

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Análisis de las metodologías de riesgo de licuefacción para los depósitos aluviales de la Costa Sur y depósitos volcánicos en el Valle Central de Guatemala

Trabajo de graduación presentado por Jennifer Pahola López Castellanos para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil

Guatemala

2021

Análisis de las metodologías de riesgo de licuefacción para los depósitos aluviales de la Costa Sur y depósitos volcánicos en el Valle Central de Guatemala

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



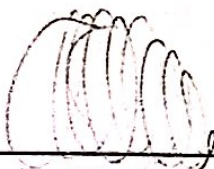
Análisis de las metodologías de riesgo de licuefacción para los depósitos aluviales de la Costa Sur y depósitos volcánicos en el Valle Central de Guatemala

Trabajo de graduación presentado por Jennifer Pahola López Castellanos para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil

Guatemala

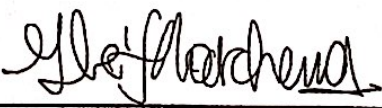
2021

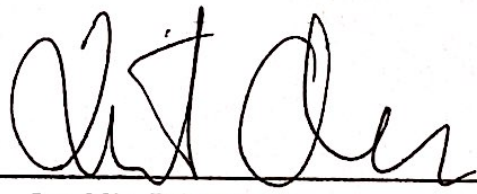
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. MSc. Alvaro Rubio

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. MSc. Alvaro Rubio

(f) 
Ing. Carla Gordillo

(f) 
Ing. MSc. Robert Godo

Fecha de aprobación: Guatemala, 04 de mayo de 2021.

La determinación del potencial de licuefacción que presenta un suelo ante alguna estimulación o aceleración, siendo en la mayoría de casos por el paso de las ondas sísmicas o bien vibraciones considerables permite descartar o plantear soluciones para prever pérdidas no solo del mismo de suelo en términos de sus propiedades, sino también económicas por colapso de estructuras y humanas. Teniendo mayor relevancia esta evaluación de susceptibilidad, al ubicarse Guatemala en una de las zonas más activas sísmicamente, teniendo la prueba de penetración estándar (CPT) y la prueba de penetración de cono, como métodos calificados para su evaluación.

Siendo el objetivo general del estudio, comprobar la exactitud y precisión del método de velocidad de onda de corte (V_s) para determinar el potencial de licuefacción en el Valle Central de Guatemala y la Costa Sur, a fin de integrarlo como otra forma de evaluación teniendo ventajas como la profundidad de evaluación, la distinción de múltiples estratos, la rapidez de medición, entre otras. Debiendo comparar los resultados con las otras pruebas para ello y además comparar los factores que influyen en los sitios en donde ya se considera un método confiable.

El siguiente trabajo de graduación es dedicado a todas las personas que directa e indirectamente me ofrecieron su apoyo para que lograra culminar esta etapa, queriendo mencionar especialmente a mi madre, Sandra Judith Castellanos, por su amor incondicional, paciencia, consejos y apoyo no solo moral sino presencial; a mi hermano y a mi primo, José David López Castellanos e Irving Josue Valdéz Barrera, por velar por mi salud cuando por motivos académicos olvidaba hacerlo por mi misma, por el apoyo y motivación que me brindaron en los momentos más idóneos de la carrera; a mis tías, Flor de María Barrera y Carina Marisol Aguilar, por sus palabras de aliento y recordatorios que "no para siempre se trilla el trigo"; a Hugo Morales, por el apoyo y amor incondicional; a mis compañeros de universidad, por levantar mis ánimos cuando sentía ya no poder; a mi asesor de tesis, el Ing. Alvaro Rubio Haasler, por trasladarnos de su conocimiento y pasión por la rama de la geotecnia; a Terracon Consultants y Rodio Swissboring por los resultados de las mediciones para llevar a cabo mi trabajo de graduación; y por último siendo el más importante, a Dios, mi papá, quien en la intimidad recargaba mis fuerzas y me daba sentido para seguir adelante, por su amor inmensurable y la gracia que me brindó en todo momento.

Prefacio	v
Lista de figuras	xI
Lista de cuadros	xIII
Resumen	xv
Abstract	xvII
I. Introducción	1
II. Justificación	3
III. Objetivos	5
A. Objetivo general	5
B. Objetivos específicos	5
IV. Marco teórico	7
A. Licuación o licuefacción	7
B. Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)	8
C. Metodologías convencionales de análisis para la exploración del terreno	11
1. Ensayo de penetración estándar (SPT)	11
2. Ensayo de penetración con cono (CPT)	19
D. Factores que inciden en la ocurrencia y desarrollo de la licuefacción	28
1. Características del sismo	28
2. Tamaño de grano	31
3. Forma de la partícula	31
4. Granulometría y estratigrafía del depósito	32
5. Límites de consistencia o de Atterberg (plasticidad de un suelo)	37
6. Relación de vacíos (e)	38
7. Grado de saturación (S)	38
8. Contenido de humedad (ω)	38

9.	Presiones totales, efectivas y neutras	39
10.	Densidad relativa (DR) o compacidad relativa (Cr)	41
11.	Comportamiento drenado y no drenado de un suelo	43
12.	Resistencia a esfuerzos cortantes	44
E.	Evaluación de susceptibilidad	48
1.	Criterios sísmicos	48
2.	Criterios históricos	49
3.	Criterios geológicos	49
4.	Criterios hidrológicos	49
5.	Criterios de composición	50
6.	Criterios de estado inicial del suelo	50
F.	Activación de la licuefacción en suelos	51
1.	Factor de seguridad contra licuefacción (FS)	51
2.	Relación de esfuerzo cíclico (CRS)	52
3.	Relación de resistencia cíclica (CRR)	53
G.	Potencial de licuefacción en la Costa Sur y en el Valle Central de Guatemala .	60
1.	Localización geográfica y caracterización geomorfológica	60
2.	Geología regional y tectónica	62
3.	Sismicidad y amenaza sísmica	66
4.	Historial de eventos que influyen la ocurrencia de licuefacción	70
H.	Caracterización de los sitios donde se emplea la velocidad de onda de corte (Vs) para determinación del potencial de licuefacción	73
1.	Guadalajara, México	73
2.	Baja California, México	78
3.	Mississippi, Estados Unidos	81
4.	Tepebaşı, Eskişehir, Turquía	84
5.	Valle Imperial, Estados Unidos	88
V.	Resultados	91
A.	Valle Central de Guatemala	91
B.	Costa Sur de Guatemala	95
VI.	Conclusiones	97
VII.	Recomendaciones	99
VIII.	Bibliografía	101
IX.	Anexos	107
A.	Mediciones utilizadas para la obtención de resultados en la Costa Sur del Guatemala	107
B.	Medición en campo del potencial de licuefacción por medio del método de Vs en la ciudad de Guatemala.	110

Lista de figuras

1.	Definición del estado de licuación.	8
2.	Fuente sísmica transmitida por medio del impacto de un mazo sobre una placa metálica, cuyas ondas propagadas son registradas por geófonos.	9
3.	Martillo semi-automático y manual.	11
4.	Secuencia de la prueba de penetración.	13
5.	Muestras del suelo extraídas con el SPT.	13
6.	Curvas CN para varias arenas basadas en datos de pruebas de campo y laboratorio junto con la curva CN sugerida determinada por la Ecuación 2 y la curva de CN ajustada por la Ecuación 3.	16
7.	Valor N versus ángulo de fricción.	18
8.	Ensayo de penetración de cono.	19
9.	Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizado (SBTn) según propuesta de Robertson (1990).	22
10.	Clasificación SBT versus respuesta del suelo.	23
11.	Correlación de la resistencia de punta versus ángulo de fricción.	26
12.	qc versus ángulo de fricción versus esfuerzo efectivo vertical para arenas de cuarzo normalmente consolidadas no cementadas.	27
13.	Elementos de un sismo.	28
14.	Tipos de ondas sísmicas.	29
15.	Distinción de partículas redondas y esféricas.	32
16.	Métodos de análisis mecánico	32
17.	Tipos de graduación.	34
18.	Clases de permeabilidad de los suelos.	35
19.	Valores típicos del coeficiente de permeabilidad de suelos no consolidados (k en m/s).	36
20.	Tipos de suelos vs. Permeabilidad (m/s).	36
21.	Límites de Atterberg o de consistencia.	37
22.	Valores típicos de e para suelos granulares.	38
23.	Medición de la presión de poros.	40
24.	Acción de la presión de poro.	40
25.	Comportamiento por esfuerzo cortante.	45
26.	Curva esfuerzo cortante vs. desplazamiento.	47

