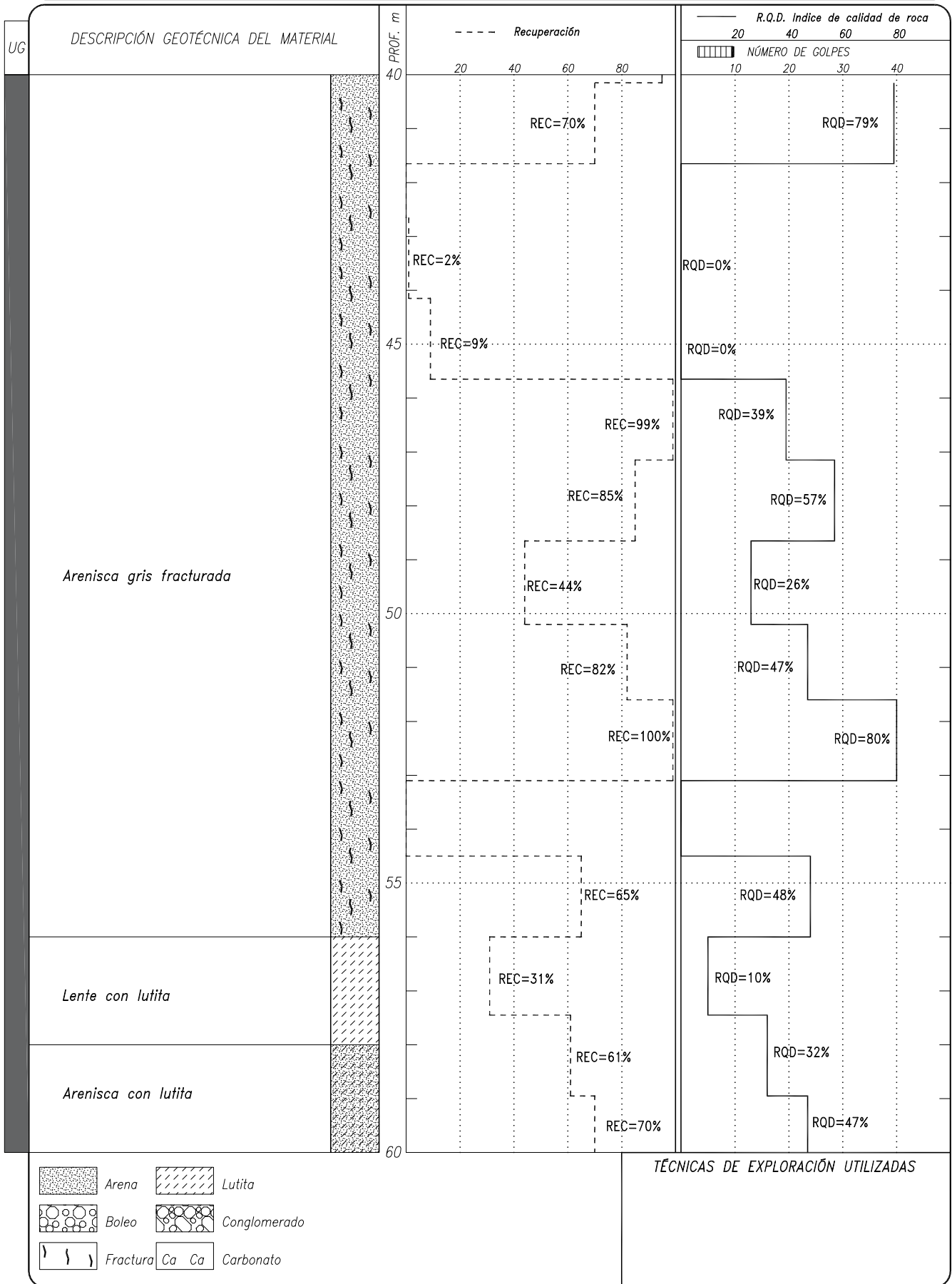


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

PROYECTO	PROF. EXPLORADA (m)	87	SONDEO	WL-1
LOCALIZACIÓN KM 92+000 Autopista Tijuana- Ensenada			PROF. NAF (m)	12.5