27.	Envolvente de falla de las resistencias pico y residual, en donde C_p representa la cohesión aparente.	47
28.	Definición de los espesores de los substratos licuables.	52
29.	Variación del coeficiente de reducción del esfuerzo cortante en contraste con la profundidad y la magnitud sísmica.	53
30.	Relación entre la capacidad sísmica (CRR) y la cuenta de golpes normalizada o corregida de SPT $(N_1)_{60}$ para arenas limpias y limosas correspondientes a un sismo de magnitud (M) igual a 7.5.	54
31.	Curva de arena limpia de SPT para sismos de magnitud 7.5 con datos de casos de licuefacción.	55
32.	Curva recomendada para el cálculo de CRR de datos de CPT obtenidos de un historial de casos de licuefacción.	56
33.	Corrección de la velocidad de onda de corte por sobrecarga.	58
34.	Corrección de la velocidad de onda de corte por sobrecarga ajustando los valores a y b.	59
35.	División geomorfológica y fisiológica de las provincias en el territorio de Guatemala.	61
36.	División geomorfológica y fisiológica de las Provincias en el territorio de Guatemala.	62
37.	Ubicación de fallas geológicas principales y secundarias en Guatemala.	63
38.	Formación de un graben.	64
39.	Valle central de Guatemala entre fallas secundarias.	65
40.	Sección transversal del valle de la ciudad de Guatemala como graben delimitado por la falla de Mixco y la de S. Catarina Pinula	66
41.	Mapa de zonificación sísmica para el territorio de Guatemala.	67
42.	Historial de eventos sísmicos que influyen la ocurrencia de licuefacción.	70
43.	Continuación del historial de eventos sísmicos que influyen la ocurrencia de licuefacción.	71
44.	Continuación del historial de eventos sísmicos que influyen la ocurrencia de licuefacción.	72
45.	Ubicación de Guadalajara, México.	74
46.	Grados de peligro y vulnerabilidad calculados por el Centro Nacional de Prevención de Desastres ante sismos a los que está expuesta la República mexicana.	75
47.	Marco tectónico del occidente de México.	76
48.	Perfil de velocidad de onda de corte (VS) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión en Guadalajara.	77
49.	Ubicación del municipio de Solidaridad Social, Mexicali.	78
50.	Fallas regionales del norte de Baja California.	79
51.	Perfil de velocidad de onda de corte (VS) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión en Solidaridad Social.	80
52.	Perfil estratigráfico del sitio de estudio en Solidaridad Social.	81
53.	Ubicación del lugar de estudio, al noroeste de Mississippi.	81
54.	Zonas con mayor peligro sísmico de los Estados Unidos. Destacando la falla de San Andrés (costa Pacífica), falla de Nueva Madrid (centro-este), archipiélago de Hawái y la costa de Alaska.	82
55.	Delimitación del delta de Mississippi.	83
56.	Esquematación de la estructura geológica del Reelfoot Rift.	83
57.	Ubicación de Tepebaşı, Eskişehir.	84

58.	Ubicación de Tepebaşı, Eskişehir dentro del Cinturón Alpino.	85
59.	Placas tectónicas características de las región turca.	85
60.	Presencia de la falla Anatolia en territorio turco.	86
61.	Ubicación de los sitios con ocurrencia de licuefacción en donde se ha utilizado el método V_s para su determinación.	87
62.	Ubicación de Valle Imperial.	88
63.	Fallas geológicas en el sur de California.	89
64.	Análisis de sensibilidad y relación entre el factor de seguridad contra licuefacción (F_s) versus velocidad de onda de corte (V_s).	94
65.	Distribución de mediciones con CPT en Genosa, Puerto Quetzal.	107
66.	Resultados de la medición con CPT (sondeo CP03) en Genosa, Puerto Quetzal.	108
67.	Resultados de la medición con V_s en Genosa, Puerto Quetzal.	109
68.	Instalación de la línea de geófonos y equipo receptor de ondas sísmicas (equipo de Terracon) en la ciudad de Guatemala.	110
69.	Impacto con energía transmisora de la onda superficial.	111

Lista de cuadros

1.	Correcciones del valor N del SPT.	15
2.	Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de las arcillas.	17
3.	Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de las arenas.	18
4.	Propuestas de clasificación de Robertson en 1986 y 1990.	21
5.	Correlación de valores I_c con el método de clasificación de Robertson (SBTn).	25
6.	Correlación de la resistencia de punta versus densidad relativa.	26
7.	Escala de intensidades modificada de Mercalli (MMI).	30
8.	Clasificación de suelos según el tamaño de grano.	31
9.	Tamaños estándar de tamices.	33
10.	Grados de plasticidad de un suelo.	38
11.	Compacidad relativa de los suelos.	41
12.	Ángulos de fricción para diferentes suelos.	42
13.	Clasificación del tipo de suelo.	68
14.	Clasificación sísmica de suelos según la IBC.	77
15.	Entrada de datos para la determinación del potencial de licuefacción por medio de SPT, CPT y V_s de los casos seleccionados para el estudio.	92
16.	Resultados del potencial de licuefacción por medio del factor de seguridad contra licuefacción empleando las tres metodologías de los casos seleccionados para el estudio.	93
17.	Resultados del potencial de licuefacción en Genosa, Puerto Quetzal.	95
18.	Resultados del potencial de licuefacción en Genosa, Puerto Quetzal.	95

La investigación tiene como propósito comprobar la confiabilidad de los resultados adquiridos al emplear el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) para determinar el potencial de licuefacción en base a la velocidad de ondas de corte (V_s) de depósitos saturados de Guatemala, siendo más específicos en la Costa Sur y en el Valle Central de Guatemala, dado a que existen zonas susceptibles a daños y pérdidas por la actividad sísmica, tanto materiales como humanas dadas sus condiciones geotécnicas como lo detalla el según el Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático (Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático, 2016).

Estudios realizados previamente proponen este método para la caracterización de suelos en base a su comportamiento provocado por las ondas transferidas a los estratos. Esta práctica se ha popularizado en los últimos años en varios países incluyendo Estados Unidos, en donde se utiliza el llamado “Código Internacional para la Construcción” como base para llevar a cabo el método. Siendo importante destacar que en países como México el método MASW es utilizado para determinar la resistencia del suelo ante licuefacción además de su aplicación para clasificación de suelos (Lazcano, 2012).

Para el desarrollo de la investigación se indagará el historial de estudios realizados en otros países con el método de velocidad de onda de corte para establecer y especificar las condiciones bajo las cuales se ha aplicado y se han mostrado resultados certeros, para luego comparar estas condiciones con las que hay en el territorio guatemalteco y determinar si es aplicable en Guatemala. Adicionalmente se realizará la comparación de un estudio realizado con el método de análisis multicanal de ondas superficiales versus estudios realizados con el ensayo de penetración estándar y penetración con cono en un mismo suelo susceptible a licuefacción, comprobando así su validez para determinar el riesgo de licuefacción en suelos saturados como los depósitos aluviales de la Costa Sur y algunos depósitos volcánicos del Valle Central de Guatemala.

El análisis de riesgo de licuación se llevará a cabo cuantitativamente con los tres métodos: ensayo de penetración estándar (SPT), penetración con cono (CPT) y análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), cuyas consideraciones a tomar o guías para su empleo son las normas ASTM D1586-11, ASTM D3441 y AGIES NSE 2 - 2018: Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio en ese orden respectivamente.

The research aims to prove the reliability of the results acquired by using multichannel analysis of surface wave (MASW) to determine the liquefaction potential based on the shear wave velocity (V_s) of saturated deposits in Guatemala, being more specific in the South Coast and Central Valley of Guatemala, given that there are areas susceptible to damage and loss due to seismic activity, both material and human, given their geotechnical conditions as detailed by the Private Institute for Research on Climate Change (Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático, 2016).

Previous studies propose this method for the characterization of soils based on their behavior caused by the waves transferred to the strata. This practice has become popular in recent years in several countries including the United States, where the so-called International Building Code is used as a basis for carrying out the method. It is important to note that in countries such as Mexico the MASW method is used to determine the resistance of the floor to liquefaction in addition to its application for classification of floors (Lazcano, 2012).

For the development of the research, the history of studies carried out in other countries with the shear wave velocity method will be investigated to establish and specify the conditions under which it has been applied and has shown accurate results, to then compare these conditions with those in Guatemalan territory and determine if it is applicable in Guatemala. Additionally, a comparison will be made between a study carried out with the multi-channel surface wave analysis method versus studies carried out with the standard penetration and cone penetration test in the same soil susceptible to liquefaction, thus proving its validity in determining the risk of liquefaction in saturated soils such as the alluvial deposits of the South Coast and some volcanic deposits of the Central Valley of Guatemala.

The liquefaction risk analysis will be carried out quantitatively with the three methods: standard penetration test (SPT), cone penetration test (CPT) and multichannel surface wave analysis (MASW), whose considerations to take or guidelines for their use are the standards ASTM D1586-11, ASTM D3441 and AGIES NSE 2 - 2018: Structural Demands and Site Conditions in that order respectively.

El siguiente trabajo de investigación presenta la verificación de lo asertivo que es el método de análisis multicanal de ondas superficiales con el cual se obtiene la velocidad de onda de corte para la determinación del potencial de licuefacción de manera que su aplicación sea aprobada o rechazada en suelos de Guatemala, en base a lo conocido de los países en donde ya emplean el método como lo es en México. Evaluando así, regiones del país que representan y cumplen con características haciendo susceptible al suelo para que sufra una pérdida temporal de su resistencia ante esfuerzos cortantes y la rigidez de los depósitos, frente al paso de ondas sísmicas o bien cargas dinámicas o vibratorias, fenómeno conocido como licuefacción.

Lugares como Escuintla, Retalhuleu, Santa Rosa, Suchitepéquez, San Marcos y Jutiapa figuran como las zonas más vulnerables a licuefacción teniendo estas en común la cercanía a la Costa Sur, cuya ubicación característica geográficamente es significativa debido a la presencia de agua en márgenes aledaños y depósitos granulares. Algunas zonas de otros departamentos del país incluyendo la ciudad capital, donde se localizan ríos o cuerpos de agua cuyo flujo mantiene la curva de nivel freático próxima a la superficie también son áreas de posible aparición de licuefacción.

Situando estas zonas como viables a pérdidas no solamente de algunas propiedades del suelo sino también económicas y en el peor de los casos humanas, ya que la pérdida de la resistencia y rigidez del suelo podría causar colapsos de estructuras cimentadas. Por ello se destaca la relevancia del diagnóstico de la susceptibilidad a la licuefacción de los suelos, de manera que se propicie la toma de decisiones en base a resultados veraces para proponer soluciones efectivas.

Verificando la exactitud y precisión de los resultados obtenidos con la velocidad de onda de corte en contraste a los resultados adquiridos del análisis efectuado con las metodologías tradicionales de ensayo de penetración estándar o SPT (Standard Penetration Test) y ensayo de penetración de cono o CPT (Cone Penetration Test), proveyendo así un método más para la determinación del riesgo de licuefacción o bien, rechazando su aplicación en campo para dicha función.

Justificación

Según la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica en las Normas de Seguridad Estructural 2 - 2018 (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020a), Guatemala es un país con todos los niveles de amenaza sísmica y posee extensas zonas cuya geología muestra depósitos de arenas saturadas susceptibles a licuación, sobre los cuales se han desarrollado asentamientos humanos, estructuras industriales y centros estatales. Algunos departamentos de la Costa Sur como Santa Rosa, Escuintla y Retalhuleu han presentado en el pasado casos de licuación local y hasta ahora las técnicas o métodos utilizados para evaluar el potencial de licuefacción han sido por medio del ensayo de penetración estándar (SPT), penetración con cono (CPT) y análisis multicanal de ondas superficiales en donde se emplea la velocidad de ondas de corte (V_s), sin embargo, el último método aún no se ha establecido como aplicable en el territorio guatemalteco para evaluar zonas propensas de licuefacción.

A pesar de ello, en países como México se ha comenzado a emplear el método de análisis multicanal de ondas superficiales para determinar la susceptibilidad que presentan los suelos ante el fenómeno de licuefacción como se plasma en los artículos *Perfiles de velocidad de onda de corte y análisis del comportamiento sísmico del suelo en el poniente de Guadalajara, Jal.* (Lazcano, 2012) y *Evaluation of soil liquefaction from surface analysis* (Shelley y col., 2015) logrando resultados fiables.

De estos estudios acertados emerge el interés de reformar las técnicas para la evaluación de riesgo de licuación con el método de análisis multicanal de ondas superficiales, debiendo antes comprobar su validez de resultados en depósitos del territorio guatemalteco para incorporarlo como método.

La admisión del método de análisis multicanal de ondas superficiales en Guatemala, entra en respuesta a la tecnología innovadora en el campo del estudio de suelos, satisfaciendo la necesidad de estimación del riesgo en sitios propensos a perder su resistencia al esfuerzo cortante ante cargas dinámicas, vibratorias o bien frente al paso de las ondas sísmicas, proporcionando mediciones confiables y seguras, además de tener un bajo costo con respecto a los resultados obtenido tras las mediciones, siendo de beneficio no solo para la ingeniería

geotécnica sino para todas aquellas áreas o campos que desempeñan un rol sobre suelos.

Pudiendo optar a soluciones o bien de medidas correctivas para disminuir o en el mejor de los casos evitar el potencial de licuación en los sitios que la Norma de Seguridad Estructural para Guatemala (NSE 2.1) Estudios Geotécnicos (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b) cataloga como susceptibles en base a las condiciones del suelo para aplicar métodos como los descritos en el Código de Cimentaciones de Costa Rica según las características geológicas y sísmicas del lugar (Cordero y col., 2008).

Disminuyendo así la proclividad a pérdidas económicas y humanas, las cuales son las más representativas ante la aparición del fenómeno de licuefacción en zonas habitadas, evitando así también la pérdida de infraestructuras o disminuyendo el daños en ellas, que es el fin con el que se diseñan.

A. Objetivo general

Comprobar si el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) con el cual se obtiene la velocidad de onda de corte (V_s), permite determinar el potencial de licuefacción en depósitos de la Costa Sur y del valle central de Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Comparar la capacidad de las metodologías existentes para determinar el potencial de licuefacción en depósitos aluviales de la Costa Sur y en depósitos volcánicos del valle central de Guatemala.
- Investigar los antecedentes de los sitios donde se ha implementado el método de análisis multicanal de ondas superficiales para determinar el potencial de licuefacción.
- Determinar bajo qué condiciones es apto utilizar la metodología del análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) para evaluar el riesgo de licuefacción del suelo.

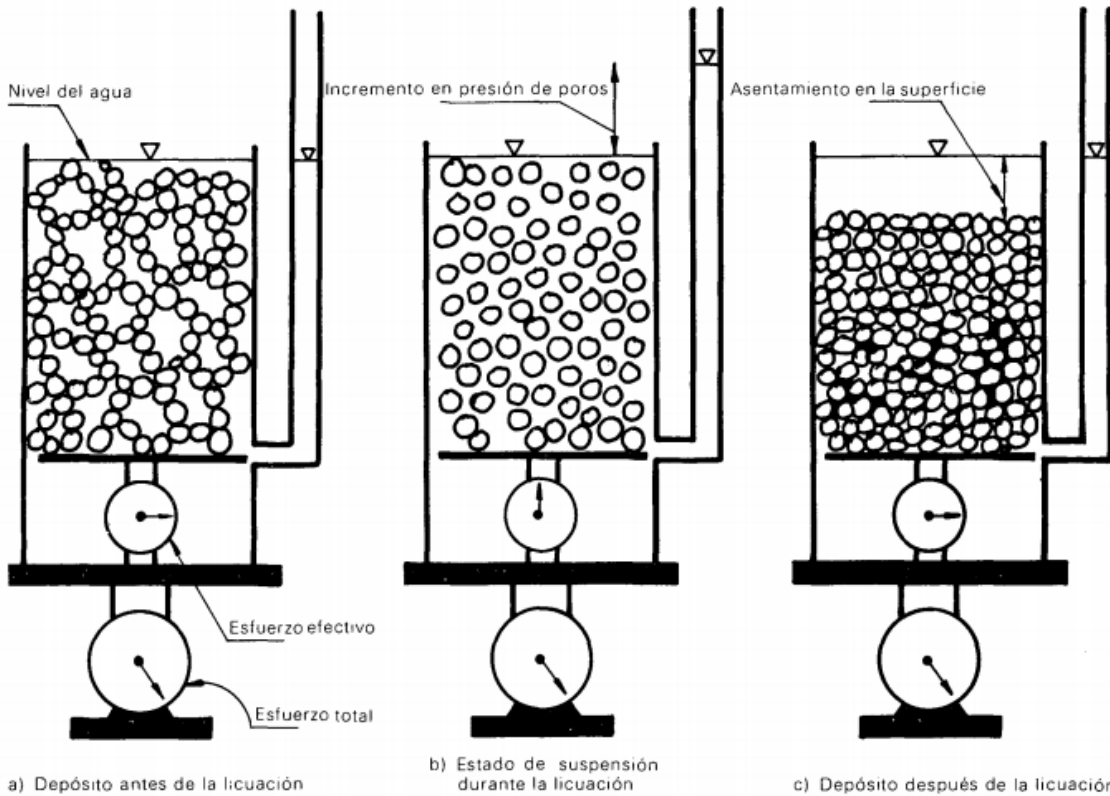
A. Licuación o licuefacción

La licuación se define como “la pérdida temporal de la resistencia al esfuerzo cortante y la rigidez de los depósitos de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida comúnmente por el paso de las ondas sísmicas” (Cordero y col., 2008). La presión de poro aumenta, al reducirse el espacio intergranular producido por el acomodamiento de las partículas sólidas o bien granos, como resultado de las aceleraciones o vibraciones provocadas por un sismo, con ello la presión de contacto entre los granos disminuye al igual que la resistencia del suelo, desplazando así el agua hacia la superficie y creando la apariencia y el comportamiento del suelo sólido como un líquido denso (Matamoros, 1994).

Para que este fenómeno tenga lugar en un suelo saturado entra en contexto la densidad, la estructura o arreglo de los granos, la forma de las partículas, la ausencia de un material o mecanismo de unión entre partículas, la limitación para el drenaje del agua y las características del sismo. Mientras que la magnitud de deformación dependerá de las características del lugar, del suelo y la ubicación del nivel freático sin dejar en consideración la magnitud y duración de la carga cíclica, y la magnitud de inversión de la tensión de corte (Cordero y col., 2008).