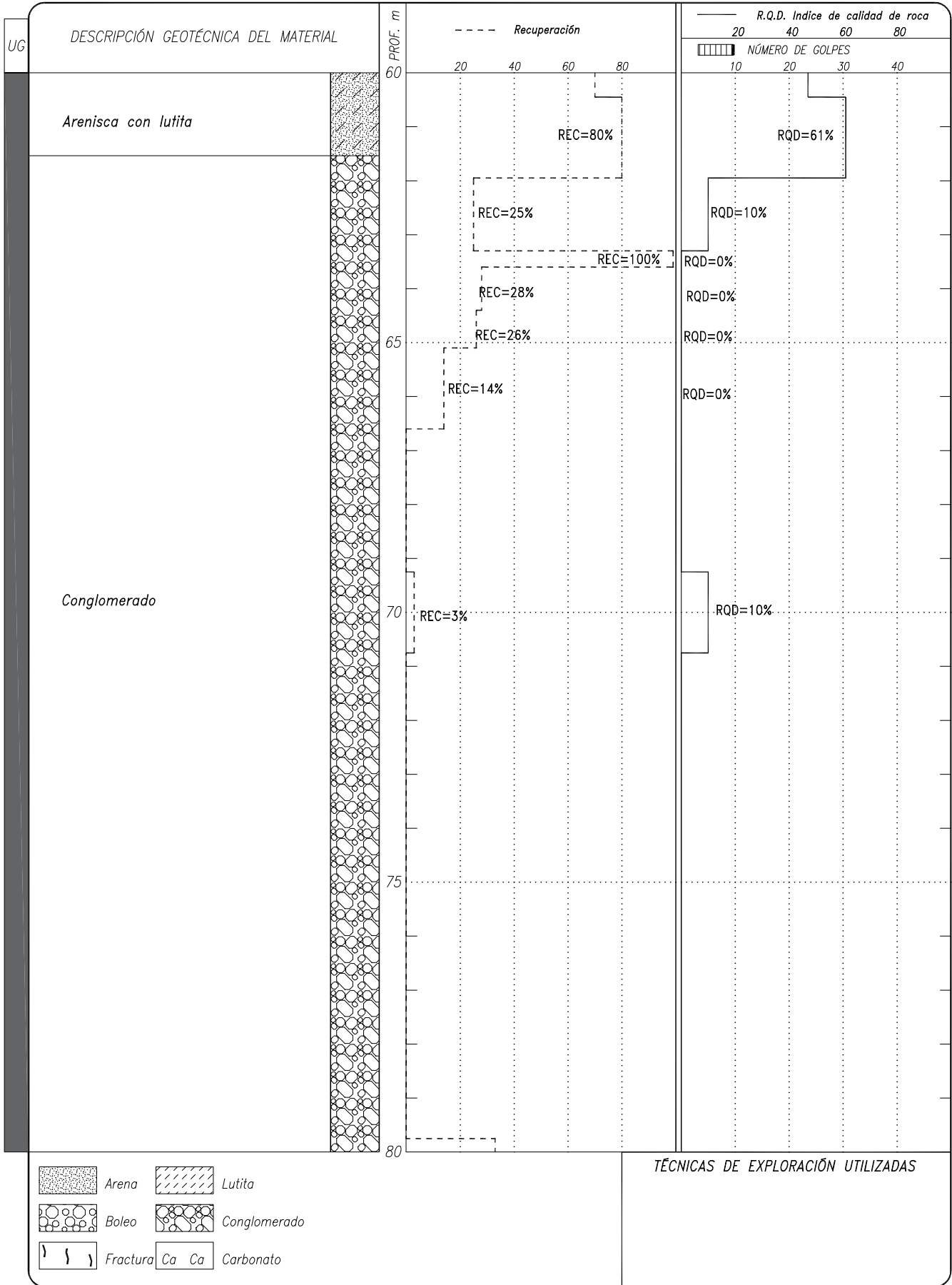


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

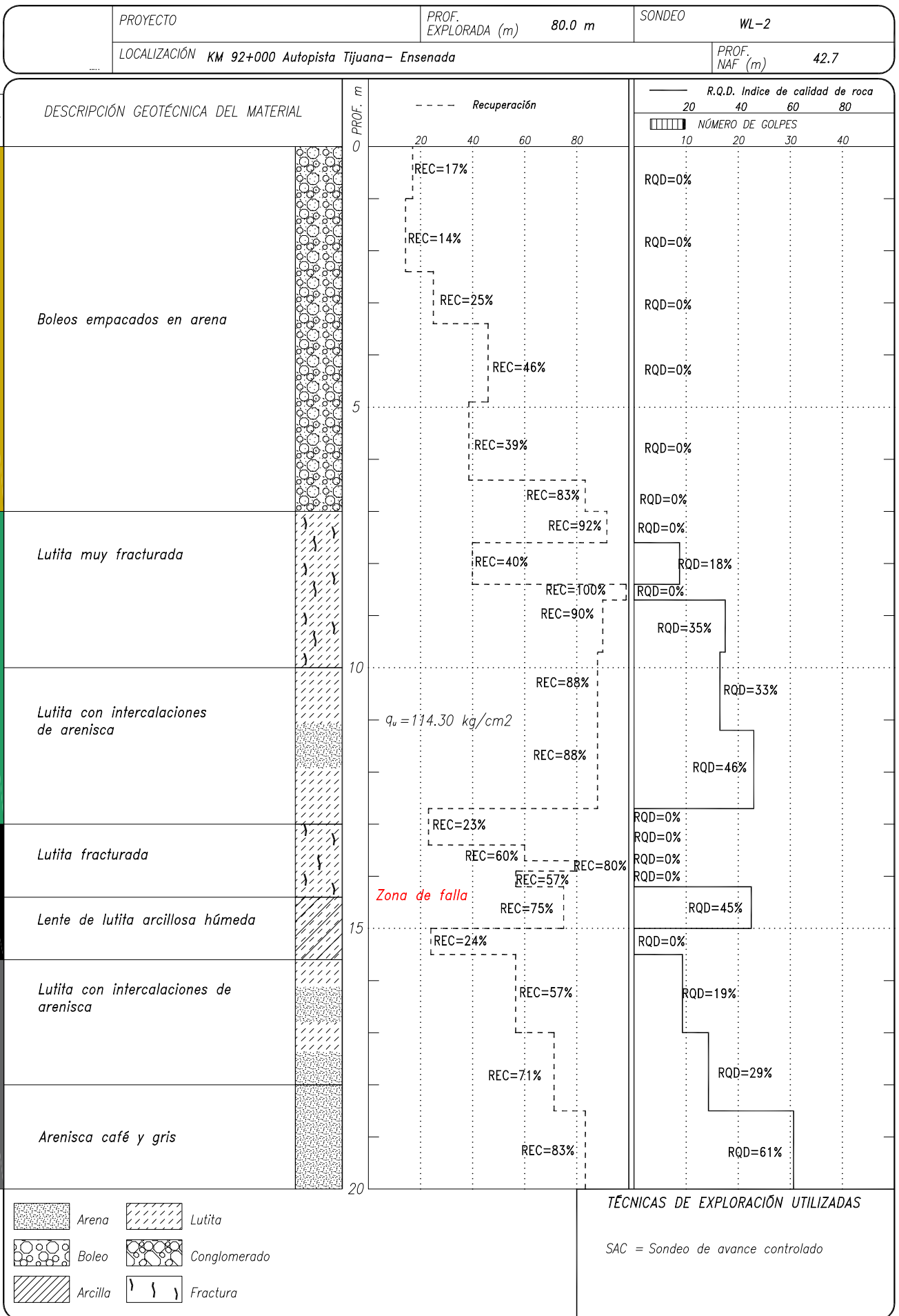


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

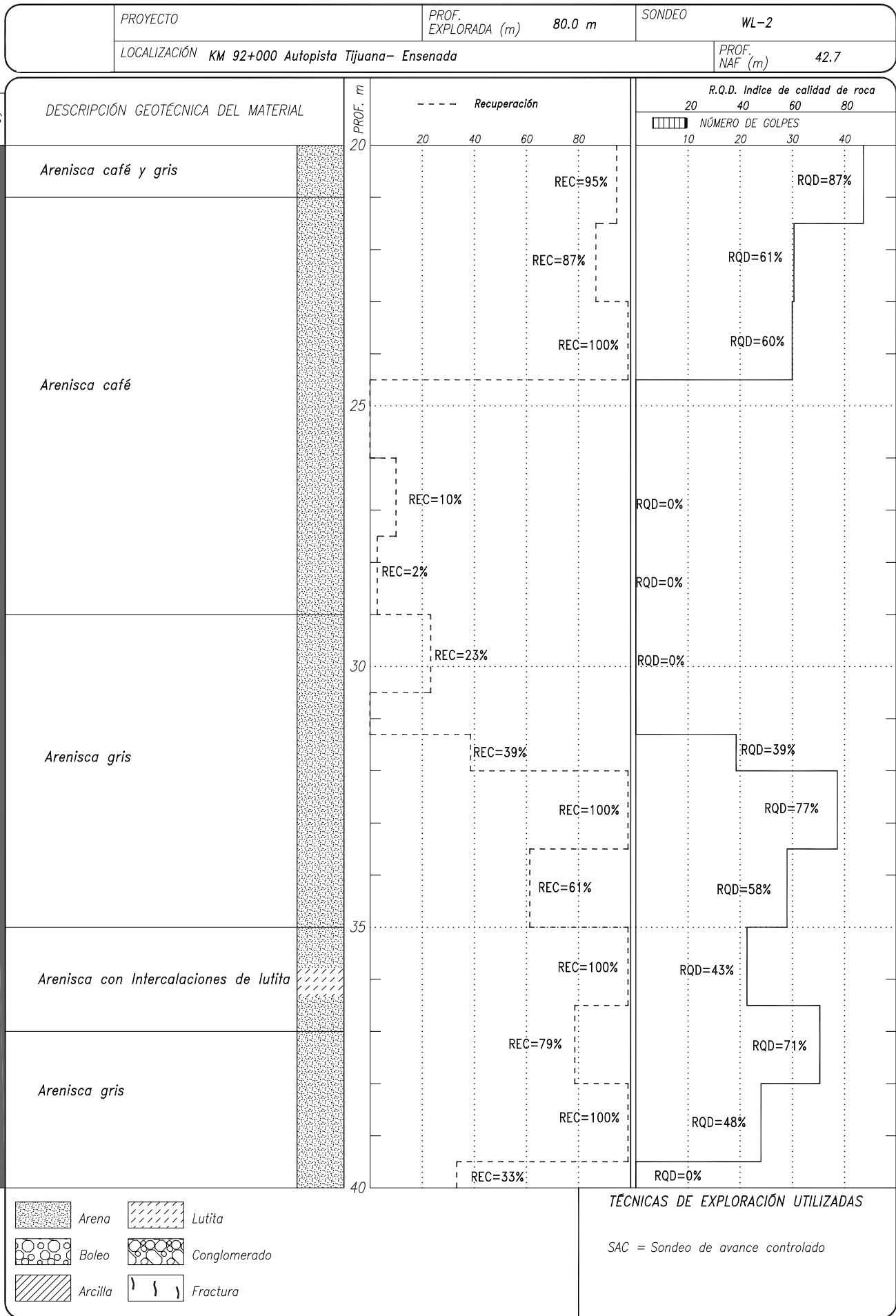


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

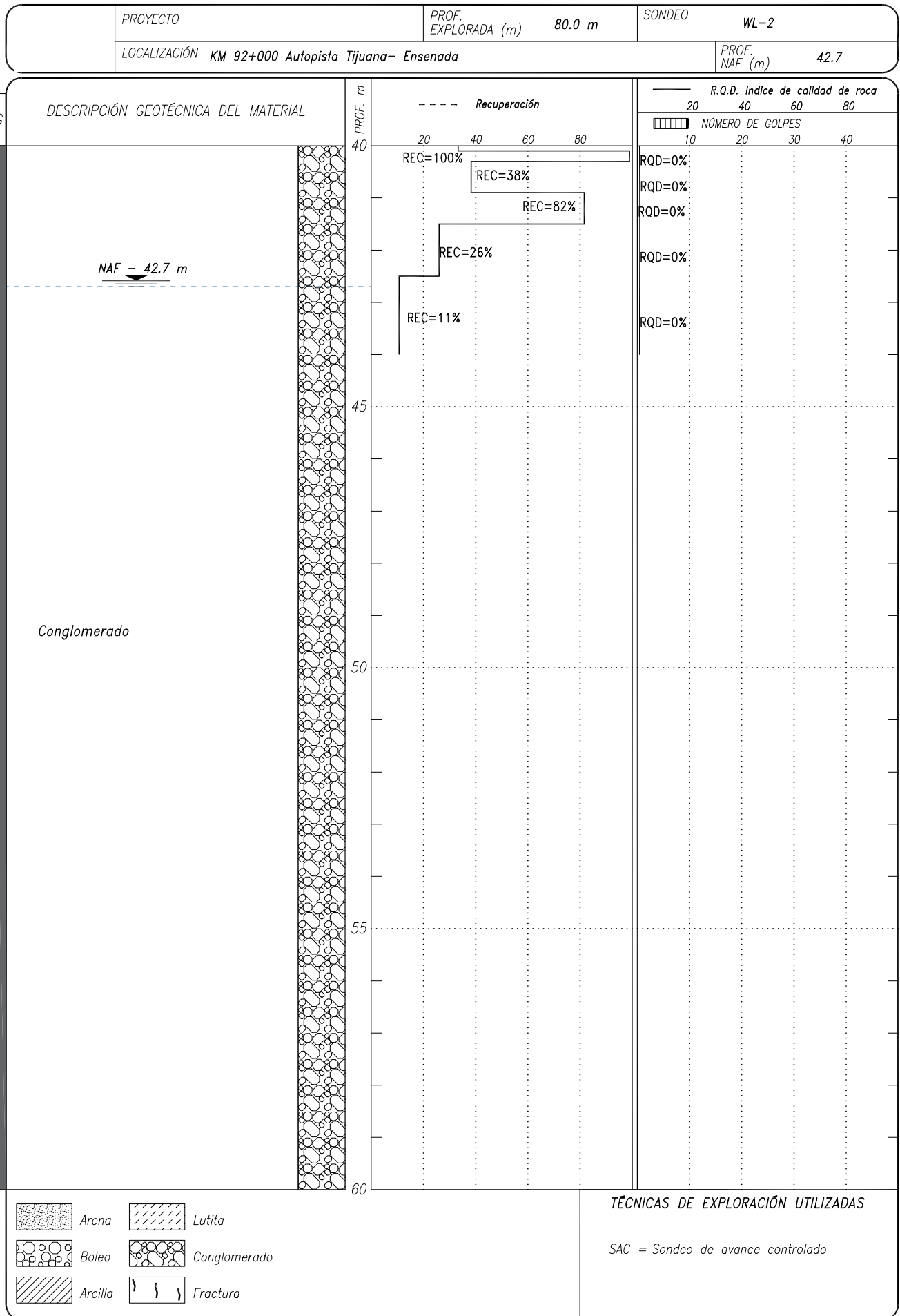


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

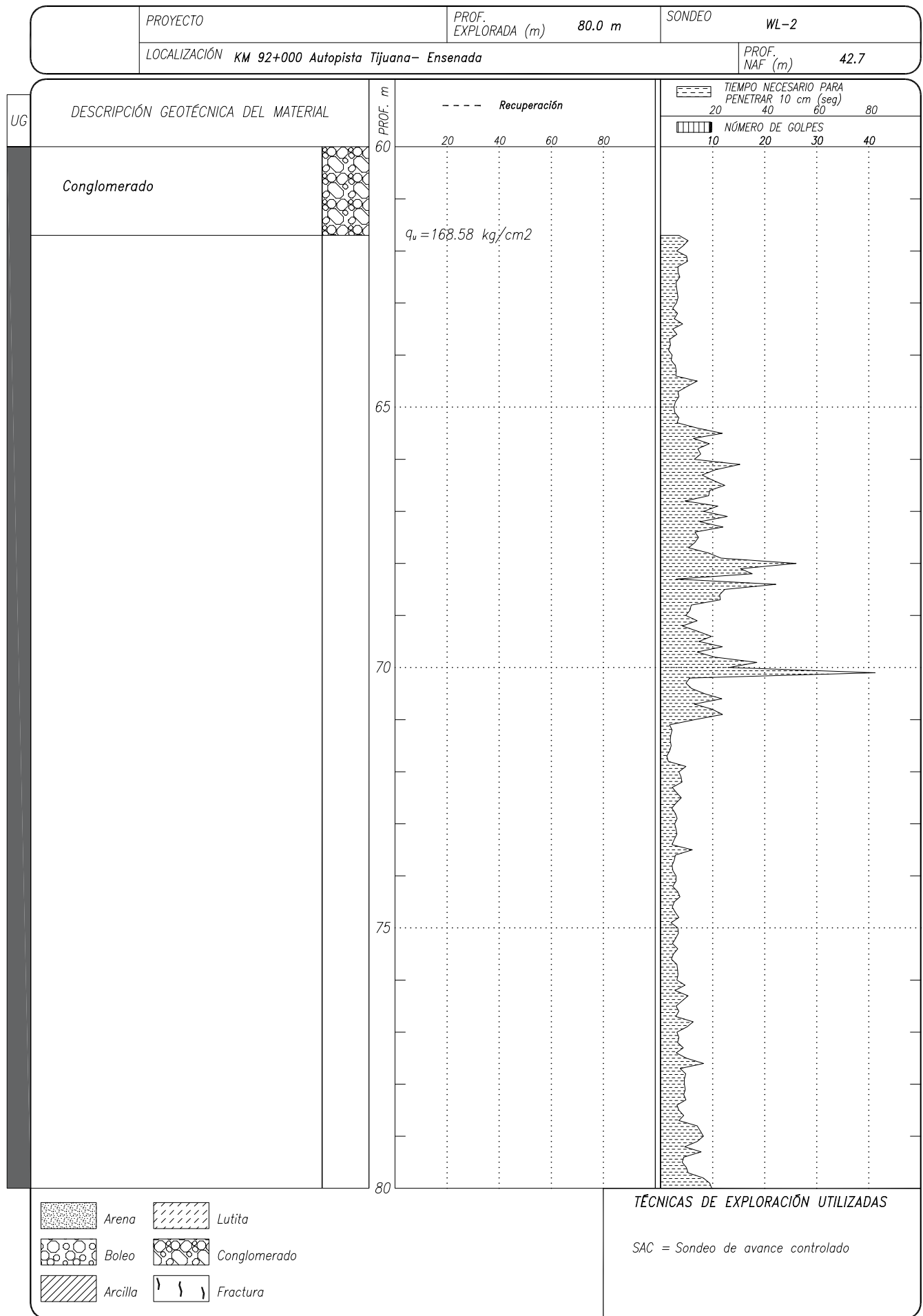


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

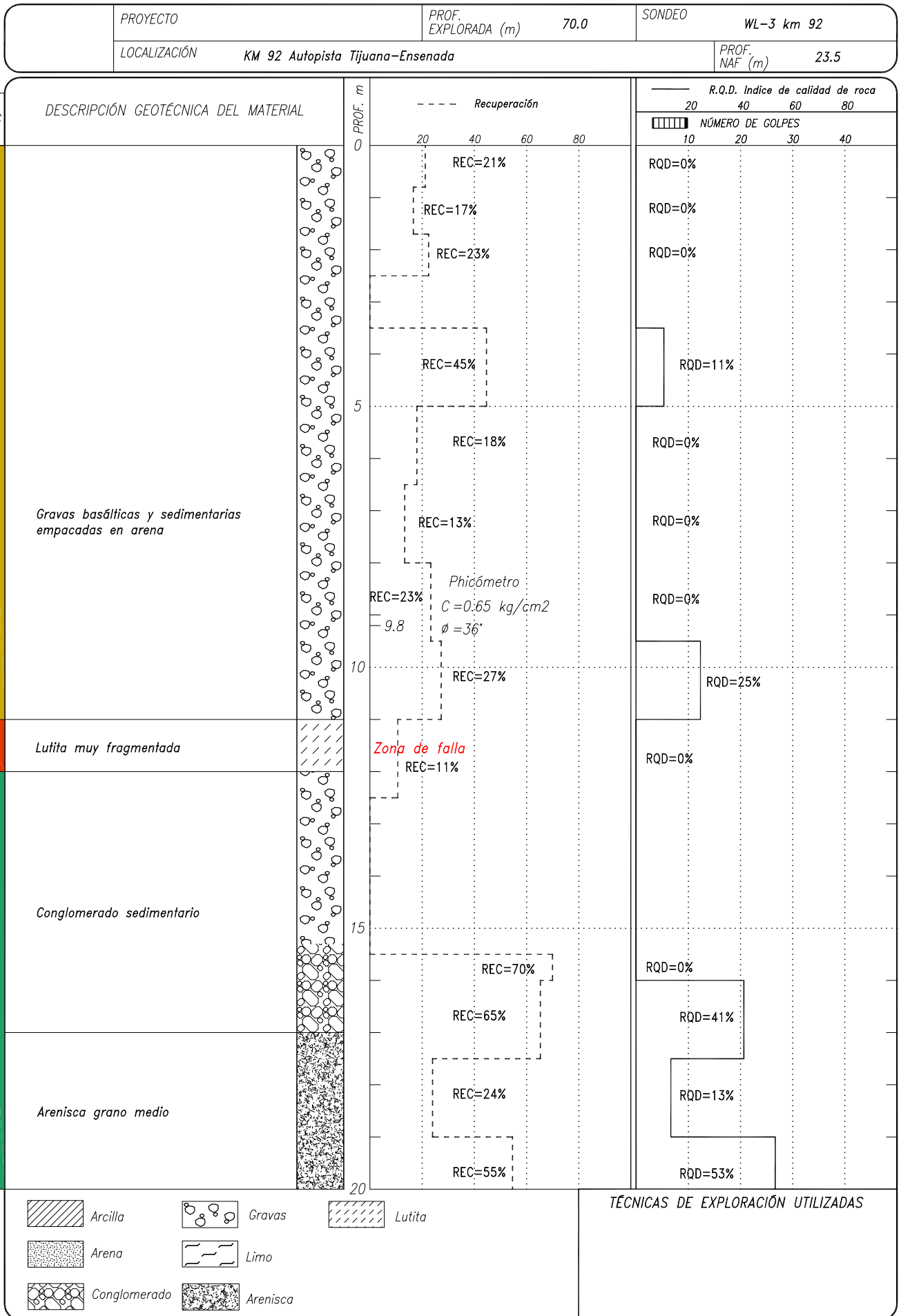


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

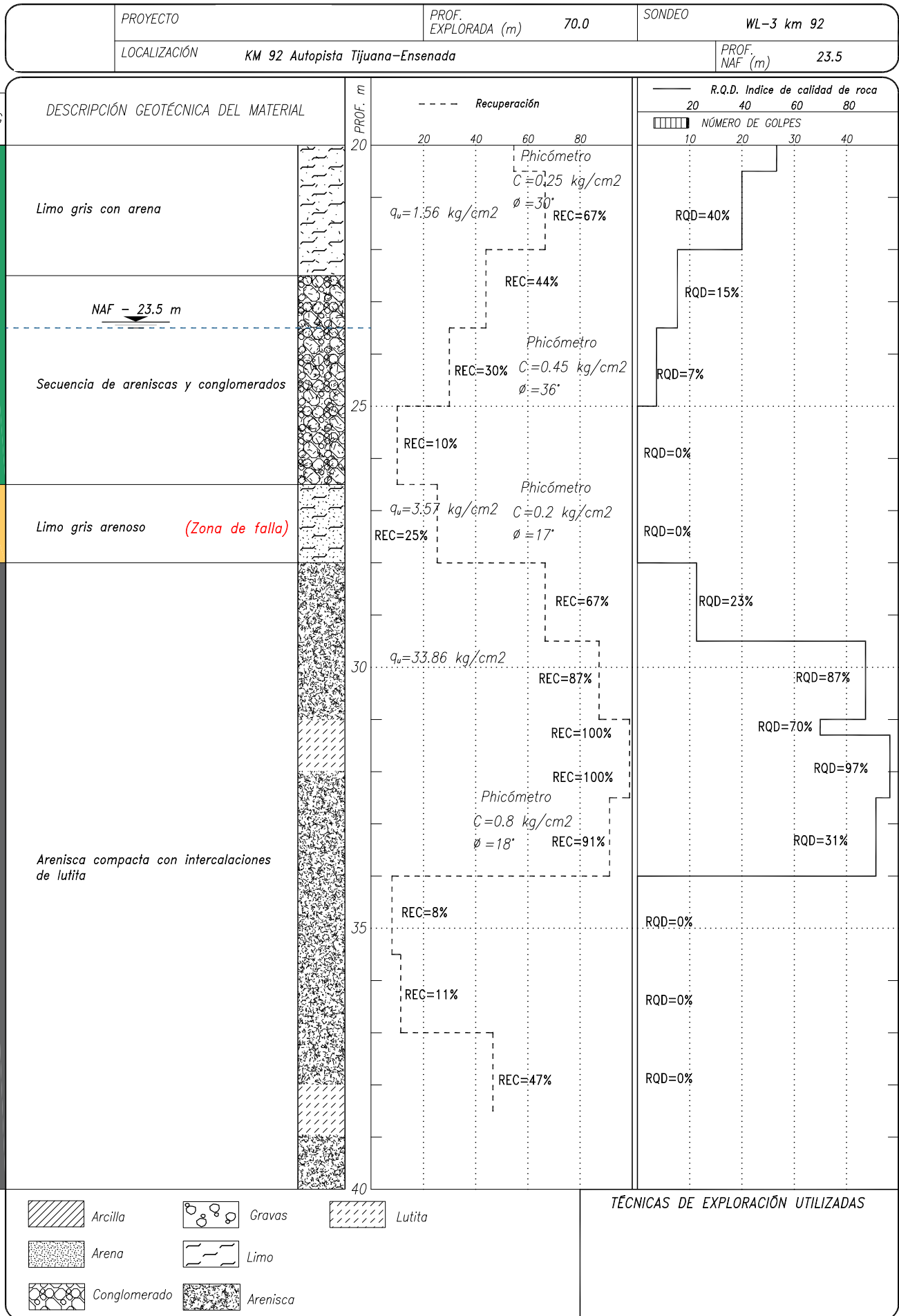


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

PROYECTO	PROF. EXPLORADA (m)	70.0	SONDEO	WL-3 km 92
LOCALIZACIÓN	KM 92 Autopista Tijuana-Ensenada		PROF. NAF (m)	23.5

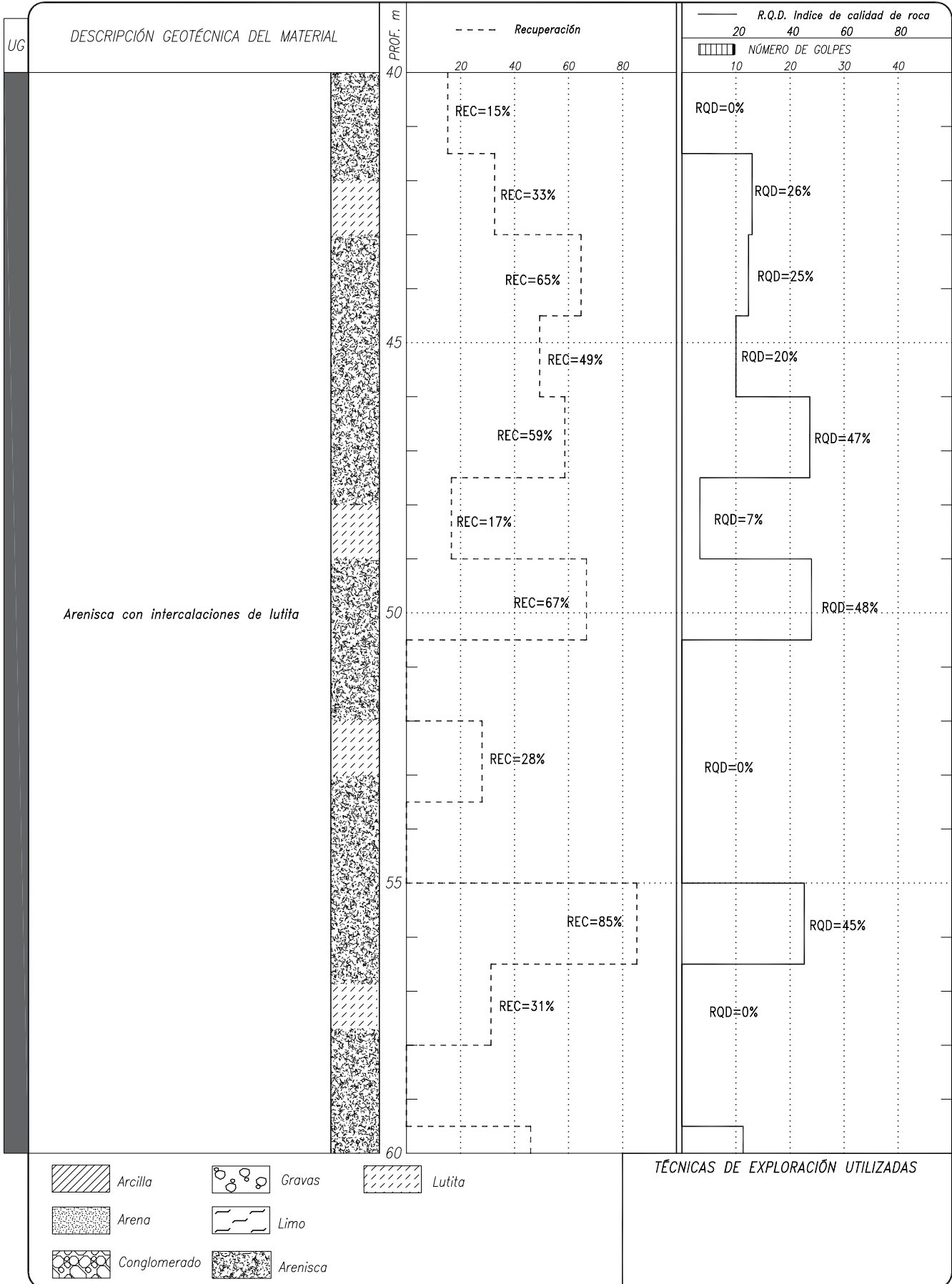


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

PROYECTO	PROF. EXPLORADA (m)	70.0	SONDEO	WL-3 km 92
LOCALIZACIÓN	KM 92 Autopista Tijuana-Ensenada		PROF. NAF (m)	23.5

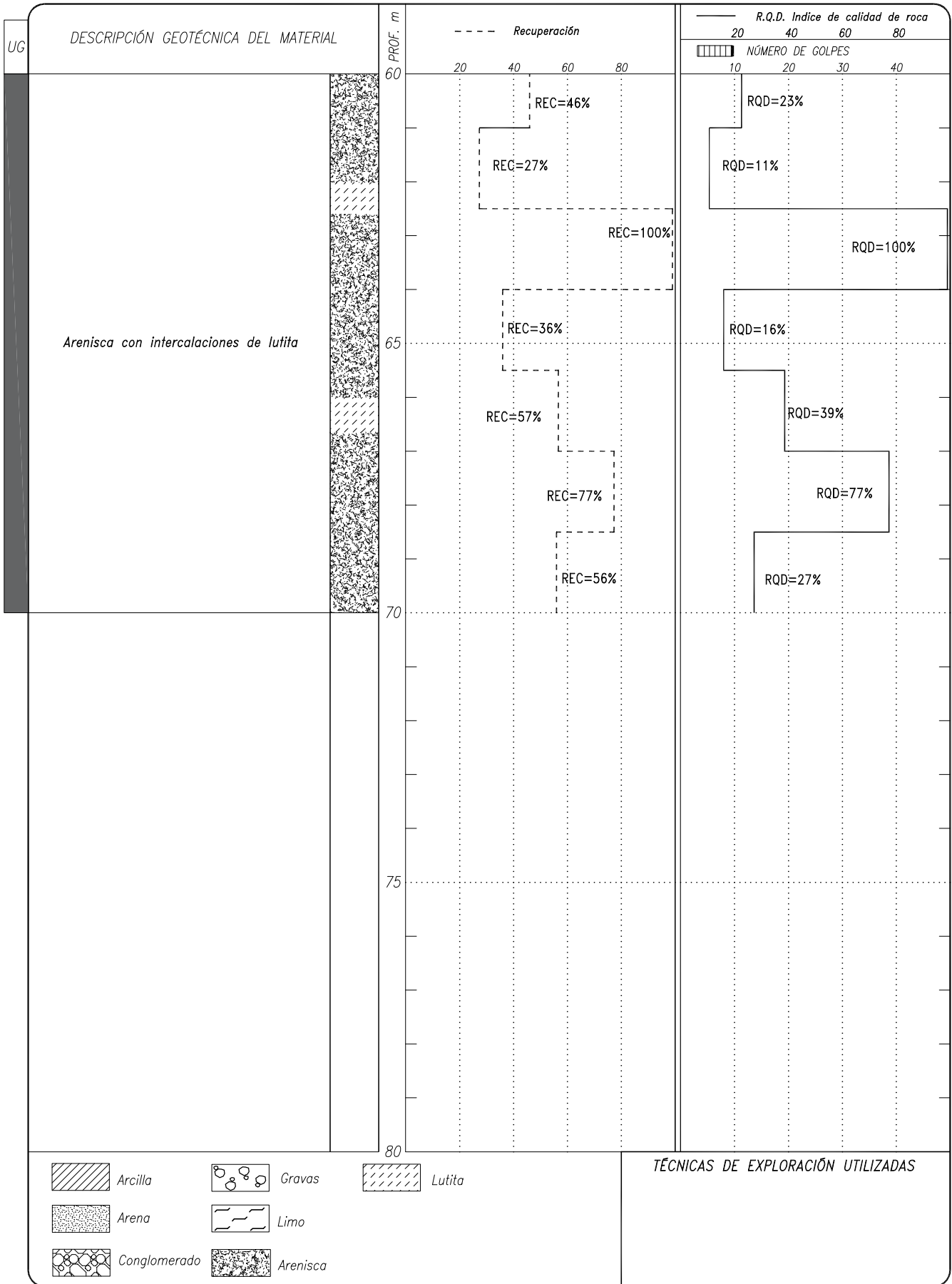


Fig. ?-? Registro de exploración geotécnica (SPT)