La tensión de corte juega un papel importante ya que define qué fenómeno se da, ya que si ocurre una inversión de esfuerzos, la tensión de corte efectiva puede ser nula dando origen a la licuefacción cíclica, por otro lado si no ocurre inversión de las tensiones, no es posible que la tensión efectiva sea nula y se origina la movilidad cíclica, la cual es “el desarrollo de una condición momentánea de esfuerzo efectivo cero en arenas densas, implicando un potencial de deformación finito” (Alarcón, 1987).

Figura 1: Definición del estado de licuación.



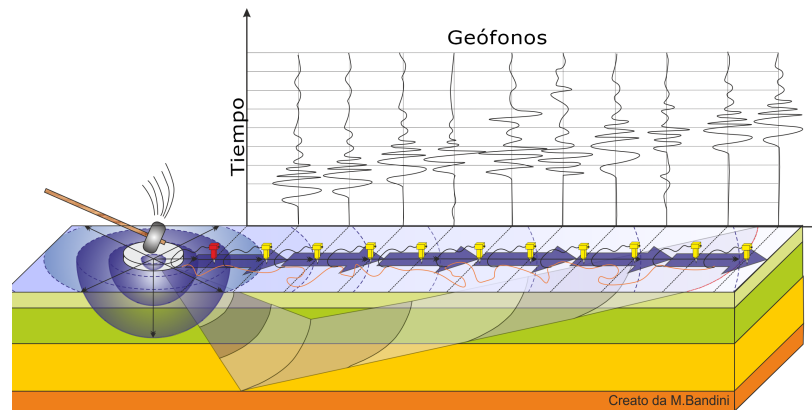
Fuente: (Alarcón, 1987)

De las "C. Metodologías convencionales de análisis para la exploración del terreno" se menciona el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y Ensayo de Penetración con Cono (CPT) como las técnicas de carácter fiable para reconocimiento o bien, para sondeo de estratos, exponiendo a estudio el método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales que se describe a continuación:

B. Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

La metodología MASW o bien Análisis Multicanal de Ondas Superficiales, es una técnica de exploración no destructiva, por medio de la cual es posible evaluar la velocidad de onda de corte (V_s) en los estratos de estudio. El método consiste en el análisis de las ondas Rayleigh las cuales son el componente principal de las ondas superficiales que viajan sobre la superficie del suelo desde la fuente sísmica hasta los receptores que en este caso son un conjunto de sensores, geófonos distribuidos a una distancia predeterminada. La velocidad a la que las ondas Rayleigh se propagan a lo largo de la superficie depende de la frecuencia que está alcance en el depósito estratificado, esta velocidad también es conocida como velocidad de fase (Georys ingenieros S.A.C, 2016).

Figura 2: Fuente sísmica transmitida por medio del impacto de un mazo sobre una placa metálica, cuyas ondas propagadas son registradas por geófonos.



Al llegar las ondas al conjunto de 12 o más geófonos colocados en la superficie se registra el tiempo en el momento que éstos las perciben, logrando captar tanto vibración ambiental como vibración inducida (impactos, vehículos en circulación, etc.). Para llevar a cabo el registro, el arreglo de geófonos es conectado a un sismógrafo y al finalizar las mediciones en campo, los datos son procesados por medio de un software que permite aplicar filtros y realizar una inversión de la información para obtener perfiles que muestren la velocidad de onda de corte del estrato (Georys ingenieros S.A.C, 2016).

El recorrido ascendente de las ondas en los suelos se rige por la velocidad de propagación de la onda de corte (V_s), de ello se deriva la importancia del conocimiento de los perfiles que muestren su variación en función de la profundidad de los estratos. Sin embargo, como se mencionó previamente, son las ondas Rayleigh las que se miden, esto debido a que en las últimas dos décadas se ha popularizado la determinación de la V_s a través de la medición de la velocidad de propagación de ondas de superficie tipo Rayleigh (V_R), la cual es alrededor del 93% de la velocidad de onda de corte (Lazcano, 2012).

Cuando el depósito de suelo es golpeado, las ondas elásticas generadas pueden ser de cuerpo (compresión y corte) o bien, de superficie (principalmente tipo Rayleigh). Cuya energía transmitida al suelo es propagada en un 67% como ondas Rayleigh, 27% como ondas de corte y solo 7% de ondas de compresión, a ello se debe el uso de las Rayleigh para la determinación de la V_s (Lazcano, 2012).

En un depósito de suelos homogéneos, la V_R (velocidad de onda Rayleigh) viaja a una velocidad independiente de su longitud de onda, mientras que en depósito con distintas densidades, rigideces o relaciones de Poisson variables, es decir, un suelo heterogéneo o con estratos con distintiva variación, si depende de la longitud de onda. La mayor parte de la energía de las ondas de superficie está contenida dentro de una zona que comprende una profundidad de aproximadamente una longitud de onda, de esta manera, las frecuencias bajas permiten caracterizar estratos de suelo profundos y las frecuencias largas los estratos cercanos a la superficie (Lazcano, 2012).

Este tipo de estudio presenta varios parámetros fundamentales que son utilizado para definir la rigidez superficial del suelo, como valores aproximados de la relación de Poisson que son necesarios para determinar el perfil vertical V_s de la curva de dispersión, y la densidad

la cual es obtenida de medidas realizadas in situ y evaluando los materiales del depósito (Environmental and Engineering Geophysics, 2019).

La metodología del análisis multicanal de ondas superficiales de manera resumida consiste en tres etapas:

1. Recopilación de datos.
2. Extracción de la curva de dispersión
3. Inversión de la curva de dispersión para obtener el perfil vertical de las Vs (tanto en 1-D como 2-D) que describe la variación de Vs con la profundidad. (Environmental and Engineering Geophysics, 2019)

Ventajas y desventajas del Análisis Multicanal de Ondas Superficiales

Los métodos de análisis de onda de superficie tienen ciertas ventajas y desventajas, dentro de las ventajas resaltan: (S. & R., 2004)

- Técnica de exploración no destructiva o invasiva.
- Profundidad de exploración.
- Capacidad para detectar múltiples estratos.
- Posibilidad de trabajar en lugares con mucho ruido ambiental.
- Rapidez de ejecución.
- Precisión en la medición.
- Costo de ejecución durante su vida útil menor al de las demás metodologías (SPT y CPT).
- Ejecutable en suelos difíciles de penetrar.

Además de las aplicaciones mencionadas, con la determinación de la velocidad de onda de corte (Vs), cabe mencionar el cálculo de la rigidez al cortante ante pequeñas deformaciones, el análisis de asentamiento e interacción del suelo-estructura (Lazcano, 2012).

Por otro lado, de las desventajas se señalan: (S. & R., 2004)

- Perturbación en los resultados por el paso de vehículos o pisadas de los operadores al paso de las ondas en los estratos.
- Carencia de validez en resultados en todo tipo de estratos.
- Costo elevado de inversión en el equipo.
- No toma muestras de suelo.

C. Metodologías convencionales de análisis para la exploración del terreno

El estudio del sitio comprende ensayos ya sea de laboratorio o por medio de metodologías in situ permiten determinar las propiedades del suelo y las posibles amenazas o riesgos que este presenta. No obstante, cada método de análisis trae consigo ciertas características que se presentan como ventajas y desventajas, siendo el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y Penetración con Cono (CPT) las metodologías más comunes y reconocidas para la exploración de suelos y por consiguiente identificación de estratos capaces de licuar, seguido de la determinación de la Velocidad de la Onda de Corte (V_s) como parámetro para evaluar el potencial de licuación de un depósito.

1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar es un ensayo dinámico que consiste en dar repetidos golpes al suelo utilizando un martillo con dimensiones estandarizadas por la normativa ASTM D1586.

La finalidad de los impactos con martillo ya sea semi-automático o manual es medir cuantos golpes de un martillo de 140 lbf equivalente a 623N a una caída de 30 pulgadas (0.76 m) se necesitan para hincar 1.5 pies (0.45 m) en un estrato de suelo, en donde los golpes del primer incremento de los tres sucesivos (cada uno de 0.5 pies) son descartados por considerarlo como una penetración de asentamiento, al paso de la perforación el ensayo de SPT permite obtener muestras del suelo. Este ensayo se divide en dos partes: (American Society for Testing and Materials International, 2011).

Figura 3: Martillo semi-automático y manual.



Procedimiento de perforación

El método de empleo de broca de espirales continúa con vástago sólido no debe ser utilizado para avanzar en la perforación debajo de un nivel freático o debajo del lecho de

confinamiento superior de un confinado de estrato no cohesivo que está bajo presión artésiana y avanzar en el agujero.

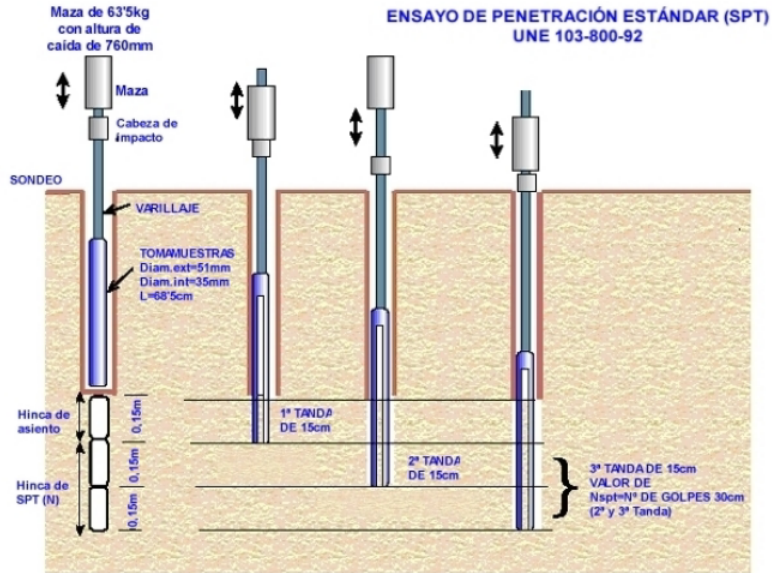
En el nivel de fluido de perforación dentro del agujero, en todo momento las brocas se mantendrán en el nivel in situ o por encima nivel del agua subterránea durante la perforación, la remoción del taladro y durante el muestreo (American Society for Testing and Materials International, 2011).

Muestreo y procedimiento de ensayo

Luego de la perforación en donde el agujero se ha avanzado al nivel deseado y los Esquejes excesivos han sido eliminados, se registra la profundidad de limpieza al 0.1 pies (0.030 m) más cercano y se prepara para la prueba con la siguiente secuencia de operaciones:

1. Se conecta el tubo partido tipo A o B a la tubería de perforación y se baja dentro del hueco, dejándolo caer suavemente, sin permitir que se introduzca dentro del suelo que va a ser muestreado. Se coloca el martillo en posición y se instala el cabezote en la parte superior de la tubería de perforación. Se deja en reposo el peso muerto del muestreador, tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco (American Society for Testing and Materials International, 2011).
2. Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.5 pies (0.15 m) de manera que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.5 pies (0.15 m). Se hinca el muestreador con golpes de martillo de 140 lb (623 N o 63.5 Kg), y se cuenta el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.5 pies (0.15 m) (American Society for Testing and Materials International, 2011).
3. Se registra el número de golpes requeridos para cada 0.5 pies (0.15 m) de penetración o de la fracción correspondiente con precisión de 0.1 pies (0.030 m). Y como se descartan los golpes del primer incremento no se considera en la suma total que equivale al Valor N. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.5 pies (0.15 m) de penetración, se llama *resistencia a la penetración normal* o *valor N*, el cual denota el número de golpes por pie (American Society for Testing and Materials International, 2011).

Figura 4: Secuencia de la prueba de penetración.



Fuente: (Gerencia de Urbanismo, 2010)

4. Luego se coloca una o más partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para evitar la evaporación de la humedad del suelo, sin que se compacte o distorsione cualquier estratificación aparente y se le colocan etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad, el número de golpes para cada incremento de 0.5 pies (1.50 m) y la descripción del material. Se protegen las muestras contra cambios extremos de temperatura (American Society for Testing and Materials International, 2011).

Figura 5: Muestras del suelo extraídas con el SPT.



Fuente: (Gerencia de Urbanismo, 2010)

Las muestras extraídas, las cuales se van obteniendo de los tubos muestreadores durante el sondeo, permiten clasificar el suelo y realizar ensayos básicos como límites

de Atterberg y granulometría. Siendo estos ensayos de utilidad para utilizar correlaciones de N con diferentes parámetros del suelo donde los parámetros de resistencia serán los que más nos interesan.

Valor de rechazo

Cuando durante la realización del método si el número de golpes excede cierta cantidad, se registra como “rechazo” dado que posiblemente el suelo en exploración es muy duro. Para determinar el valor de rechazo, entran en juego tres criterios y con tan solo uno que cumpla la medición debe parar, estos son: (American Society for Testing and Materials International, 2011).

- Que se haya aplicado más de 50 golpes en cualquiera de los tres intervalos de 0.5 ft (0.30 m)
- Que se haya dado un total de 100 golpes en total.
- Que no se observe ningún avance en 10 golpes consecutivos.
- Que el muestreador avance 1.5 pies (0.45 m) completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritas anteriormente.

Factores que afectan las mediciones del valor N

- Cantidad de energía utilizada en cada golpe
- Profundidad de la medición y presencia de agua
- Presencia de pequeños estratos o medición entre dos estratos distintos
- Equipo mal calibrado o mal uso del equipo

Factores de corrección

Este ensayo no se exime de errores y variaciones en la aplicación ideal del método, por lo tanto, se debe modificar a manera de corrección algunos parámetros para obtener un valor N más preciso y exacto. Los principales factores de corrección que se aplican, se reducen a los descritos en el Cuadro 1: (Ventayol & Fernández, 2016)

Cuadro 1: Correcciones del valor N del SPT.

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

Fuente: (Youd y col., 2001)

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$

N_m = Resistencia a la penetración estándar medida

C_N = Factor de normalización referente a la tensión de sobrecarga efectiva

C_E = Relacion de corrección por energía del martillo

C_B = Factor de corrección por diámetro del agujero

C_S = Facotr de corrección por muestras con o sin revestimiento

(1)

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5}$$

P_a = Presión de referencia (normalmente la atmosférica 1 atm)

σ'_{vo} = Esfuerzo efectivo

(2)

(Youd y col., 2001)

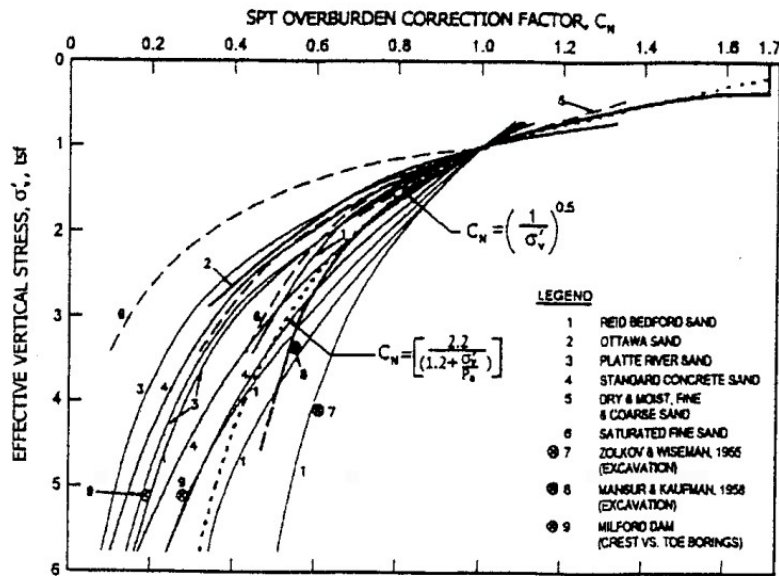
Los valores N del SPT incrementan junto con el esfuerzo efectivo, por ello es considerado un factor de corrección para la toma del valor N, considerando en dicha corrección un ajuste de la curva de la Figura 6, de modo que el límite máximo de C_N no supere 1.7, representando este ajuste la Ecuación 3.

$$C_N = \frac{2.2}{\left(\frac{1.2 + \sigma'_{vo}}{P_a} \right)}$$

(3)

(Youd y col., 2001)

Figura 6: Curvas CN para varias arenas basadas en datos de pruebas de campo y laboratorio junto con la curva CN sugerida determinada por la Ecuación 2 y la curva de CN ajustada por la Ecuación 3.



Fuente: (Youd y col., 2001)

Es importante revisar qué correcciones hay que utilizar para usar una correlación en particular, ya que existen más tipos de correcciones como por ejemplo referentes al largo de barra, por nivel freático, entre otros. Sin embargo, para la determinación del CRR bajo el criterio del valor de N se busca la corrección para arenas limpias equivalente, la cual toma en consideración la influencia del porcentaje de finos que presenta el estrato evaluado, cuya corrección se da por medio de: (Youd y col., 2001).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$\alpha = 0 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) \text{ para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ para } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\beta = \left(0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}\right) \text{ para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ para } FC \geq 35\%$$

α y β = coeficientes para la corrección.

FC = Contenido de finos

(4)

Fuente: (Youd y col., 2001)

Del SPT se obtiene el índice de penetración o bien una medida aproximada de la resistencia dinámica del suelo (resistencia a la penetración) y este a su vez da una estimación de sus condiciones (Devincenzi & Frank, 2014).

En los depósitos de grava suelta, el muestreador tiende a deslizarse hacia los vacíos, dando valores bajos de resistencia, la baja resistencia puede ser ocasionada por la rotación de gravas en forma redondeada, al ir penetrando el muestreador en los vacíos. Por otra parte se puede esperar una resistencia excesiva cuando el muestreador es bloqueado por una pieza grande de grava, o bien cuando una grava obstruye el interior del muestreador; en esos casos, la curva debe ser considerada únicamente como una gruesa aproximación (Hernández, 2008).