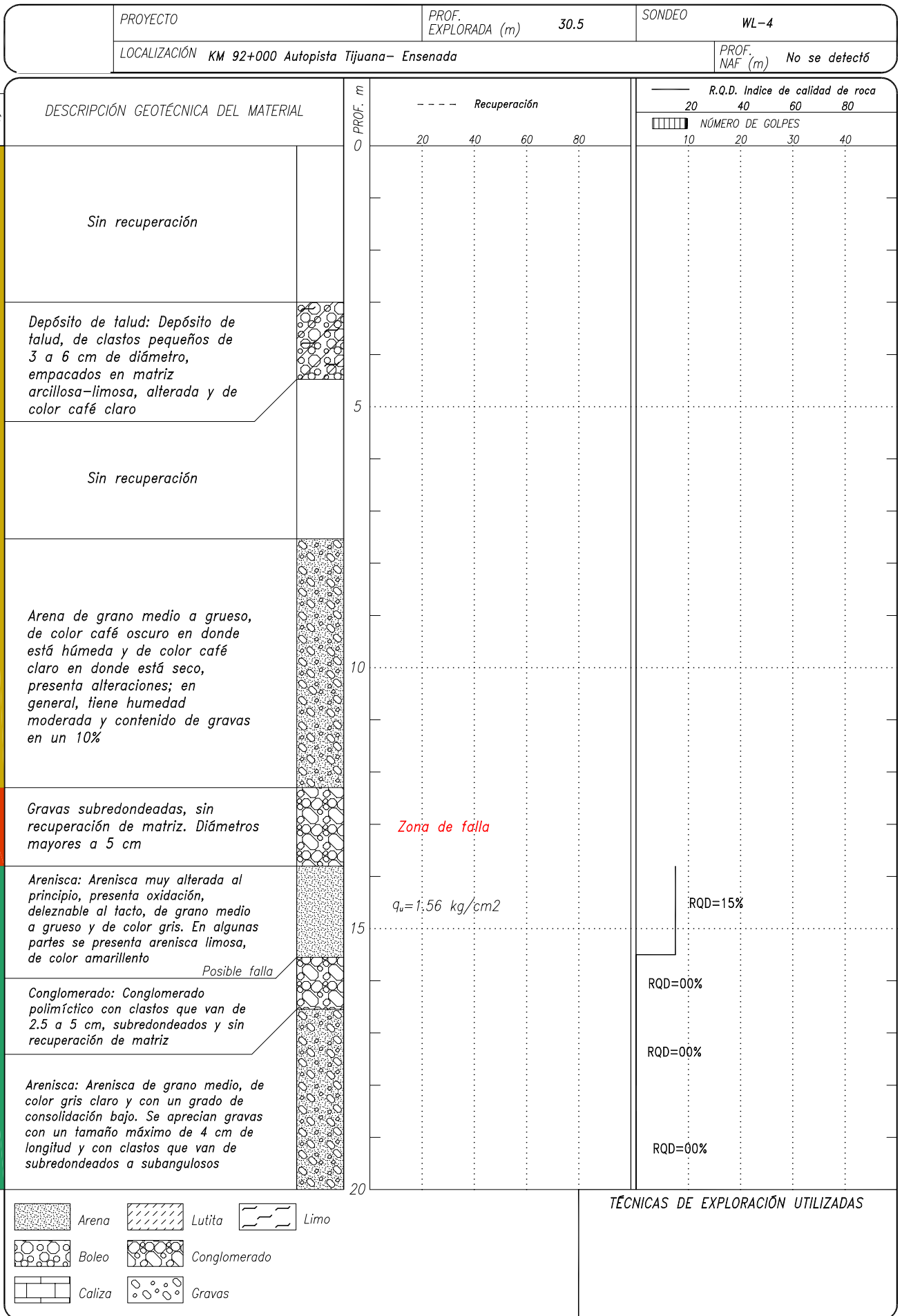


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

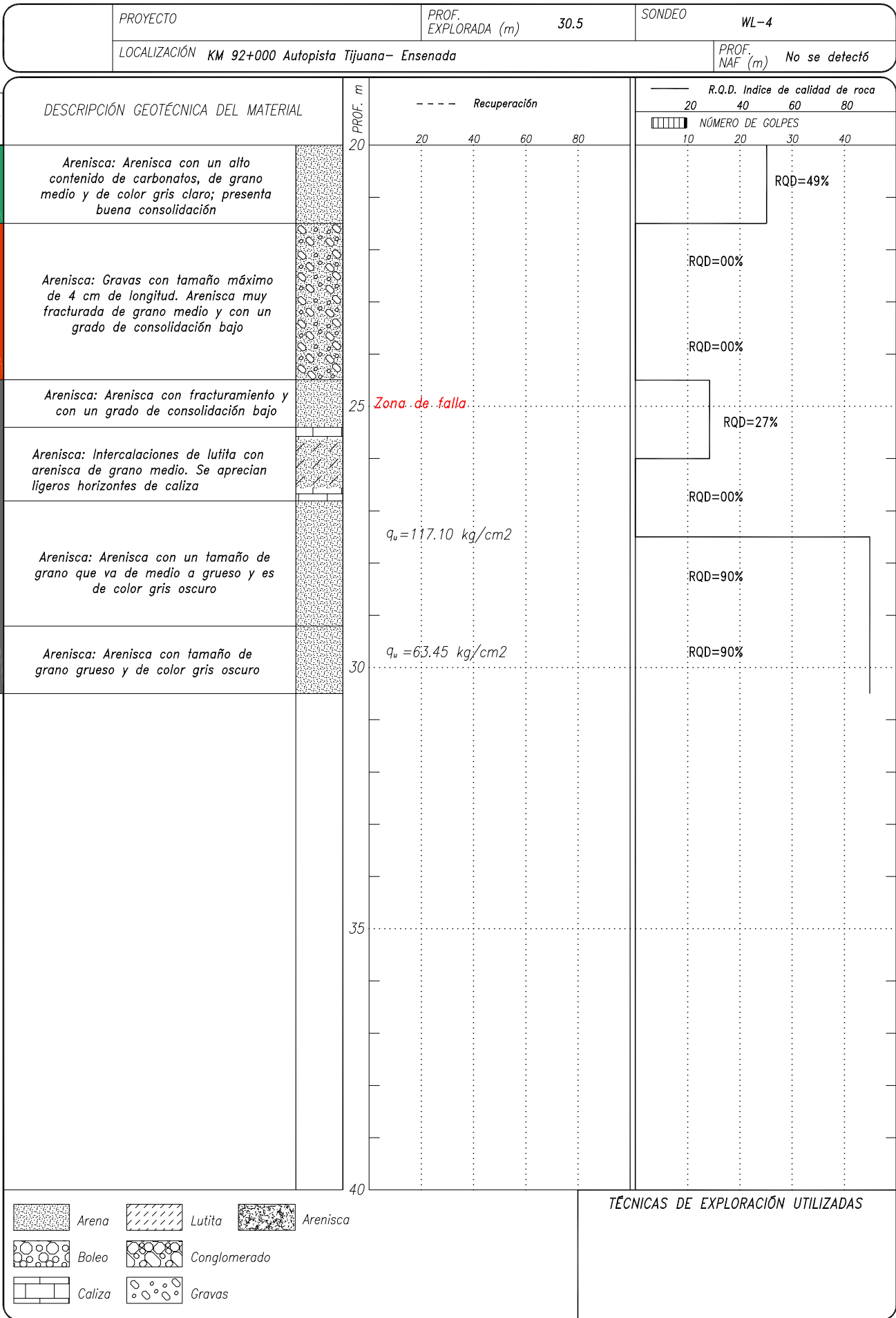


Fig. ?? Registro de exploración geotécnica (SPT)

PRUEBAS DE LABORATORIO

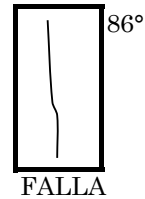
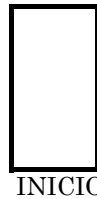
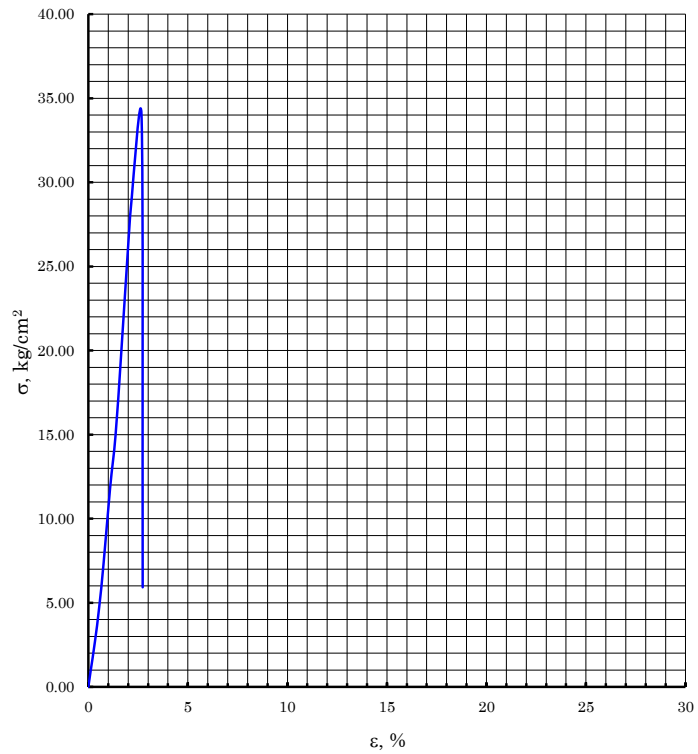
COMPRESION SIMPLE (q u)

Prueba con deformación controlada

Descripción de la muestra: Lutitas	Fecha:	29/03/2016	Operador:	ERC
	Proyecto:	584 G-14	Sondeo:	WL-3 km 92
	Muestra N°:	20 Med	Prof:	15.50 - 17.00 m
	K=	0.950 kg/mm		

Micro mm	Anillo mm	ε %	σ kg/cm ²
0.000	0.0	0.00	0.00
0.100	14.8	0.11	0.90
0.300	43.9	0.33	2.66
0.500	78.5	0.55	4.75
0.700	121.5	0.76	7.33
1.000	196.3	1.09	11.81
1.250	249.0	1.36	14.93
1.500	327.7	1.64	19.60
1.750	412.3	1.91	24.59
2.000	489.7	2.18	29.13
2.450	572.1	2.67	33.86
2.500	100.1	2.73	5.92

d ₁ =	4.40	cm	d ₂ =	4.48	cm	d ₃ =	4.44	cm
d _m =	4.46	cm						
h ₁ =	9.16	cm	h ₂ =	9.16	cm	h _m =	9.16	cm
A ₀ =	15.62	cm ²	W ₀ =	291.32	gr	V ₀ =	143.11	cm ³
T _n =	111		W _T =	126.14	gr	S _S =	2.827	
W _{T+sh} =	415.80	gr	W _{T+ss} =	379.20	gr			



Observaciones:

★ E50 = 1143 Kg/cm²

ω _i =	14.5	%	ω _f =	14.5	%	σ ₁ =	33.86	kg/cm ²
e _i =	0.60		e _f =	0.60				
G _i =	68.3	%	G _f =	68.3	%	σ _d =	33.86	kg/cm ²
γ _{hi} =	2036	kg/m ³	γ _{hf} =	2036	kg/m ³	σ _c =	16.93	kg/cm ²

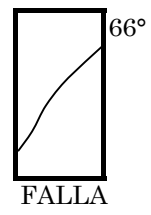
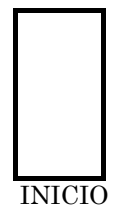
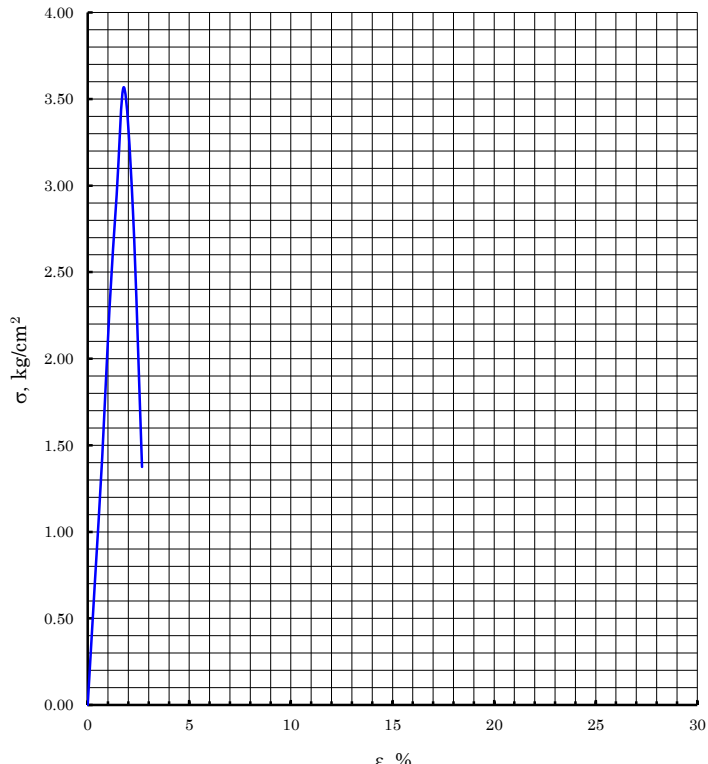
COMPRESION SIMPLE (q_u)

Prueba con deformación controlada

Descripción de la muestra: Lutitas	Fecha:	29/03/2016	Operador:	ERC
	Proyecto:	584 G-14	Sondeo:	WL-3 km 92
	Muestra N°:	18	Prof:	14.50 - 16.00 m
	K=	0.950 kg/mm		

Micro mm	Anillo mm	ϵ %	σ kg/cm ²
0.000	0.0	0.00	0.00
0.200	5.7	0.36	0.72
0.400	11.4	0.71	1.43
0.600	18.3	1.07	2.28
0.800	23.7	1.43	2.95
1.000	28.8	1.78	3.57
1.250	23.1	2.23	2.85
1.500	11.2	2.67	1.37

$d_1 =$	3.12	cm	$d_2 =$	3.11	cm	$d_3 =$	3.02	cm
$d_m =$	3.10	cm						
$h_1 =$	5.61	cm	$h_2 =$	5.61	cm	$h_m =$	5.61	cm
$A_0 =$	7.53	cm ²	$W_0 =$	87.83	gr	$V_0 =$	42.25	cm ³
$T_n =$	162		$W_T =$	119.42	gr	$S_S =$	2.350	
$W_{T+sh} =$	207.07	gr	$W_{T+ss} =$	195.21	gr			



Observaciones:

* E50 = 207 Kg/cm²

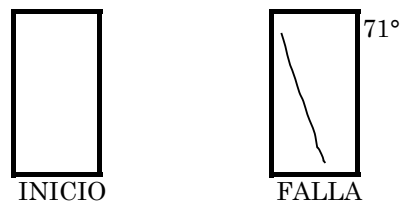
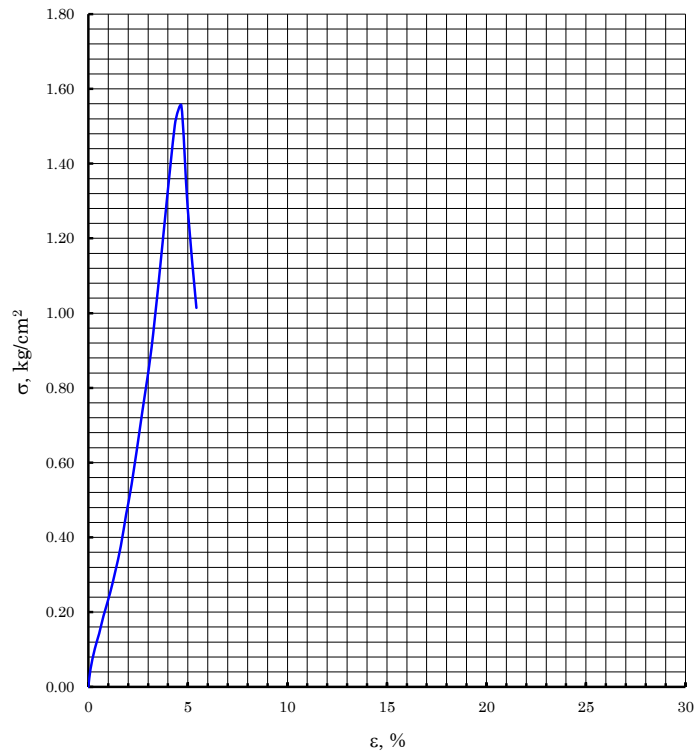
$\omega_i =$	15.6	%	$\omega_f =$	15.6	%	$\sigma_1 =$	3.57	kg/cm ²
$e_i =$	0.31		$e_f =$	0.31				
$G_i =$	100.0	%	$G_f =$	100.0	%	$\sigma_d =$	3.57	kg/cm ²
$\gamma_{hi} =$	2079	kg/m ³	$\gamma_{hf} =$	2079	kg/m ³	$\sigma_c =$	1.78	kg/cm ²

COMPRESION SIMPLE (q u)*Prueba con deformación controlada*

Descripción de la muestra: Lutitas	Fecha:	29/03/2016	Operador:	ERC
	Proyecto:	584 G-14	Sondeo:	WL-3 km 92
	Muestra N°:	14	Prof:	13.50 - 15.00 m
	K=	0.950 kg/mm		

Micro mm	Anillo mm	ε %	σ kg/cm ²
0.000	0.0	0.00	0.00
0.100	0.7	0.11	0.05
0.300	1.5	0.33	0.10
0.500	2.1	0.54	0.14
0.700	2.8	0.76	0.19
1.000	3.7	1.09	0.25
1.250	4.6	1.36	0.31
1.500	5.6	1.63	0.38
1.750	6.9	1.90	0.46
2.000	8.1	2.17	0.54
2.500	11.1	2.71	0.74
3.000	14.3	3.26	0.94
4.000	23.0	4.34	1.50
4.300	23.9	4.67	1.56
4.600	19.7	4.99	1.28
5.000	15.7	5.43	1.01

$d_1=$	4.40	cm	$d_2=$	4.20	cm	$d_3=$	4.05	cm
$d_m=$	4.21	cm						
$h_1=$	9.21	cm	$h_2=$	9.21	cm	$h_m=$	9.21	cm
$A_0=$	13.91	cm ²	$W_0=$	261.80	gr	$V_0=$	128.11	cm ³
$T_n=$	172		$W_T=$	121.45	gr	$S_s=$	2.843	
$W_{T+sh}=$	382.90	gr	$W_{T+ss}=$	339.57	gr			



Observaciones:

* E50 = 28 Kg/cm²

$\omega_i=$	19.9 %	$\omega_f=$	19.9 %	$\sigma_i=$	1.56 kg/cm ²
$e_i=$	0.67	$e_f=$	0.67		
$G_i=$	84.3 %	$G_f=$	84.3 %	$\sigma_d=$	1.56 kg/cm ²
$\gamma_{hi}=$	2044 kg/m ³	$\gamma_{hf}=$	2044 kg/m ³	$\sigma_c=$	0.78 kg/cm ²

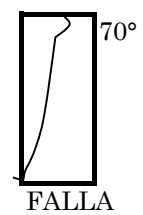
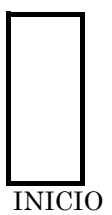
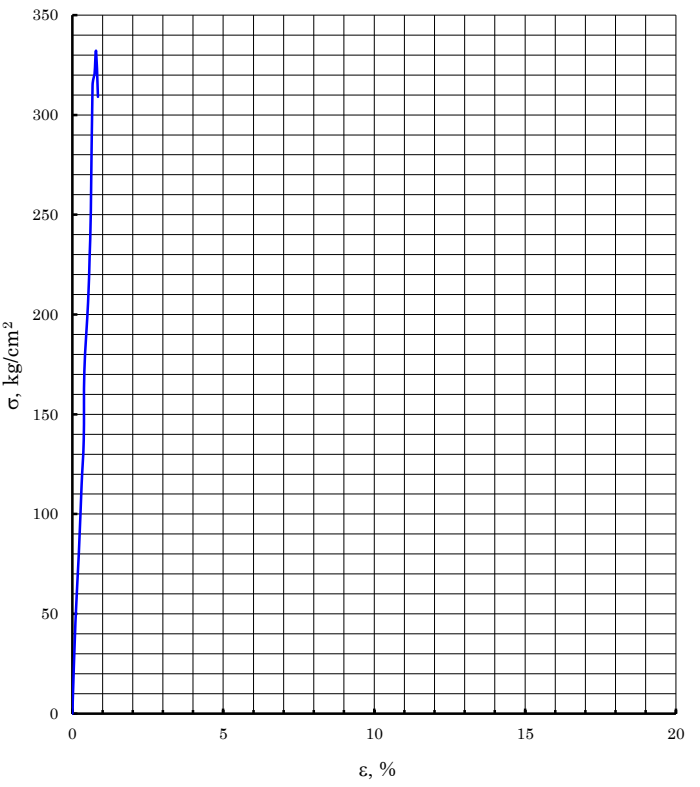
COMPRESION SIMPLE (q u)

Prueba con deformación controlada

Descripción de la muestra: Arenisca de grano fino gris litificada	Fecha: 14/03/2016	Operador: RMV
	Proyecto: Tijuana Ensenada	Sondeo: WL-3 Km- 92
	Muestra N°: 19	Prof: 28.00 - 29.50 m
	K= 1000 kg/mm	

Micro mm	Anillo mm	ϵ %	σ kg/cm ²
10.650	0.000	0.00	0.00
10.750	0.800	0.10	45.79
10.860	1.400	0.21	80.12
10.950	2.000	0.31	114.46
11.020	2.400	0.38	137.36
11.040	3.000	0.40	171.70
11.160	3.600	0.52	206.04
11.210	4.000	0.57	228.93
11.250	4.400	0.61	251.82
11.305	5.500	0.67	314.78
11.370	5.600	0.74	320.50
11.420	5.800	0.79	331.95
11.480	5.400	0.85	309.05

d ₁ =	4.71 cm	d ₂ =	4.72 cm	d ₃ =	4.71 cm
d _m =	4.72 cm				
h ₁ =	9.79 cm	h ₂ =	9.79 cm	h _m =	9.79 cm
A ₀ =	17.47 cm ²	W ₀ =	431.50 gr	V ₀ =	171.06 cm ³

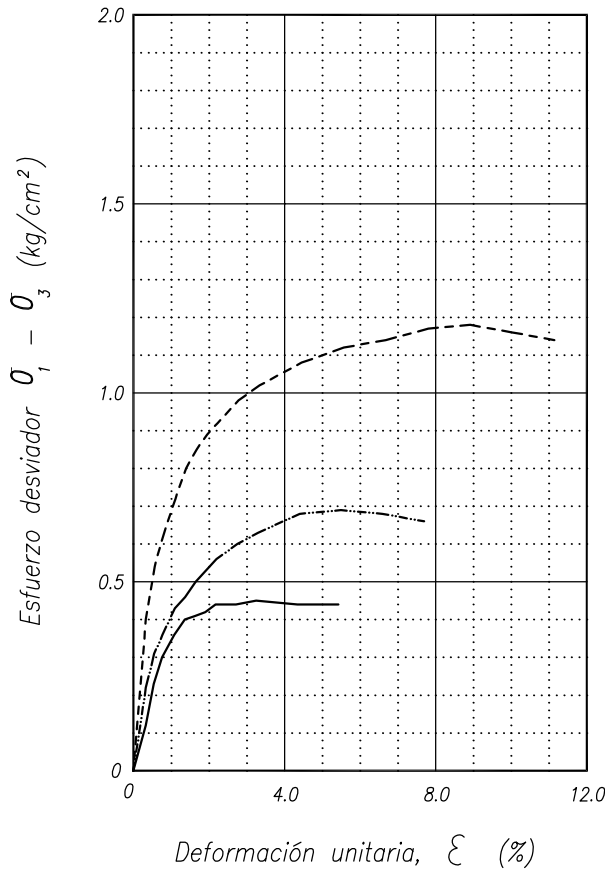


Observaciones:
E 50 = <u>42,023</u> Kg/cm ²

γ_{hi} =	2523 kg/m ³
-----------------	------------------------

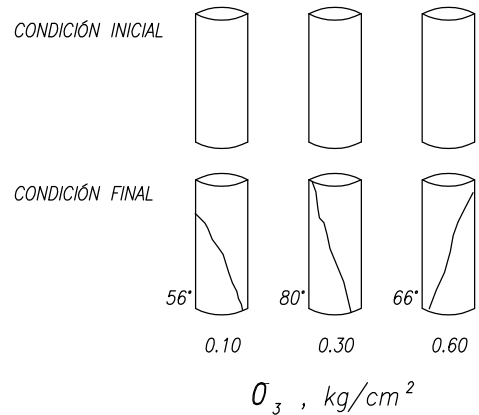
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : TALUD ENSENADA TIJUANA

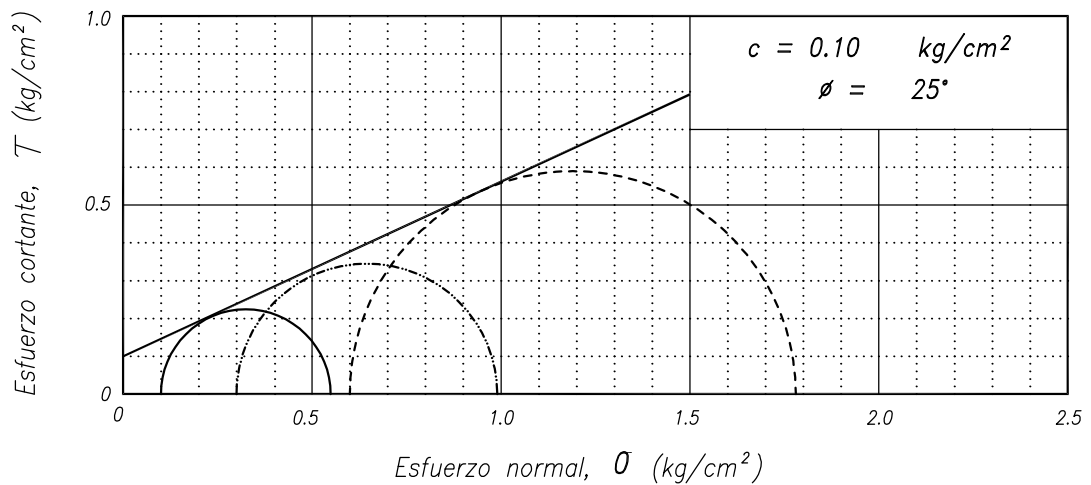


DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
CH	
"Arena fina y media, limosa, café amarillento con gravas hasta de 1/2" ø"	

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.10	42
- - -	0.30	49
- · - ·	0.60	85

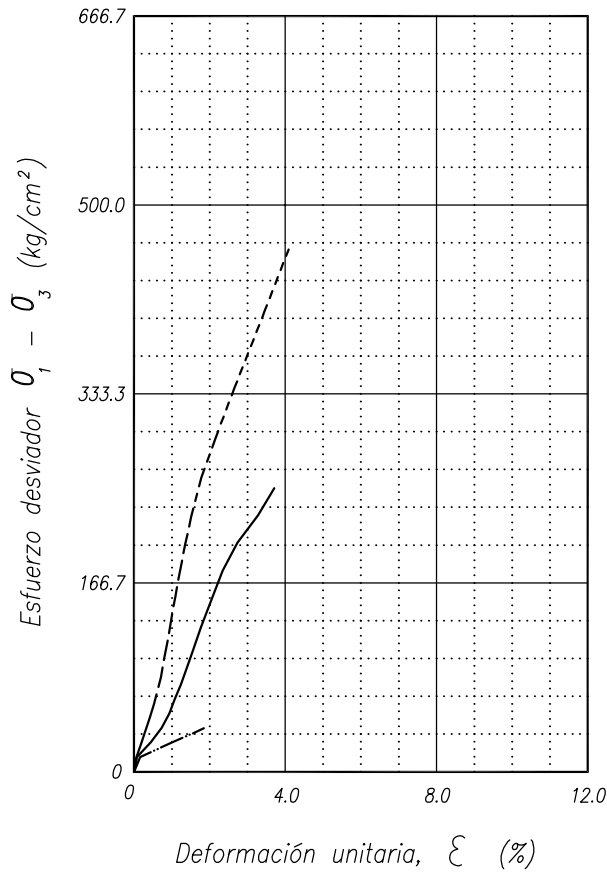


SONDEO	PROF m	Tx	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
S/S	0.25	UU	0.10	0.45	10	10	2.74	0.13	0.13	100	100	1687
			0.30	0.69	17	17	2.74	0.82	0.82	56	56	1759
			0.60	1.18	16	16	2.74	0.94	0.94	46	46	1639



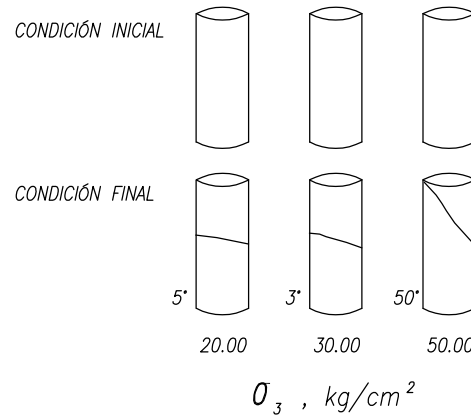
PRUEBA TRIAXIAL EN ROCA

OBRA : _____ 1107 G/20



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
Lutita Gris oscuro	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	20.00	7178
- - -	30.00	3423
- - - -	50.00	14788



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
WL-5	31.97	UU	20.00	250.07	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	2213
			30.00	38.29	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	2178
			50.00	460.66	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	2320

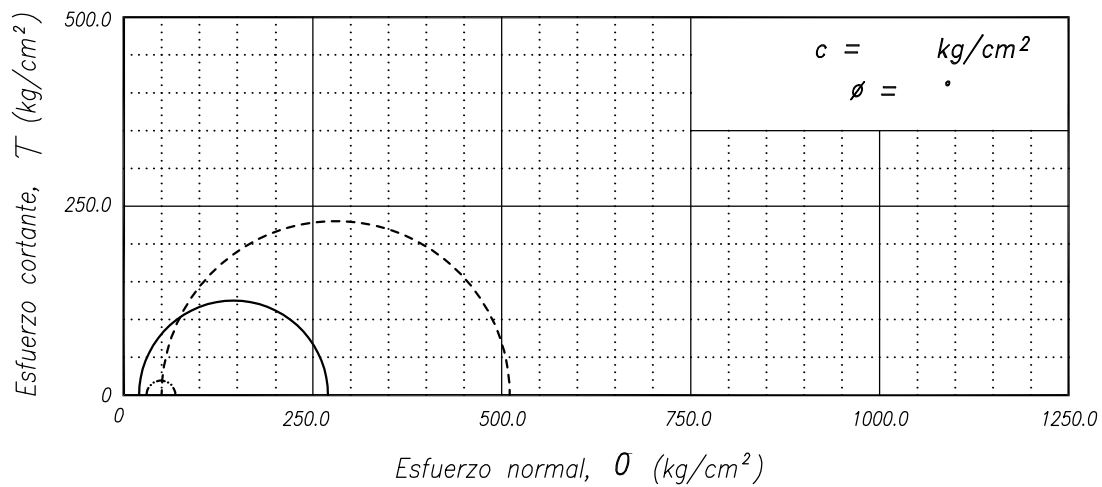
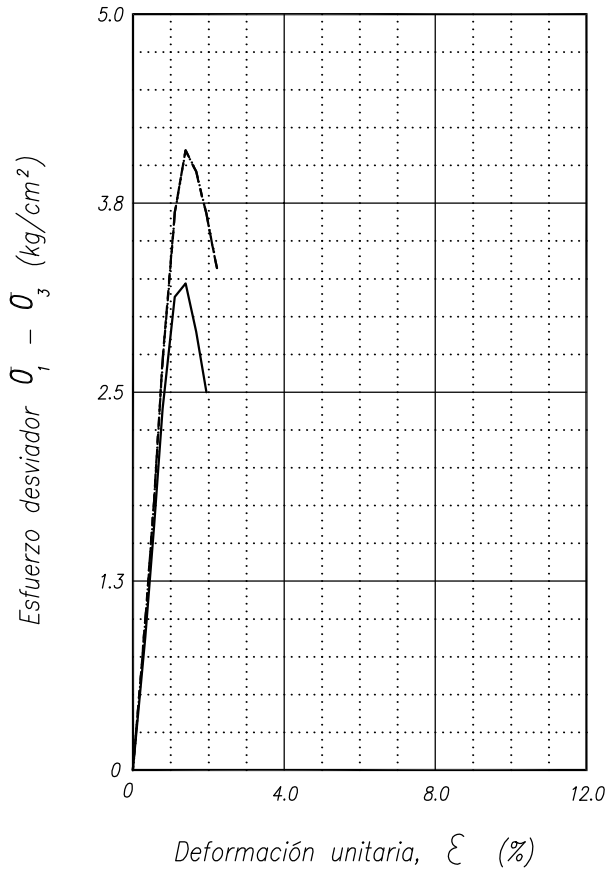


Fig. 3-8

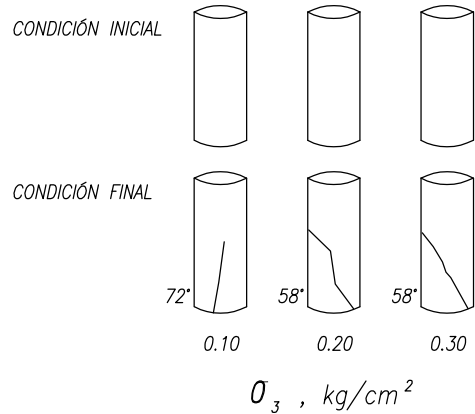
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : 1107 G/20



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
CH	
Arcilla café amarillento con arena.	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.10	289
- - -	0.20	331
- - - -	0.30	331



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
PCA-2	0.20	UU	0.10	3.22	9	9	2.63	0.63	0.63	37	37	1762
			0.20	4.10	9	9	2.63	0.63	0.63	37	37	1763
			0.30	4.10	9	9	2.63	0.63	0.63	37	37	1763

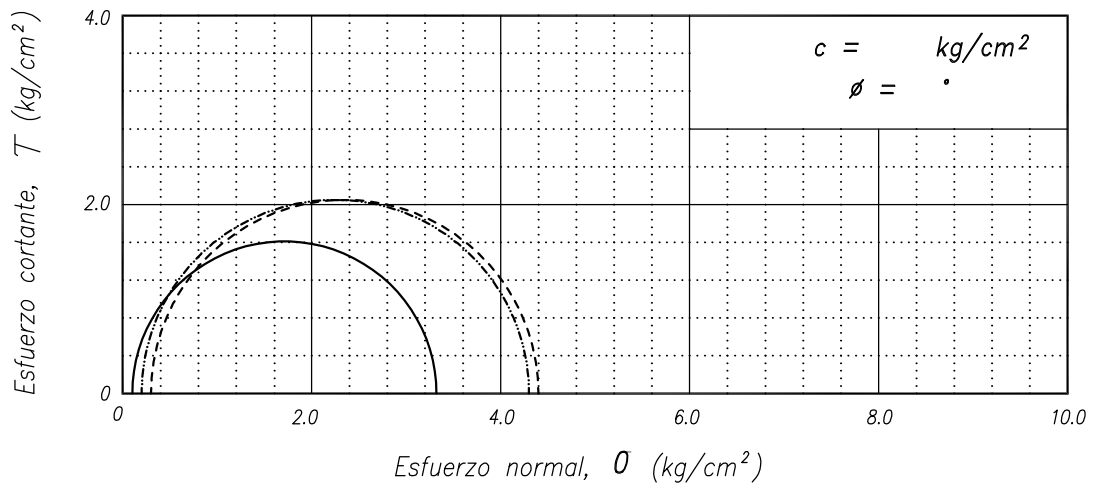


Fig. 3-8

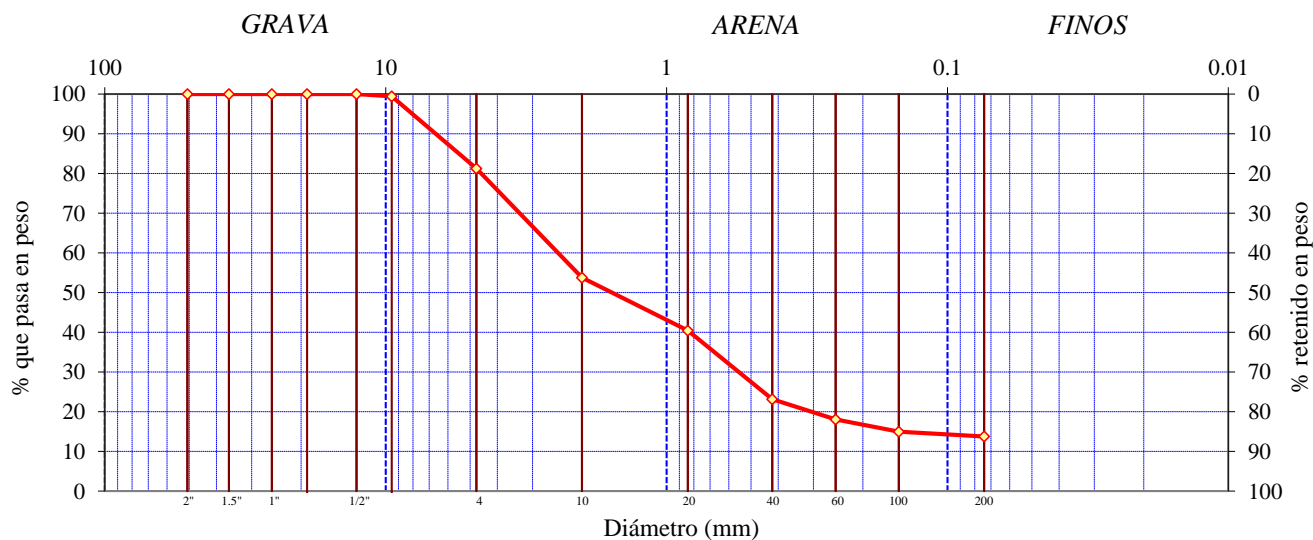
GRANULOMETRÍA POR MALLAS

ASTM D42158 y D422-63

Proyecto : 1107 G-20	Sondeo : S-3	Peso muestra: 850.42 g
Localización : Tijuana Ensenada	Muestra : 1	Operador : Juan C.
Fecha : 05/01/2021	Profundidad : S/P m	Calculista : Alan M.

	Malla (No.)	Abertura (mm)	Peso suelo retenido (g)	% retenido parcial (%)	% que pasa (%)
Grava	2 "	50.80		0.00	100.00
	1 ½ "	36.10		0.00	100.00
	1 "	25.40		0.00	100.00
	¾ "	19.05		0.00	100.00
	½ "	12.70		0.00	100.00
	3/8 "	9.52	4.64	0.55	99.45
Arena	4	4.75	154.74	18.20	81.26
	10	2.000	233.50	27.46	53.80
	20	0.840	113.50	13.35	40.46
	40	0.420	147.40	17.33	23.12
	60	0.250	43.00	5.06	18.07
	100	0.149	26.10	3.07	15.00
Finos	200	0.074	10.60	1.25	13.75

Clasificación: SUCS



D ₁₀ = <u>0</u>	C _u = D ₆₀ / D ₁₀ = _____	G = <u>18.74</u> %
D ₃₀ = <u>0.56</u>	C _c = (D ₃₀) ² / (D ₁₀ * D ₆₀) = _____	S = <u>67.51</u> %
D ₆₀ = <u>1.8</u>		F = <u>13.75</u> %

Clasificación SUCS : **SM**

RETENIDO EN LA MALLA 200 (0.074 M.M)

Arena mal graduada con gravas hasta de 3/8"Ø

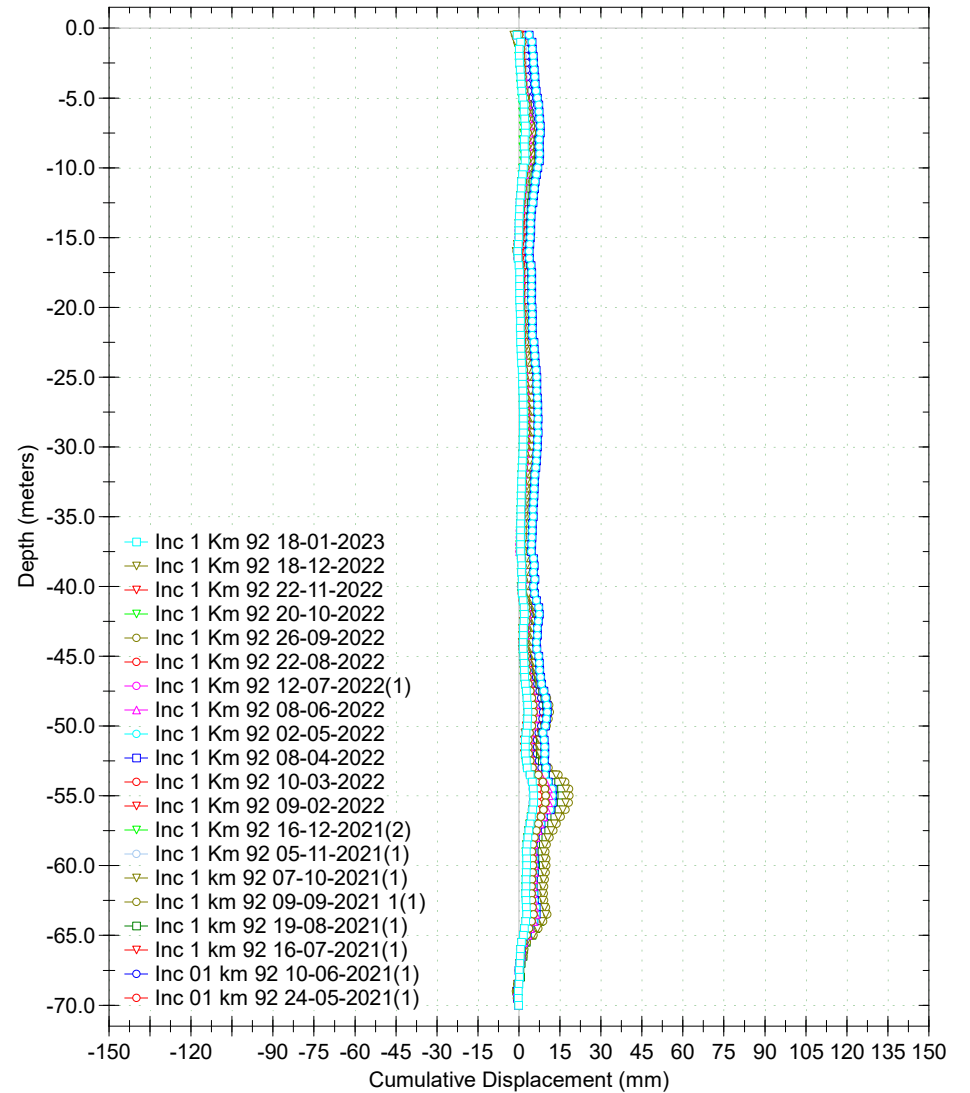
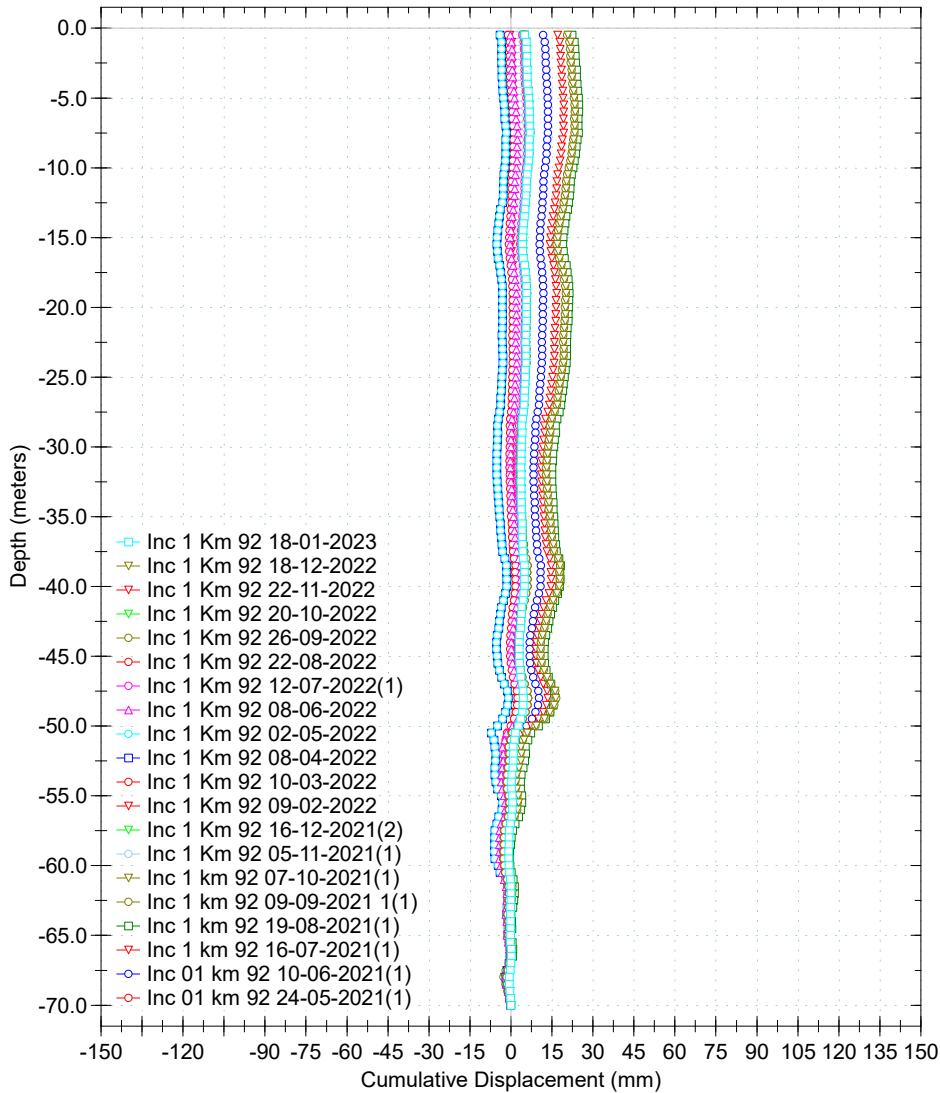
PLANO DE INSTRUMENTACIÓN



Inc 01 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

Axis - A

Axis - B

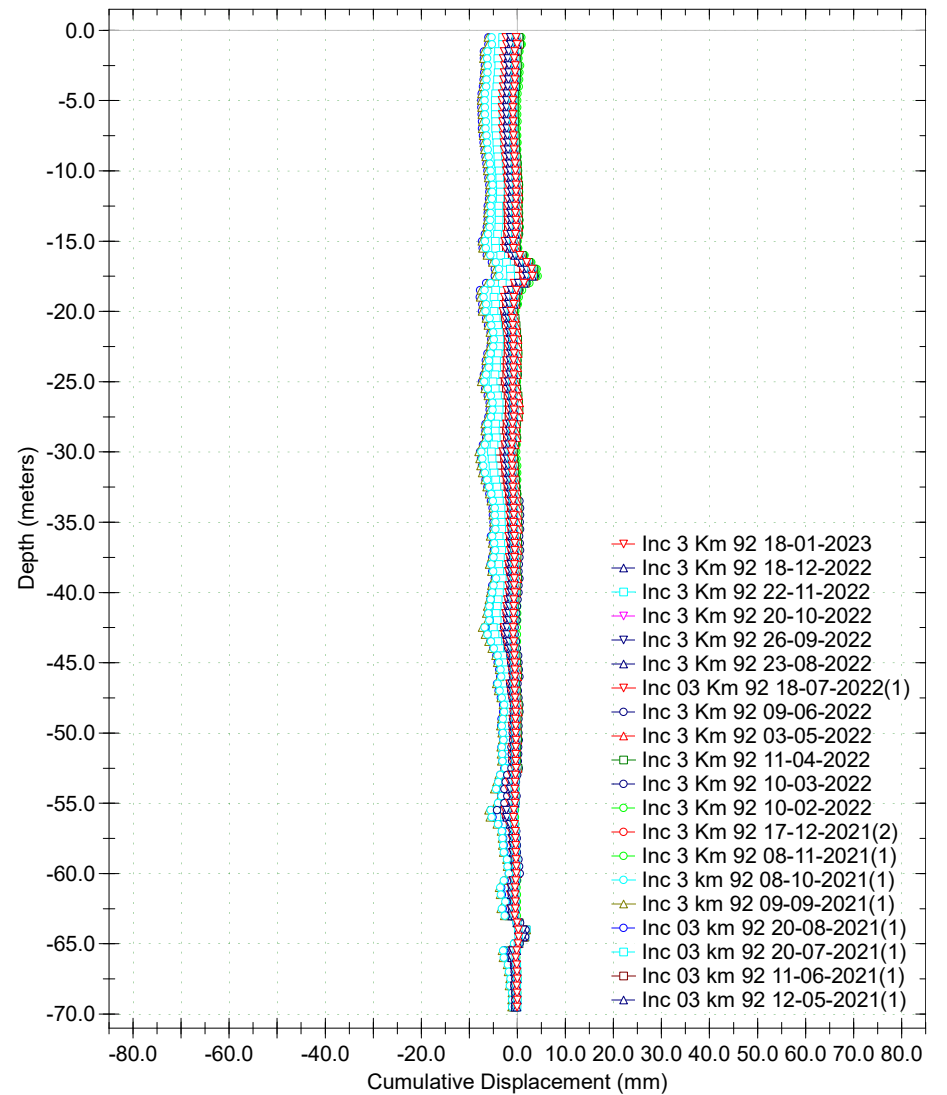
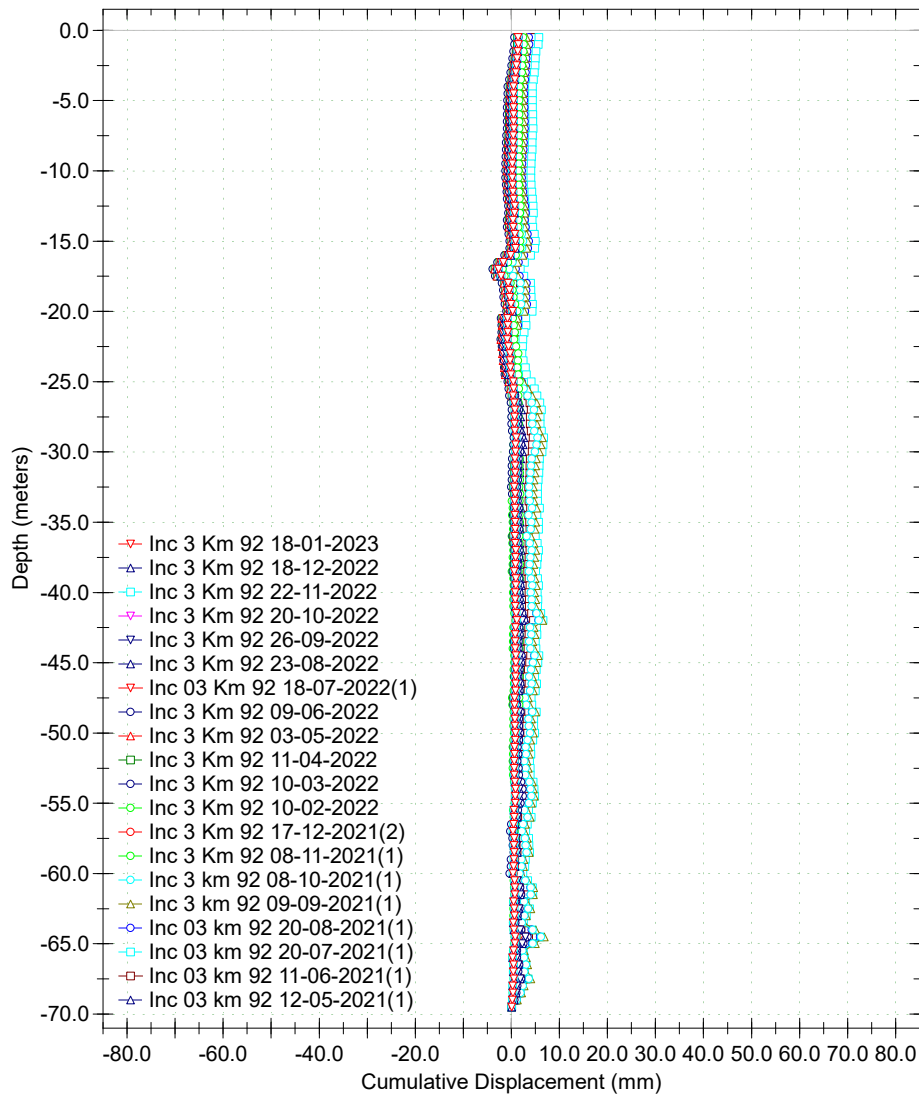




Inc 03 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

Axis - A

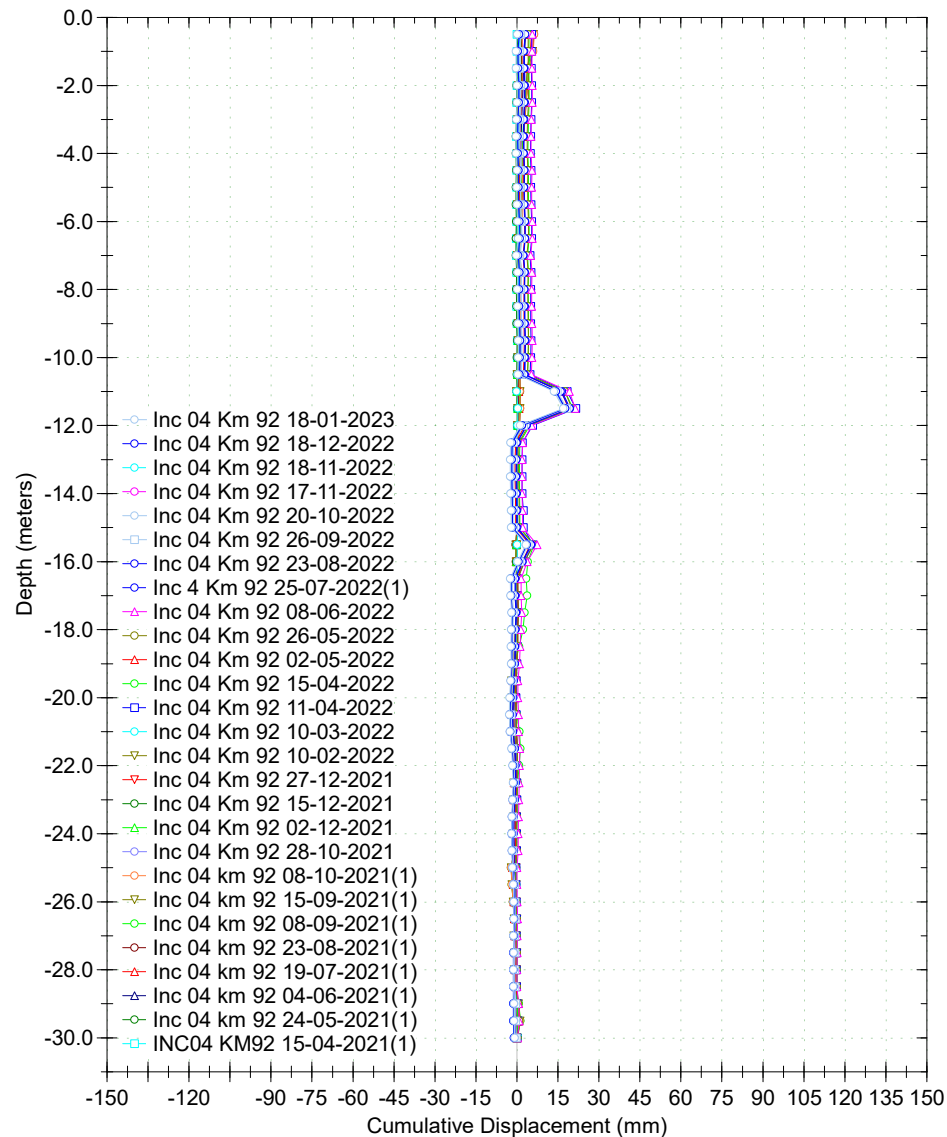
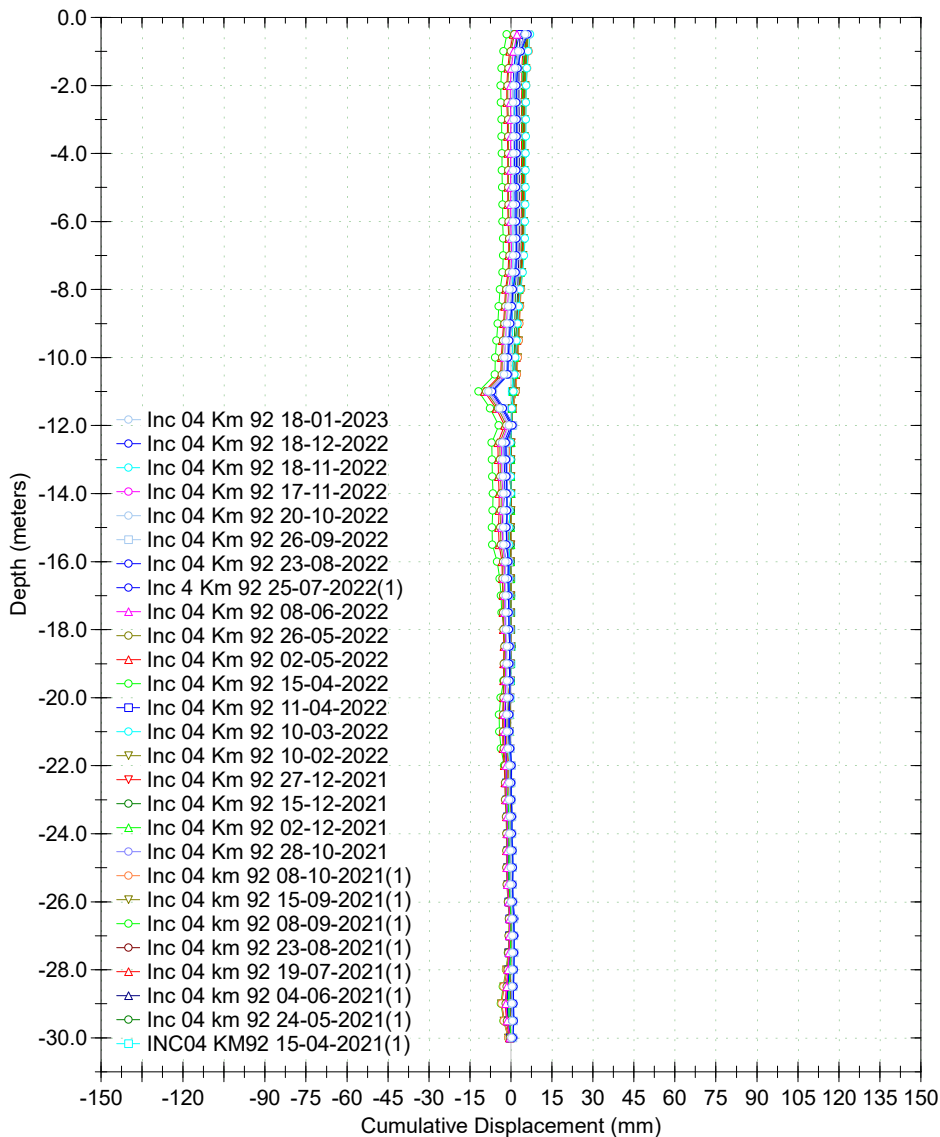
Axis - B