El ensayo de penetración estándar no puede ser considerado como un método muy refinado y completamente confiable en todos los casos, sin embargo, los valores del número de golpes son un indicador de la consistencia o densidad relativa de la mayor parte de los depósitos de suelo (Hernández, 2008).

Al aumentar el contenido de humedad en una arena sin cohesión modifica la resistencia a la penetración, disminuyéndola. Por otra lado, las arenas finas son generalmente, un buen material de fundación, si se evita que se mezclen con arcillas, ya que la combinación de ambas agregaría cohesión a la arena. Las arenas finas saturadas por su parte tienden a comportarse como líquido bajo cargas dinámicas como el golpeteo del martillo (Hernández, 2008).

En resumen, una cuenta elevada de golpes por pie de penetración, es indicativa de materiales con buenas características, para fundación y con una estructura estable, principalmente arenas gruesas. En materiales cuya estructura es alterable, como lo son las arcillas y los loes (variedad de limo, de origen eólico cuya fertilidad está vinculada a la riqueza de materiales calizos), la cuenta de golpes es indicativa de la resistencia al corte exclusivamente en el momento del ensayo de penetración estándar (Hernández, 2008).

Por lo tanto, el SPT no es aplicable a un largo período de tiempo por las variaciones del contenido de humedad, que alteran la estructura de los suelos, además, varía la profundidad, cambios en las propiedades físico-químicas de los minerales de arcilla, entre otros (Hernández, 2008).

El ensayo estima las características del subsuelo para material de base de fundación, en los casos para los cuales se tiene una suposición del tipo de suelo (Hernández, 2008).

Cuadro 2: Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de las arcillas.

N	En arcillas		Φ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	q _u kg/cm ²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
2 – 4	0.25 – 0.50	Blanda	0 – 2	30
4 – 8	0.50 – 1.00	Media	2 – 4	45 – 90
8 – 15	1.00 – 2.00	Compacta	4 – 6	90 – 200
15 – 30	2.00 – 4.00	Muy compacta	6 – 12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

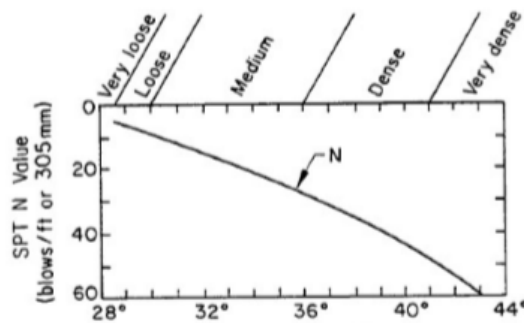
Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Cuadro 3: Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de las arenas.

N	En arenas		Φ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	Compacidad Relativa %	Descripción		
0 – 4	0 – 15	Muy floja	28	100
5 – 10	16 – 35	Floja	28 – 30	100 – 250
11 – 30	36 – 65	Media	30 – 36	250 – 500
31 – 50	66 – 85	Densa	36 – 41	500 – 1,000
> 50	86 – 100	Muy densa	> 41	> 1,000

Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Figura 7: Valor N versus ángulo de fricción.



Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Ventajas y desventajas del ensayo de penetración estándar (SPT)

Dentro de las ventajas del ensayo de penetración estándar se resaltan: (Hernández, 2008)

- Obtención de muestras.
- Sencillo de operar.
- Bajo costo de inversión a comparación de las otras metodologías (MASW y CPT).
- Útil en rocas blandas.
- Disponible en todo el mundo.

Ahora bien, como desventajas se señalan: (Hernández, 2008)

- Muestra alterada (solo para caracterización).
- Tiempo de capacitación del personal.
- Tiempo de ejecución mayor al de las demás metodologías (MASW y CPT).
- No aplicable en arcillas blandas y limos.
- No exime de errores y variaciones en la aplicación ideal del método.

2. Ensayo de penetración con cono (CPT)

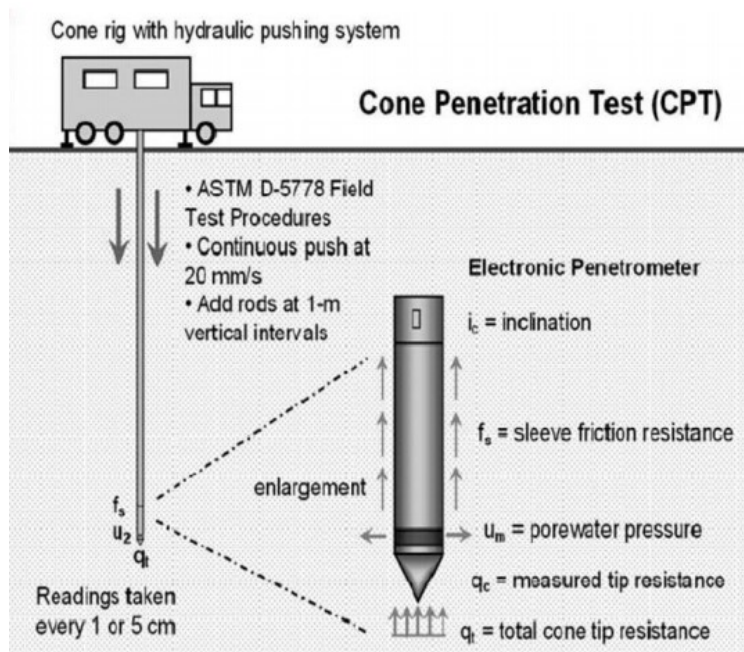
La metodología CPT consiste en penetrar un cono dentro del suelo midiendo la resistencia del suelo a ser penetrado, en este ensayo los dos parámetros básicos son la resistencia de punta (q_s) y la resistencia de fricción (f_s), además el CPT permite medir otros factores como la presión de poro al añadir un medidor de presión entre el cono y los medidores de fricción, la velocidad de onda de corte, entre otros. El CPT está estandarizado por la ASTM 3441, en donde además de normar las dimensiones del cono y otras partes del equipo, también limita la velocidad a la que se debe de perforar siendo 20 mm/s +/-5 mm (American Society for Testing and Materials International, 2016).

Tipos de ensayos de penetración con cono

Dentro del ensayos de penetración con cono existen variaciones con respecto a las mediciones que con este se realiza, en donde básicamente se van agregando sensores para mejorar la medición, dentro de los principales podemos mencionar los siguientes: (American Society for Testing and Materials International, 2016).

1. CPT: Este es la medición convencional de q_s y f_s .
2. CPTu: Igual que el CPT pero con medición de presión de poro
3. SCPT: Igual que el CPT pero con mediciones sísmicas.
4. SCPTu: Igual que CPT pero con mediciones de presión de poro y sísmicas.

Figura 8: Ensayo de penetración de cono.



Fuente: (American Society for Testing and Materials International, 2016)

Medición de resistencia de punta y fricción

Como ya se mencionó los dos parámetros más importantes en las mediciones CPT son la resistencia de punta y la de fricción, estos pueden determinar el comportamiento del suelo, ya que cada tipo de suelo reaccionará diferentes ante estas mediciones. Estos parámetros se determinan mediante: (American Society for Testing and Materials International, 2016).

$$q_s = \frac{Q_c}{A_c} \quad (5)$$

(Rubio, 10 de julio de 2018)

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (6)$$

(Rubio, 10 de julio de 2018)

Destacando que mientras más altos sean estos parámetros más resistente será el suelo, ya que indican que el cono penetrará con mayor dificultad (Rubio, 10 de julio de 2018).

Con los datos de la medición de CPT es posible obtener lo siguiente:

- **Clasificación de suelos**

De la prueba CPT se obtiene el comportamiento del suelo, por lo tanto, no presenta resultados como la proporción de los tamaños de las partículas del suelo, sin embargo, permite de forma general que los suelos granulares poseen alta resistencia de punta y baja de fricción, mientras que los suelos arcillosos presentan baja resistencia de punta y alta de fricción. Si el suelo en evaluación es una arena densa o preconsolidada tiende a dilatarse y las presiones de poro pueden ser negativas, en su lugar, los suelos arcillosos disipan la presión de poro más lento, por lo que la presión de poros en los suelos finos son superiores que en los gruesos (López & Durán, s.f.).

- **Tipo de comportamiento del suelo (SBT)**

El SBT es un parámetro que permite determinar el comportamiento del suelo, dando idea del tipo de suelo que se está evaluando. El gráfico de SBT presenta la resistencia de punta normalizada con la presión atmosférica y la relación de fricción R_f , la cual se determina mediante:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t}$$

R_f = Relación de fricción
 f_s = Resistencia a la fricción
 q_t = Corrección de la resistencia de punta por efectos de presión de poro

(7)

(Rubio, 10 de julio de 2018)

La relación de fricción del CPT, R_f , generalmente incrementa al aumento del contenido de finos y plasticidad del suelo, permitiendo estimar aproximaciones del tipo de suelo y contenido de finos de los datos de CPT (Youd y col., 2001).

Los resultados del ensayo CPT en 1986 ubicaron 12 zonas, años más tarde Robertson, autor tras de la categorización de las zonas, propuso normalizar los parámetros de resistencia de punta, resistencia de fricción y presión de poros en función del esfuerzo vertical efectivo, introduciendo parámetros como Q_t y F_r (Ecuación 9 y 10), que corresponden respectivamente a resistencia de punta y resistencia de fricción normalizadas, reduciendo la categorización a 9 grupos (ver Figura 4) (López & Durán, s.f.).

Cuadro 4: Propuestas de clasificación de Robertson en 1986 y 1990.

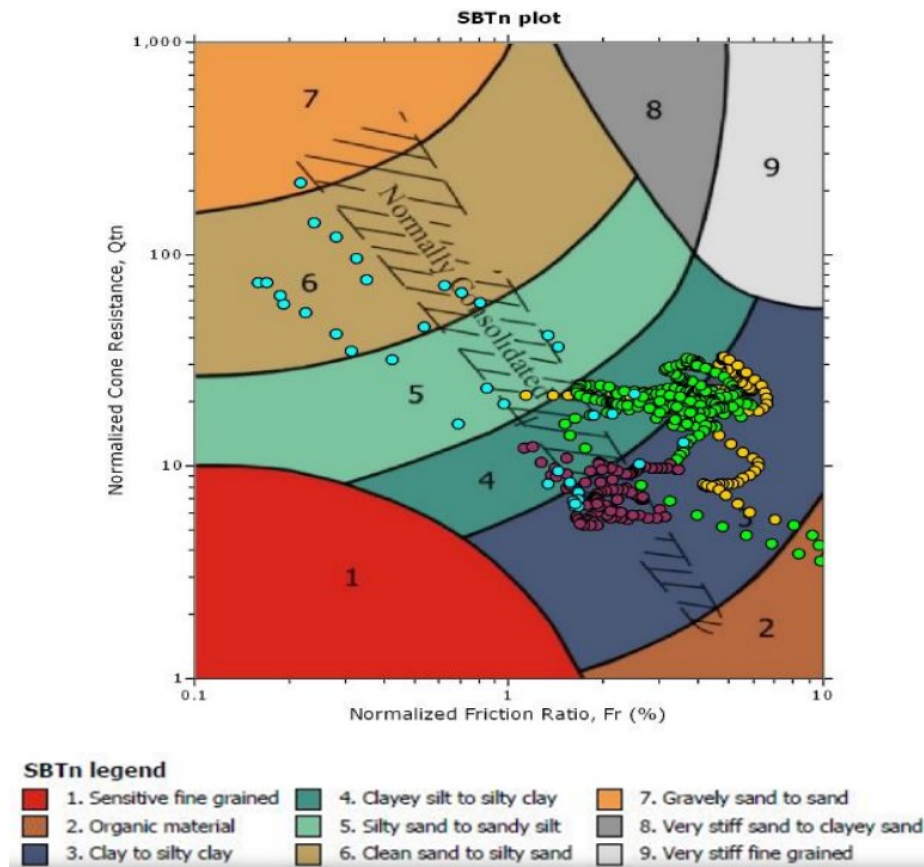
Zona SBT -Robertson et al (1986)	Zona SBTn -Robertson (1990)	Propuesta común de descripción SBT
1	1	Suelos finos sensitivos
2	2	Arcillas – suelos orgánicos
3	3	Arcillas: Arcillas a arcillas limosas
4 & 5	4	Mezclas de limos: Arcillas limosas y limos arcillosos
6 & 7	5	Mezclas de arenas: Arenas limosas a limos arenosos
8	6	Arenas: Arenas limpias a arenas limosas
9 & 10	7	Arena densa a arena gravosa
12	8	Arena firme a arena arcillosa (sobreconsolidada o cementada)
11	9	Suelos finos firmes (Sobreconsolidado o cementado)

Fuente: (López & Durán, s.f.)

- **Tipo de comportamiento del suelo normalizado (SBTn)**

El refinamiento de la propuesta de la categorización se debió a la variación de las mediciones superficiales o poco profundas que presentaba el CPT, puesto que el valor de q_s y f_s varían con la profundidad, ya que el suelo está más confinado, llamando a está SBTn (López & Durán, s.f.).

Figura 9: Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizado (SBTn) según propuesta de Robertson (1990).

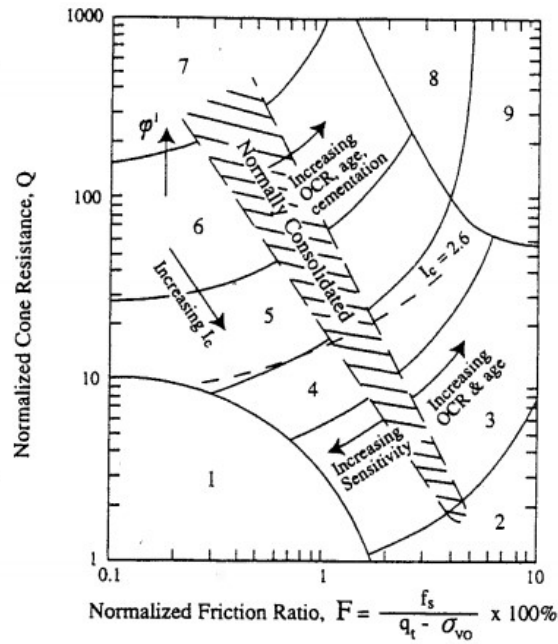


Fuente: (López & Durán, s.f.)

En la Figura 10 de SBT propuesto por Robertson se pueden identificar tendencias generales de respuesta del suelo con respecto a: (Córdoba, 2016)

- Densidad
- OCR
- Edad
- Cimentación por arenas
- Sensibilidad del suelo

Figura 10: Clasificación SBT versus respuesta del suelo.



Fuente: (Youd y col., 2001)

■ **Índice de comportamiento del suelo (Ic)**

A manera de simplificación se introdujo un parámetro que determinara el comportamiento del suelo, llamado índice de comportamiento (Ic), mediante el cual se determina de mejor manera mediante la Ecuación 8, indicando un mal suelo con un Ic alto y un buen suelo con un Ic bajo (Rubio, 10 de julio de 2018).

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

Q_t = Resistencia de punta normalizada

F_r = Resistencia a la fricción normalizada

(8)

(Rubio, 10 de julio de 2018)

Donde la resistencia de punta normalizada (Q_t) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_t = \left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$Q_t = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{si } n = 1$$

$q_c =$ Resistencia de punta

$\sigma_{vo} =$ Esfuerzo total

$\sigma'_{vo} =$ Esfuerzo efectivo.

$P_a =$ Presión de referencia (normalmente la atmosférica 1 atm)

$n = 0.5 - 1.0$ (Parámetro de la curva SBTn)

(9)

(Rubio, 10 de julio de 2018)

Y la resistencia a la fricción normalizada (F_r) mediante la siguiente ecuación:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} * 100\%$$

$f_s =$ Resistencia a la fricción

$q_c =$ Resistencia de punta

(10)

(Rubio, 10 de julio de 2018)

La Figura 10 se desarrollo usando un exponente de n de 1.0 el cual es más apropiado para tipos de suelos arcillosos. Para arenas limpias, el exponente n apropiado es de 0.5, mientras que para limos y arenas limosas el valor más apropiado es uno intermedio entre 0.5 y 1.0 (Youd y col., 2001).

Si el I_c es >2.6 usando un n de 1.0 en la Ecuación 9, el suelo es clasificado como arcilloso, licuable y además posiblemente plástico, de ser así el n correspondiente a usar en la Ecuación 9 es de 0.7 para este tipo de suelos. A pesar de su clasificación bajo el resultado de I_c , las muestras deben ser verificadas para confirmar el tipo de suelo y su resistencia a licuar. En 1982 Seed and Idriss definieron un criterio llamado Criterio Chino, con el cual se puede confirmar si el suelo es no licuable, el mismo especifica que ocurre licuefacción solo si se cumplen todas las siguientes condiciones:

1. El contenido de arcilla (partículas menores de 5μ) es $<15\%$ del peso total.
2. El límite líquido es $<35\%$.
3. El contenido de humedad natural es >0.9 veces el límite líquido.

Por otro lado, si I_c es <2.6 , el suelo es muy probablemente que sea de naturaleza granu-lar y no plástico, entonces, C_q (Ecuación 32) y Q_t (Ecuación 9) deben ser recalculados usando exponente de $n = 0.5$, y por lo tanto, I_c debe ser recalculado.

El correcto valor del exponente n en el cálculo de Q_t y C_q (Ecuación 9 y 32), es esencial ya que son requeridos para la determinación de la susceptibilidad de los suelos a licuar, puesto que son usados en la Ecuación 31 y 33 (el Q_t es uno de los factores que determina el índice de comportamiento).

Cuadro 5: Correlación de valores I_c con el método de clasificación de Robertson (SBTn).