Axis - A

Axis - B

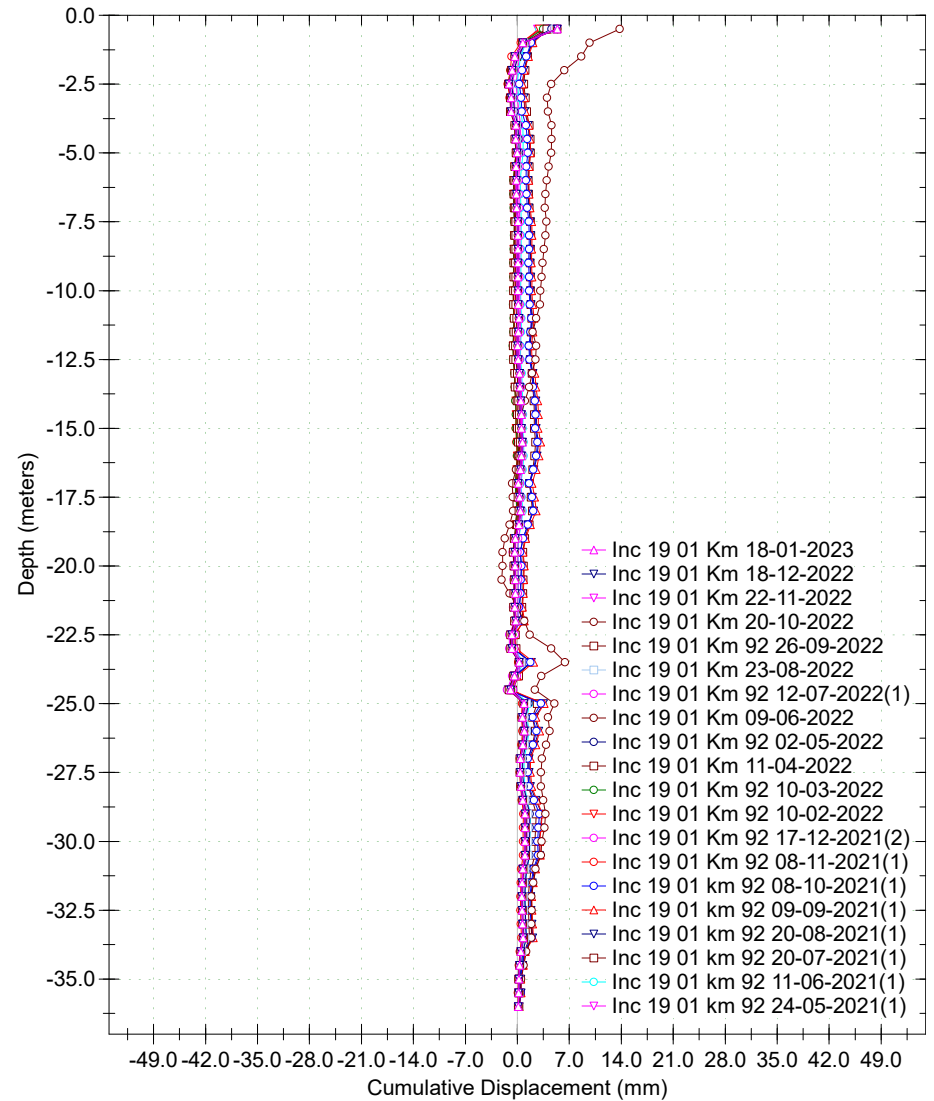
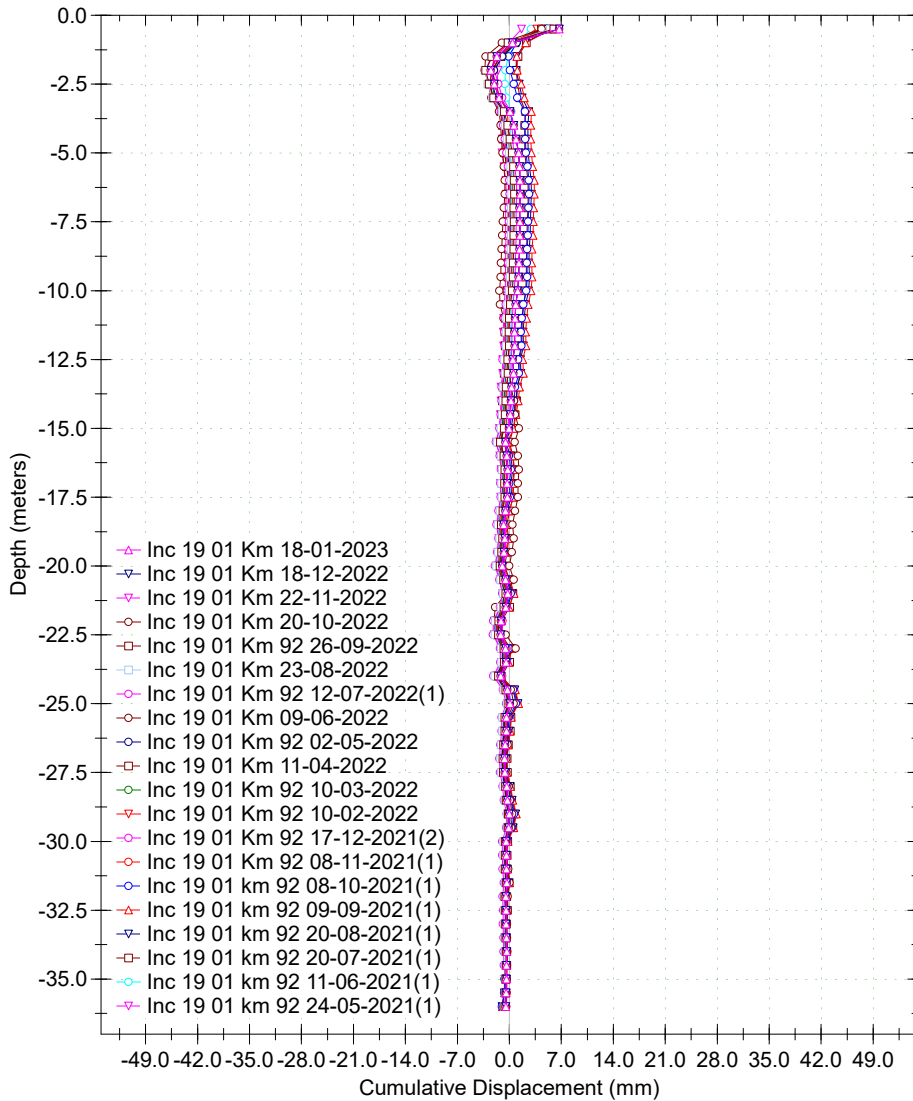




Inc 19 01 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

Axis - A

Axis - B

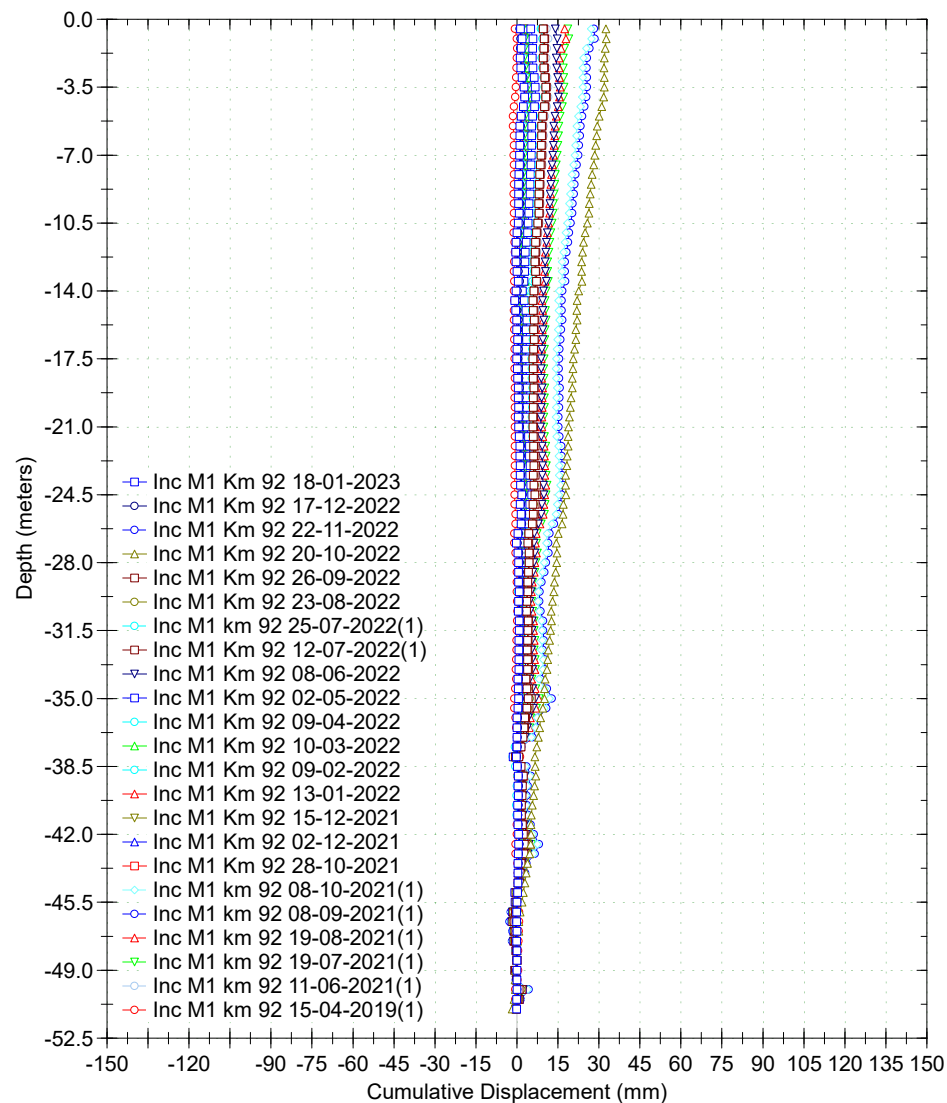
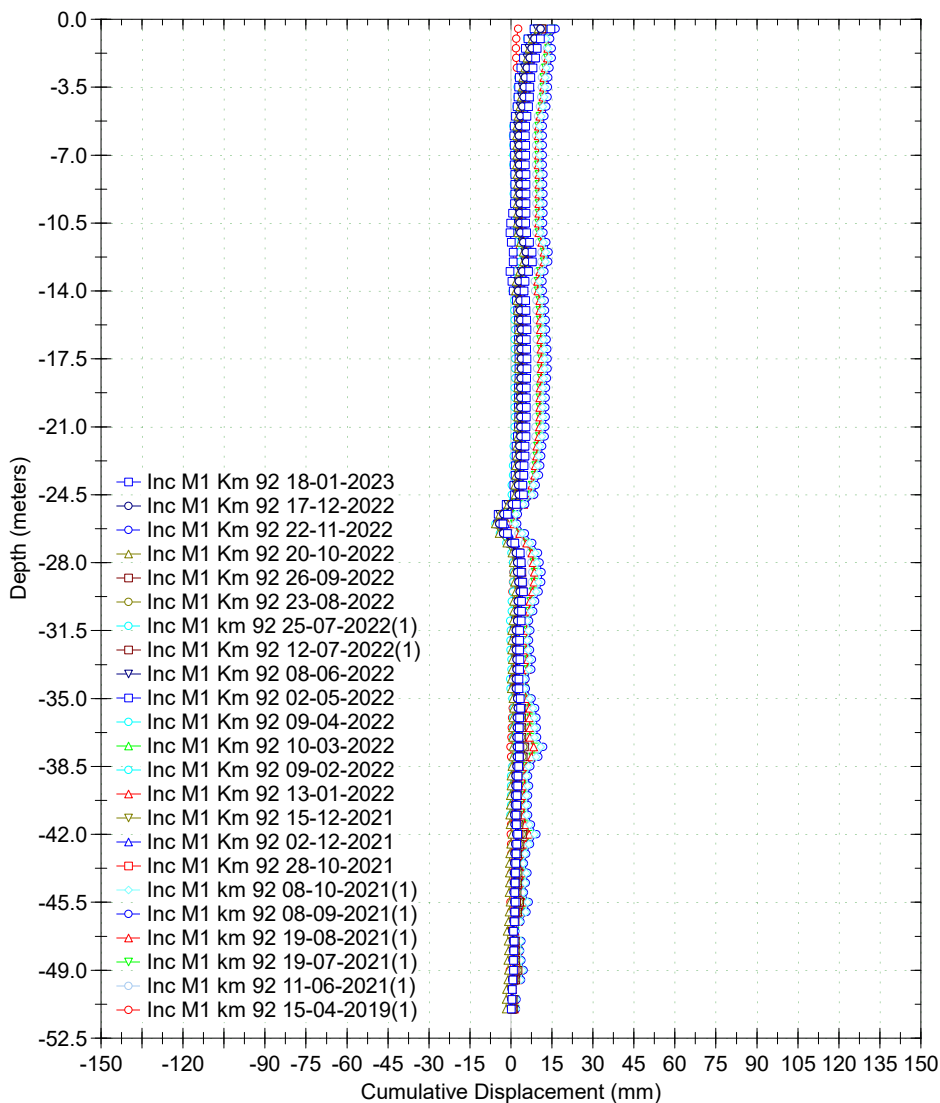




Inc M1 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

Axis - A

Axis - B

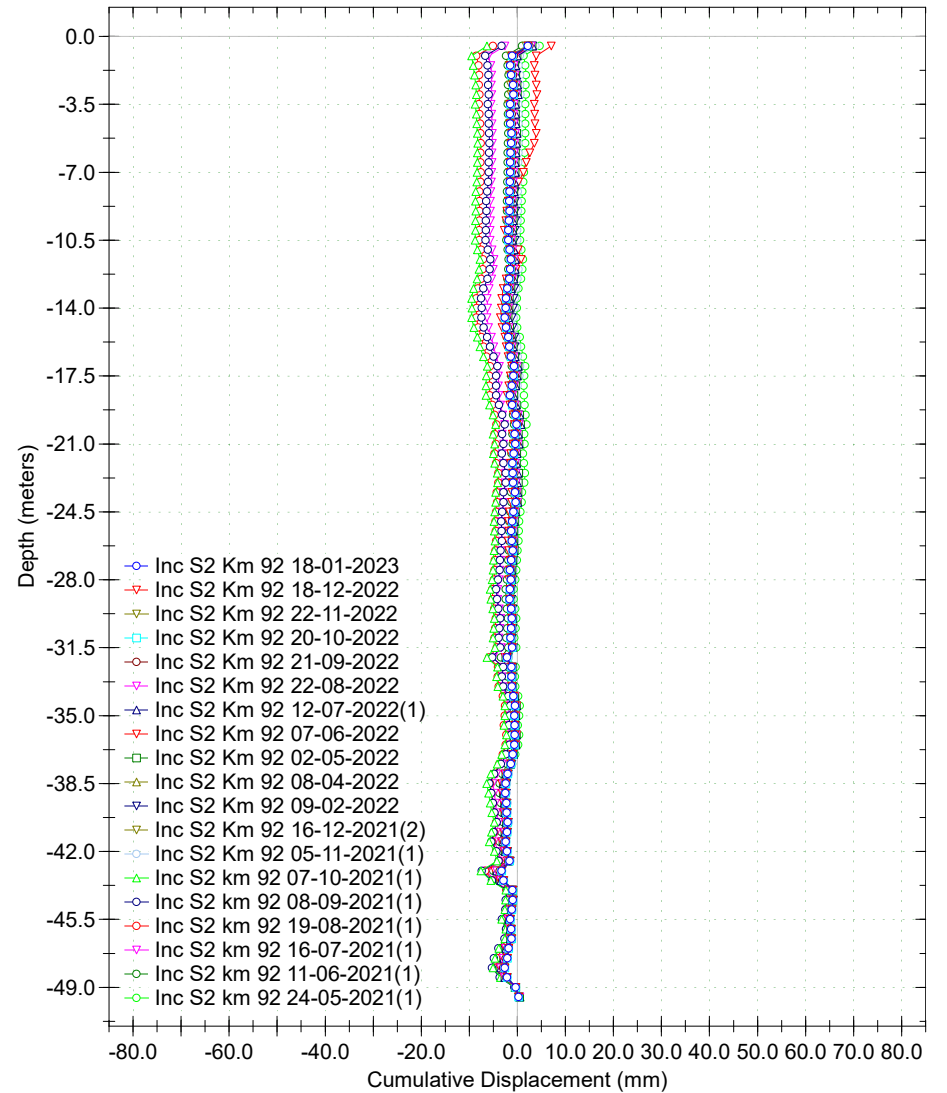
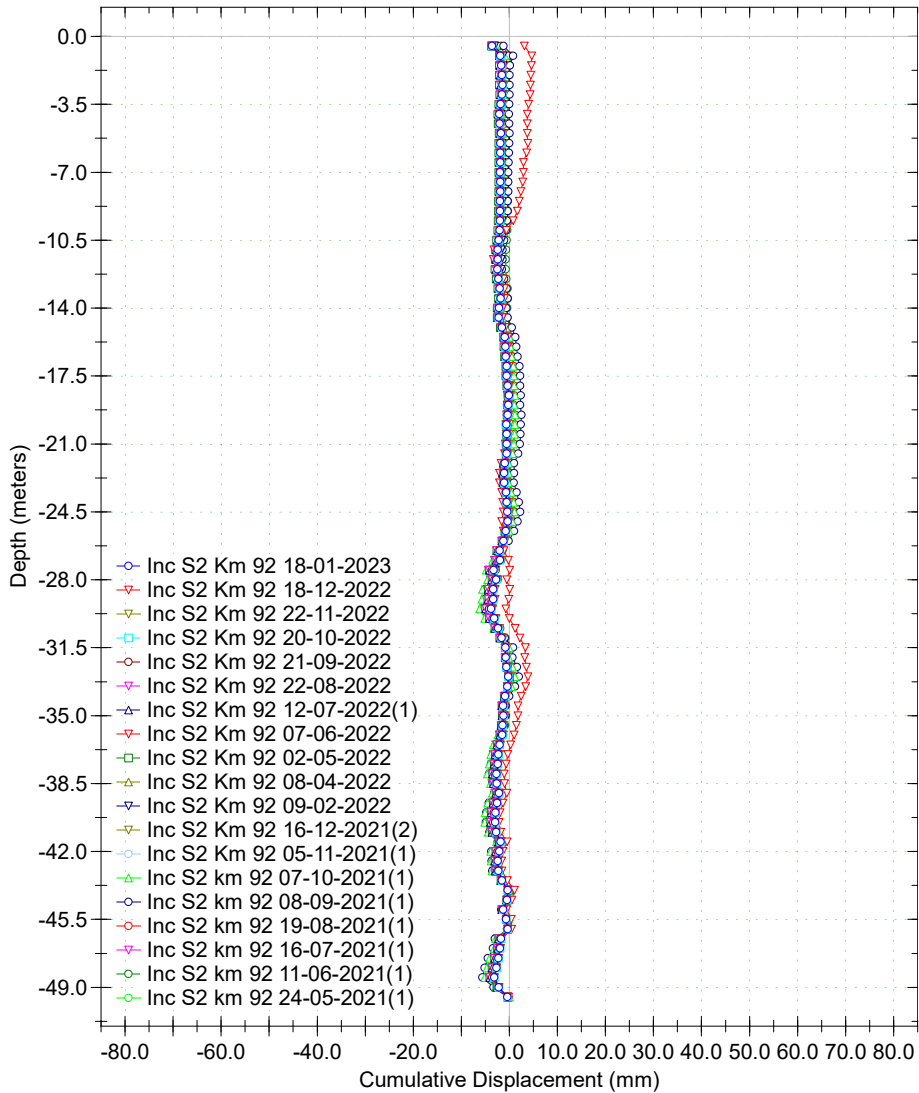


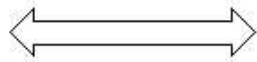


Inc S2 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

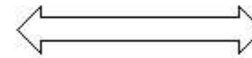
Axis - A

Axis - B





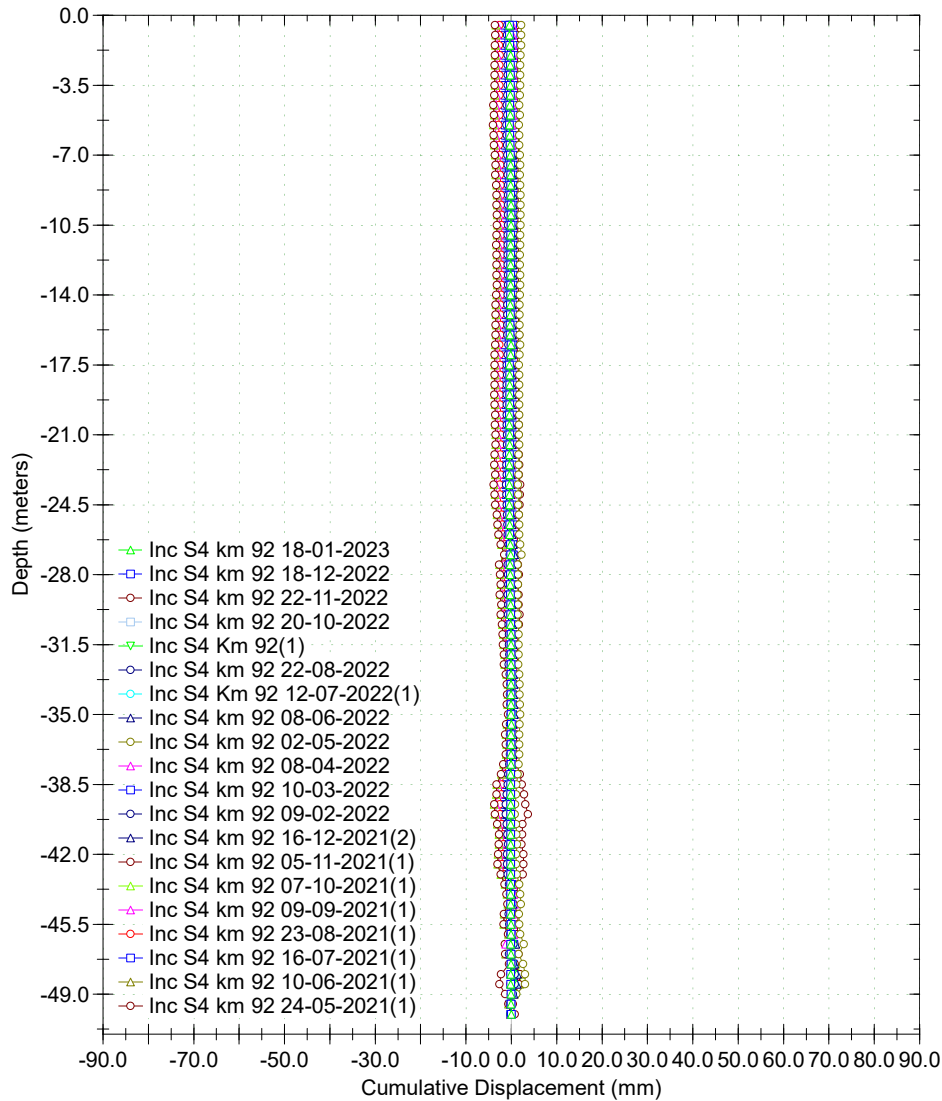
LADERA MAR



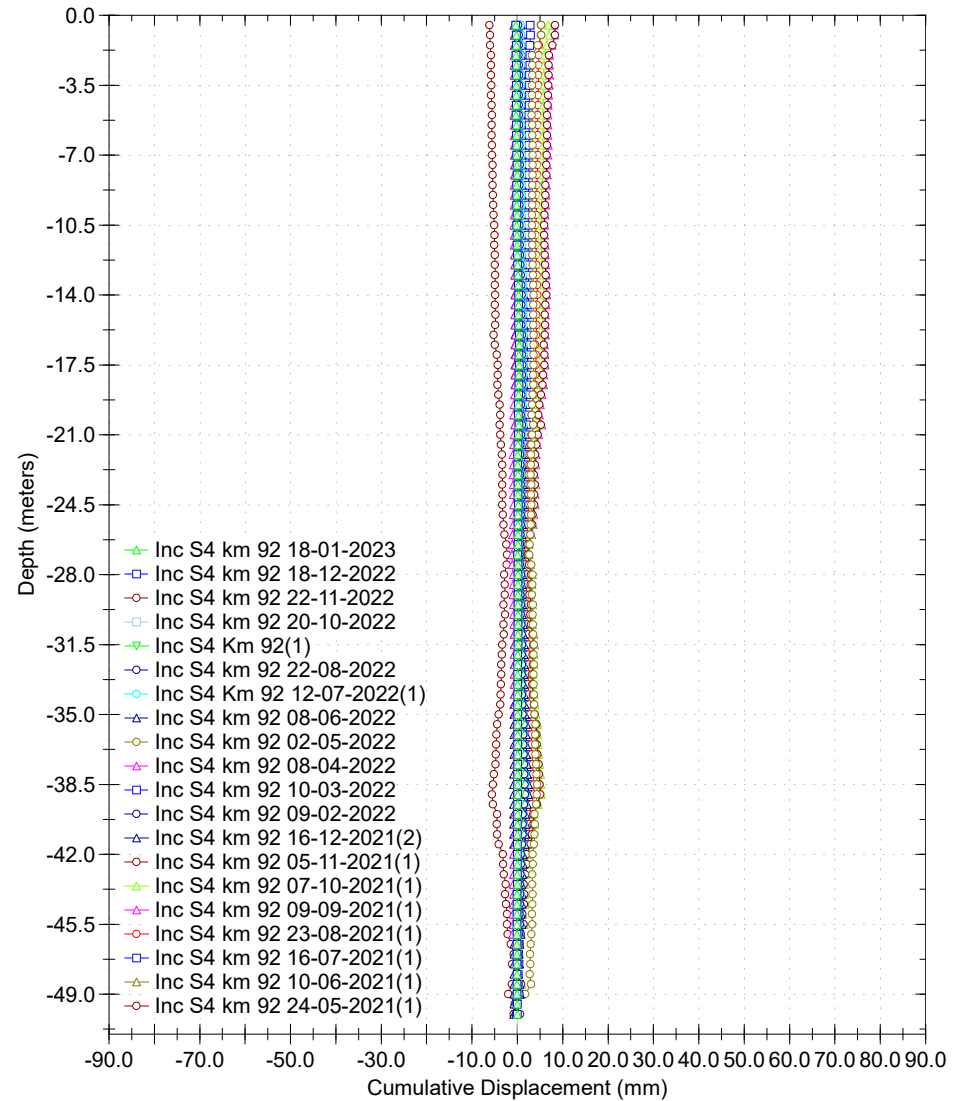
ENSENADA TIJUANA

Inc S4 km 92 Autopista Tijuana - Ensenada

Axis - A



Axis - B



TUBO DE OBSERVACIÓN

REGISTRO DE CAMPO

PROYECTO: "MONITOREO DE LA BAHÍA SALSIPUEDES EN LA AUTOPISTA TIJUANA - ENSENADA"

LOCALIZACIÓN: KM 92+000

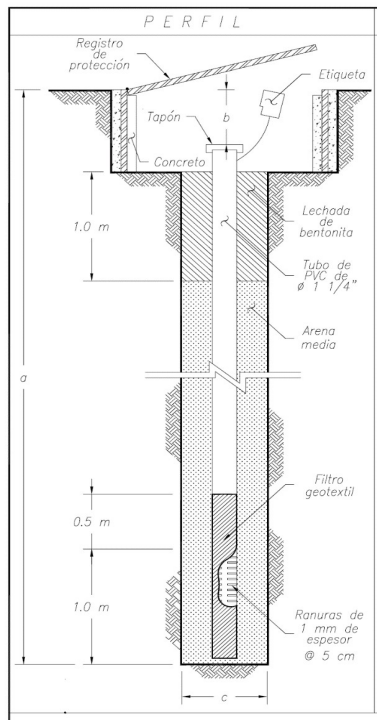
TUBO DE OBSERVACIÓN No. T.O 01

CLIENTE: CAPUFE

PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN: 60.00

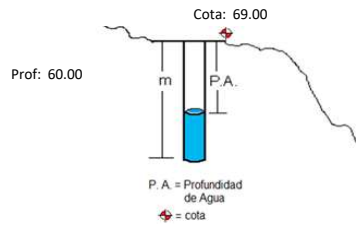
ING. DE MONITOREO: ING. ALBERTO PELAYO C.

COTA: 69.00



REGISTRO DE LECTURAS

FECHA	NIVEL DEL AGUA (msnm)
28/04/2022	40.16
13/05/2022	40.25
27/06/2022	40.12
22/07/2022	40.13
19/08/2022	40.13
16/09/2022	40.14
20/10/2022	40.09
12/11/2022	40.09
14/12/2022	40.09
24/01/2023	40.01

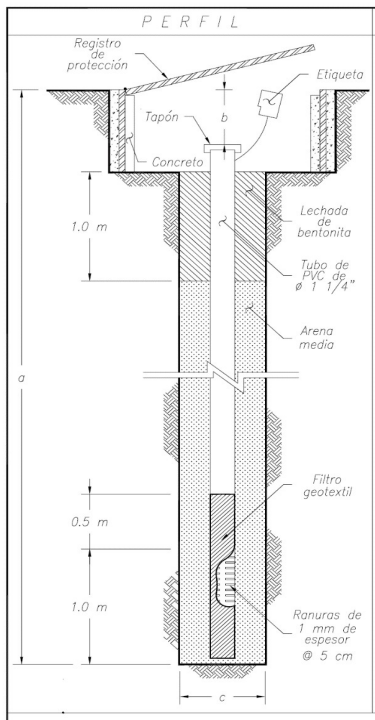


TUBO DE OBSERVACIÓN

REGISTRO DE CAMPO

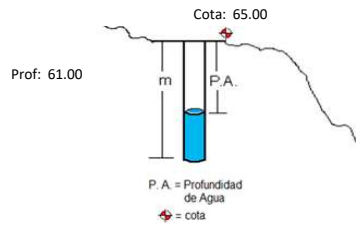
PROYECTO: "MONITOREO DE LA BAHÍA SALSIPUEDES EN LA AUTOPISTA TIJUANA - ENSENADA"

LOCALIZACIÓN: KM 92+000 TUBO DE OBSERVACIÓN No. T.O 02
 CLIENTE: CAPUFE PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN: 61.00
 ING. DE MONITOREO: ING. ALBERTO PELAYO C. COTA: 65.00



REGISTRO DE LECTURAS

FECHA	NIVEL DEL AGUA (msnm)
28/04/2022	12.75
13/05/2022	12.70
27/06/2022	12.65
22/07/2022	12.67
19/08/2022	12.67
16/09/2022	12.67
20/10/2022	12.67
12/11/2022	12.67
14/12/2022	12.67
24/01/2023	12.67

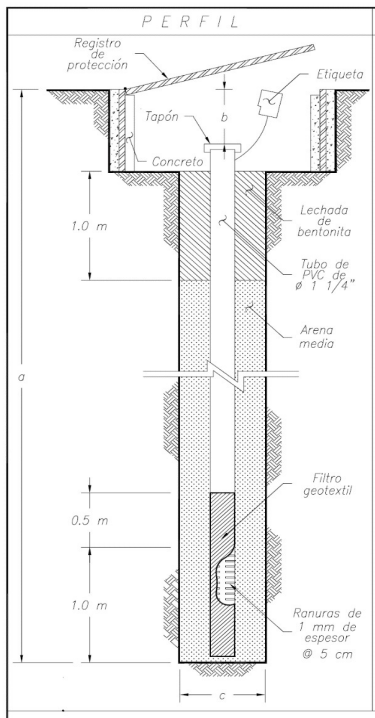


TUBO DE OBSERVACIÓN

REGISTRO DE CAMPO

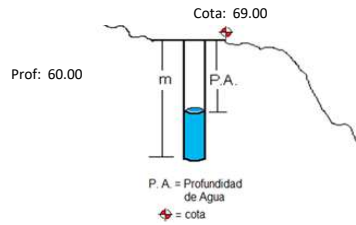
PROYECTO: "MONITOREO DE LA BAHÍA SALSIPUEDES EN LA AUTOPISTA TIJUANA - ENSENADA"

LOCALIZACIÓN: KM 92+000 TUBO DE OBSERVACIÓN No. T.O 21 01
 CLIENTE: CAPUFE PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN: 60.00
 ING. DE MONITOREO: ING. ALBERTO PELAYO C. COTA: 69.00



REGISTRO DE LECTURAS

FECHA	NIVEL DEL AGUA (msnm)
30/05/2022	9.50
27/06/2022	9.50
22/07/2022	9.50
19/08/2022	9.50
16/09/2022	9.50
20/10/2022	9.50
12/11/2022	9.50
14/12/2022	9.50
25/01/2023	N/A



PIEZÓMETRO CASAGRANDE

REGISTRO DE CAMPO

PROYECTO : "MONITOREO DE LA BAHÍA SALSIPUEDES EN LA AUTOPISTA TIJUANA- ENSENADA"

LOCALIZACIÓN: KM 92+000

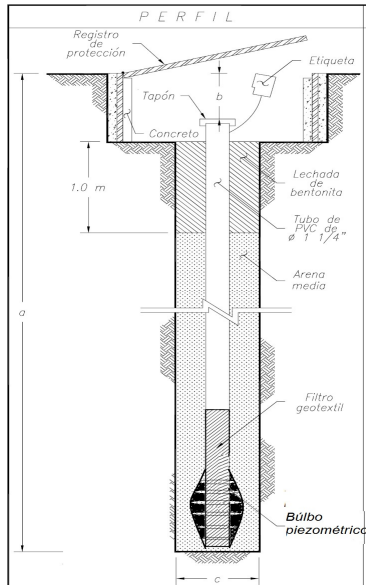
PIEZOMETRO No: PZM 01

CLIENTE: CAPUFE

PROFUNDIDAD DEL BÚLBO: 45.00

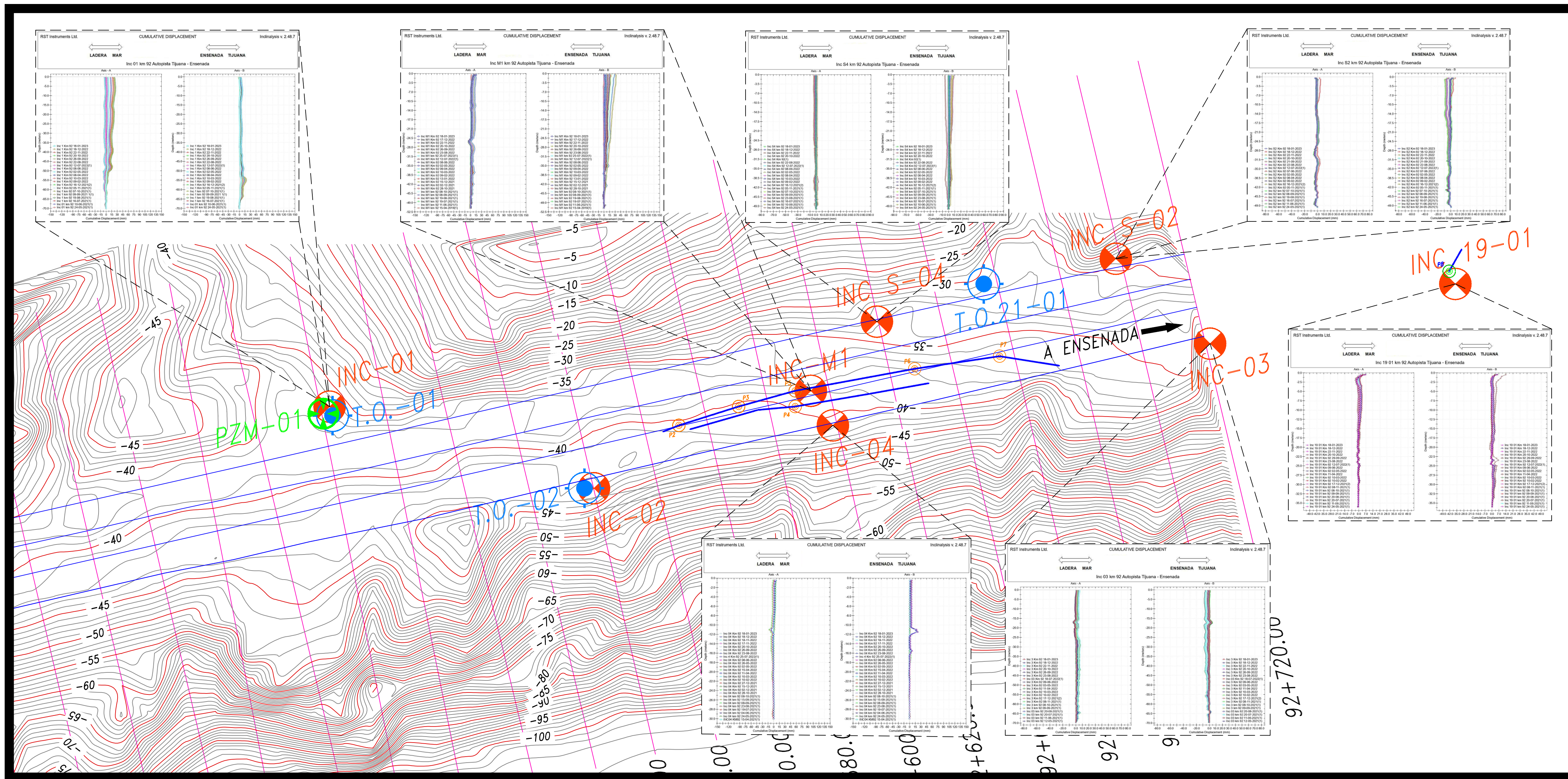
ING. DE MONITOREO: ING. ALBERTO PELAYO C.

COTA: 69.00

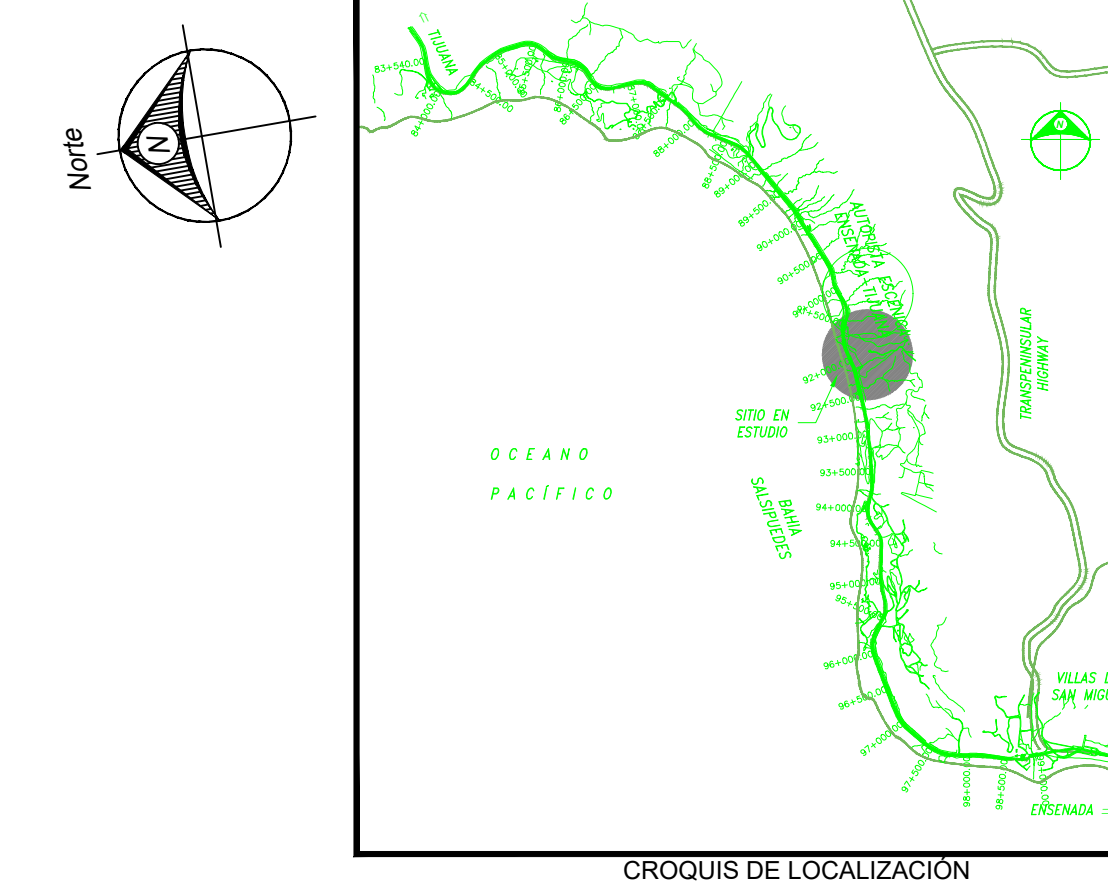


REGISTRO DE LECTURAS

FECHA	NIVEL DEL AGUA (msnm)
28/04/2022	59.65
13/05/2022	59.69
27/06/2022	59.62
22/07/2022	59.64
19/08/2022	59.64
19/09/2022	59.64
20/10/2022	59.56
12/11/2022	59.59
14/12/2022	59.56
25/01/2023	59.47



SIMBOLOGIA	
	TUBOS DE OBSERVACION
	INCLINOMETRO
	PIEZOMETROS
	PUNTO DE MONITOREO EN GRIETA
	GRIETA



RELACION DE INSTRUMENTACION ACTIVA DEL KM 92+000				
Instrumentación	Coordenada UTM X	Coordenada UTM Y	Coordenada UTM Z	Profundidad
INC-01	523157.0000	3534547.0000	71.0000	80.00
INC-02	523131.0000	3534463.0000	65.0000	59.00
INC-03	523151.0000	3534266.0000	71.0000	70.00
INC-04	523151.0000	3534387.0000	71.0000	31.00
INC-M1	523158.0000	3534396.0000	66.0000	51.50
INC-19-01	523195.0000	3534191.0000	77.0000	36.05
INC-S2	523204.0000	3534296.0000	70.0000	50.00
INC-S4	523184.0000	3534373.0000	73.0000	50.00
INC-S5	523142.0000	3534424.0000	65.0000	60.00
TO-01	523153.0000	3534547.0000	69.0000	60.00
TO-02	523131.0000	3534467.0000	65.0000	61.00
TO-21-01	523196.0000	3534339.0000	69.0000	60.00
PZM-01	523152.0000	3534549.0000	69.0000	45.00

MONITOREO DE GRIETAS KM 92+000					
Grietas	Coordenada UTM X	Coordenada UTM Y	Coordenada UTM Z	jun-22 (mm)	jul-22 (mm)
P1	523054.00	3534842.00	72.00	8.40	8.50
P2	523151.00	3534436.00	65.00	12.80	13.50
P3	523157.00	3534417.00	67.00	6.80	6.80
P4	523157.00	3534399.00	65.00	8.75	9.05
P5	523162.00	3534387.00	67.00	-	-
P6	523169.00	3534361.00	67.00	19.10	19.40
P7	523173.00	3534334.00	69.00	12.60	12.80
P8	523200.00	3534191.00	75.00	10.20	10.20

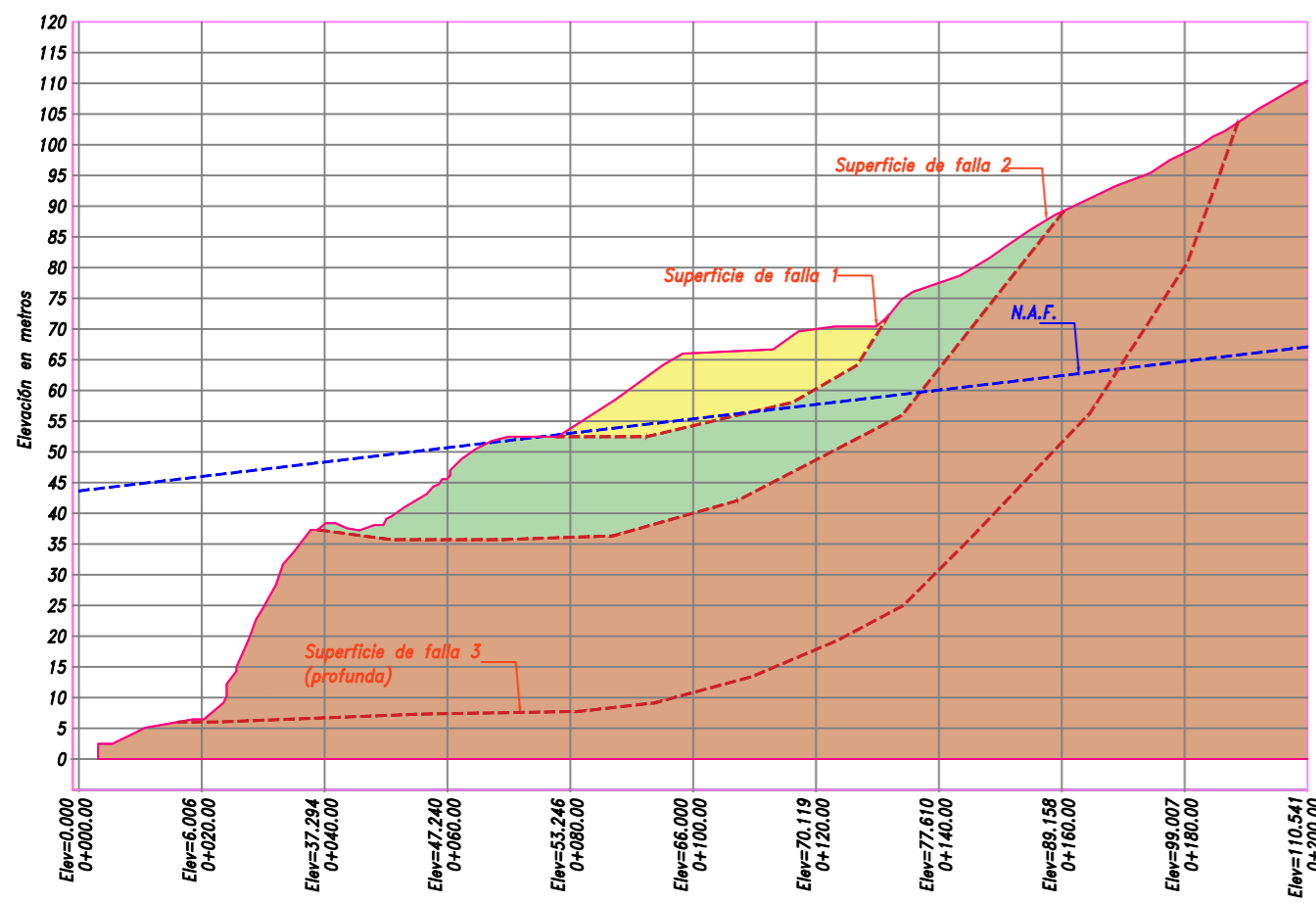
PLANTA DE UBICACION DE INSTRUMENTACION
ESCALA 1:750

PLANO DE UBICACION DE INSTRUMENTACION KM 92
"MONITOREO DE LA BAHIA SALSIPUEDES DE LA AUTOPISTA TUJANA-ENSENADA"

AUTOPISTA: TUJANA-ENSENADA	TRAMO: TUJANA-ENSENADA	Km: 92+000
FECHA: 30-01-2023	TUJANA B.C.	ORIGEN: TUJANA
NÚMERO DE PLANO: 1/1	Nº. DE PLANO:	INST-01-ADM2

PLANO CON SECCIÓN DE INCLINÓMETROS

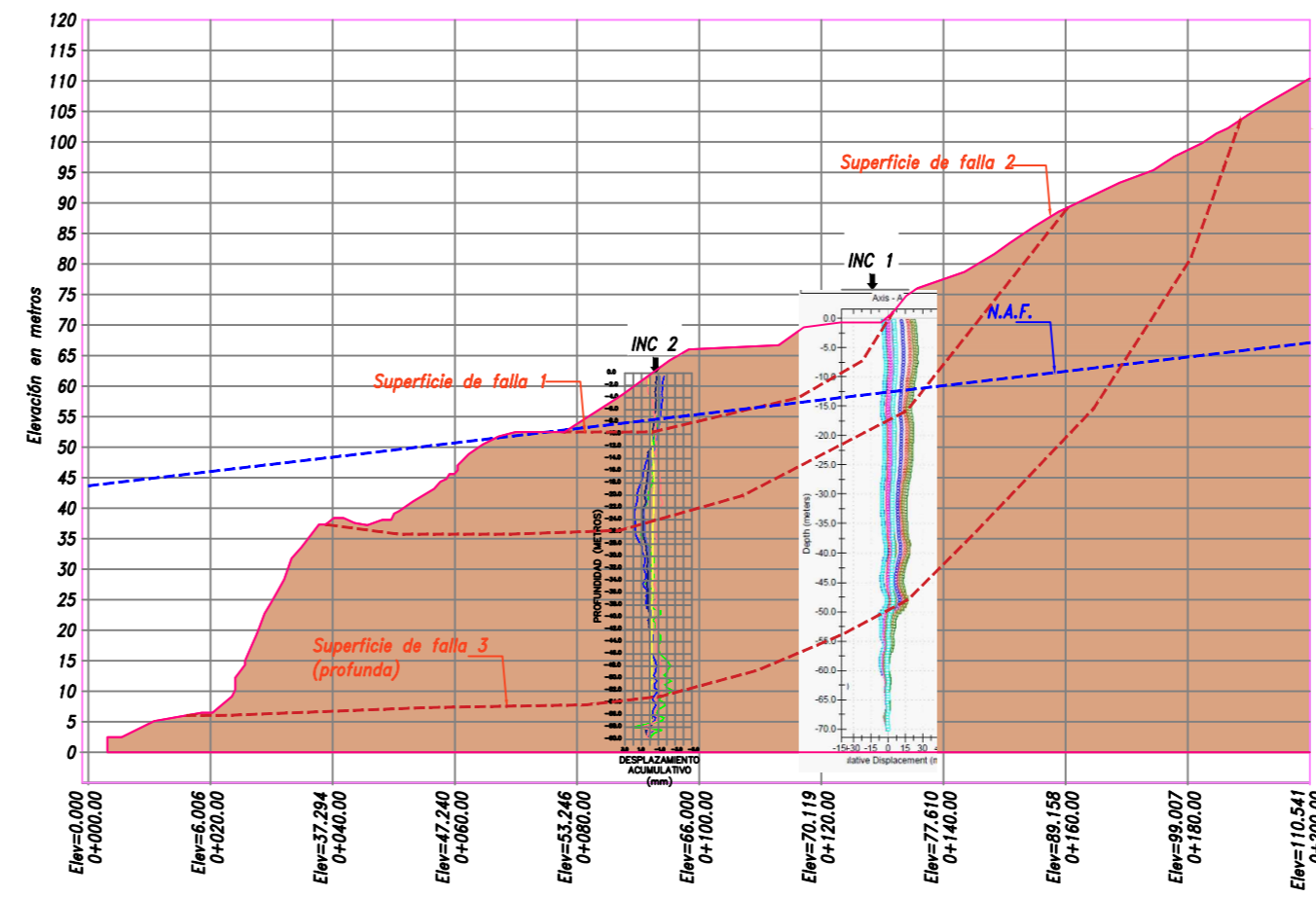
SONDEOS S1 Y M1 AXIS A



SECCIÓN GEOLÓGICA REPRESENTATIVA KM 92+800

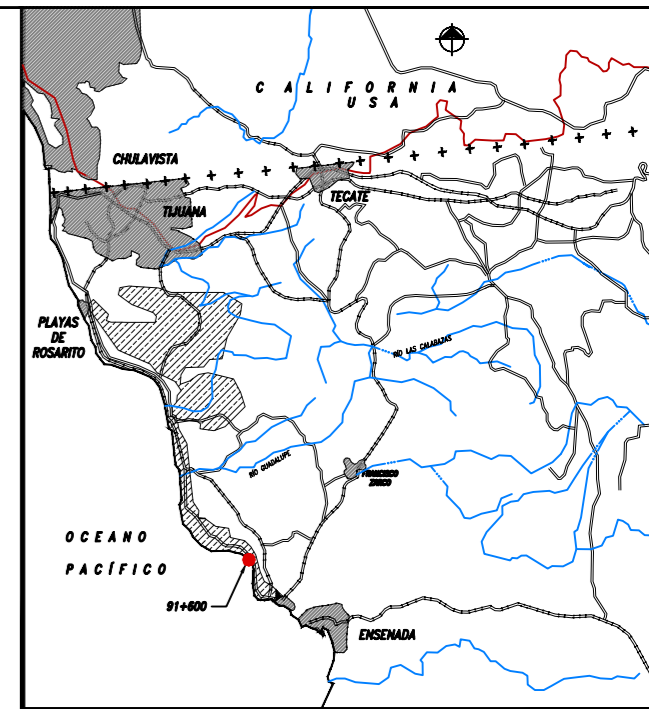
SECCIÓN GEOLOGICA 4 KM 92
Ech. 1:500

SONDEOS S1 Y M1 AXIS B



SECCIÓN GEOLÓGICA REPRESENTATIVA KM 92+800

SECCIÓN GEOLOGICA 4 KM 92
Ech. 1:500



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

PLANO
GEOLÓGICO DEL km 92+000
DE LA AUTOPISTA TIJUANA -ENSENADA

AUTOPISTA: TIJUANA-ENSENADA	TRAMO: TIJUANA-ENSENADA	Km: 92+800 ORIGEN: TIJUANA
FECHA: 23/12/2020	TIJUANA B.C	NÚMERO DE PLANOS: 1 No. DE PLANO: INC KM 92+800