Zona	Tipo de comportamiento del suelo	I_c
1	Sensible, de grano fino	N/A
2	Suelos orgánicos-arcillas	> 3,6
3	Arcilla - Arcilla lamosa para arcilla	2,95 - 3,6
4	Limos mixtos- Limo arcilloso para arcilla limosa	2,6 - 2,95
5	Arenas mixtas- arenas limosas para limos arenosos	2,05 - 2,6
6	Arenas - arenas puras para arenas limosas	1,31 - 2,05
7	Arena gravosa para arenas densas	< 1,31
8	Arena muy rígida para arena arcillosa	N/A
9	Grano muy fino rígido	N/A

Fuente: (Córdoba, 2016)

La información normalmente se interpreta en perfiles que muestran valores continuos como q_s , f_s , presión de poro y clasificación de suelo, contra profundidad (American Society for Testing and Materials International, 2016).

De los datos obtenidos se pueden correlaciones con otros parámetros geotécnicos, dentro de los cuales entran: (López & Durán, s.f.)

- Ángulo de rozamiento interno para suelos granulares
- Módulo de Young (E) para suelos granulares
- Valor N_{60} equivalente
- Resistencia total del cono (S_u)
- Densidad relativa (D_r)
- Ángulo de fricción (ϕ_{tc})
- Resistencia al corte no drenada
- Coeficiente de consolidación
- Índice o grado de sobreconsolidación (OCR)

Pudiendo basar la correlación en los siguientes ecuaciones, cuadros y gráficos:

- Correlación con valor N_{60} equivalente:

$$\frac{q_t/Pa}{N_{60}} = 0.85 \left(1 - \frac{I_c}{4.6}\right) \quad (11)$$

(Rubio, 10 de julio de 2018)

- Correlación con OCR (Índice de sobreconsolidación):

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.25} \tag{12}$$

(Rubio, 10 de julio de 2018)

- Correlación con resistencia total del cono (S_u):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \tag{13}$$

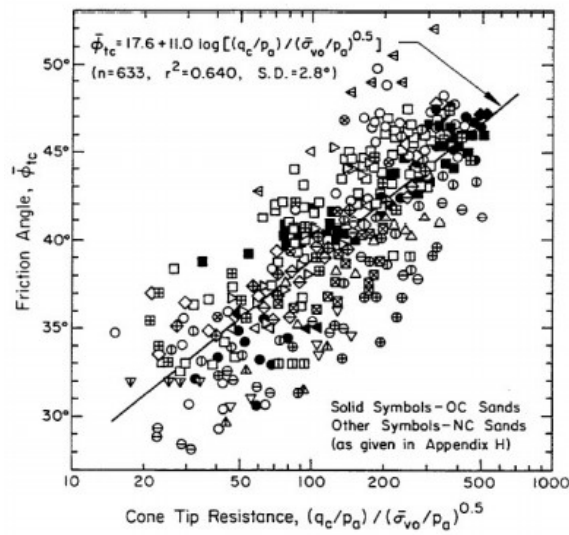
(López & Durán, s.f.)

Cuadro 6: Correlación de la resistencia de punta versus densidad relativa.

Normalized Cone Tip Resistance, q_c/p_a	Relative Density	Approximate $\bar{\phi}_{tc}$ (degrees)
< 20	very loose	< 30
20 to 40	loose	30 to 35
40 to 120	medium	35 to 40
120 to 200	dense	40 to 45
> 200	very dense	> 45

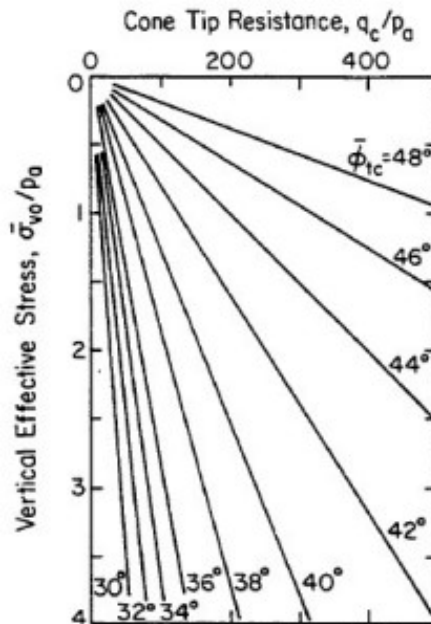
Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Figura 11: Correlación de la resistencia de punta versus ángulo de fricción.



Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Figura 12: q_c versus ángulo de fricción versus esfuerzo efectivo vertical para arenas de cuarzo normalmente consolidadas no cementadas.



Fuente: (Rubio, 10 de julio de 2018)

Ventajas y desventajas del ensayo de penetración con cono (CPT)

Dentro de las ventajas del ensayo de penetración con cono se resaltan: (López & Durán, s.f.)

- Perfiles continuos rápidamente.
- Varios perfiles por día.
- Los resultados no dependen del operador.
- Bueno para suelos blandos.
- Definición más detallada de las capas de suelo.

Asimismo, se consideran como desventajas las siguientes: (López & Durán, s.f.)

- Alta inversión de capital.
- Tiempo en capacitación.
- Elementos electrónicos se dañan y descalibran.
- No toma muestras de suelo.
- No aplicable en suelos de grava o con bloques.

D. Factores que inciden en la ocurrencia y desarrollo de la licuefacción

Entre los principales factores que participan, modifican y condicionan las características de licuación de suelos se pueden mencionar los siguientes:

1. Características del sismo

El riesgo de que ocurra el fenómeno de licuefacción en un depósito de suelo depende de los esfuerzos de corte, los cuales son proporcionales a las aceleraciones inducidas comúnmente por un sismo y estos pueden ser: (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

- **Sismo natural:** provocados por acciones locales volcánicas o por movimiento de placas tectónicas.
- **Sismos ocasionados por acción humana:** provocados por explosiones nucleares, microsismos por el tránsito pesado, excavaciones, extracción de petróleo o gas.

Hipocentro Es el punto donde se origina el sismo, el cual se sitúa debajo de la superficie terrestre a pocos kilómetros hasta un máximo de 700 km de profundidad, el hipocentro también es llamado foco (Epicentro Geográfico, 2018).

Epicentro Es el punto donde se proyecta el hipocentro directamente en la superficie terrestre, este punto es donde el sismo alcanza su mayor intensidad (Epicentro Geográfico, 2018).

Figura 13: Elementos de un sismo.



Fuente: (Epicentro Geográfico, 2018)

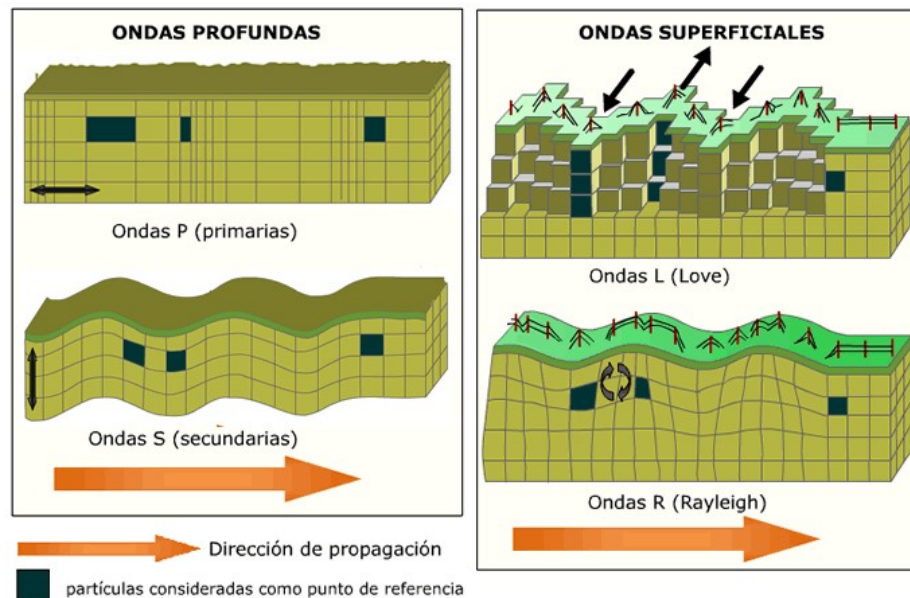
Ondas sísmicas La liberación de energía debido a los esfuerzos de compresión, tensión o de cizalla genera la falla y esta a su vez genera vibración la cual proviene de las ondas

sísmicas que se propagan en forma radial al hipocentro, transmitiendo la fuerza producida en el foco sísmico hasta llegar al epicentro en proporción a la intensidad y magnitud de cada sismo (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

Las diversas ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades a través de los estratos, estas son: (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

- **Internas o de cuerpo:** provocados por acciones locales volcánicas o por movimiento de placas tectónicas.
 - **Primarias (P):** caracterizadas por su desplazamiento longitudinal a mayor velocidad en el medio que las ondas secundarias y su movimiento es de compresión-dilatación.
 - **Secundarias (S):** caracterizadas por su desplazamiento transversal con un movimiento cortante.
- **Superficiales:** provocados por explosiones nucleares, microsismos por el tránsito pesado, excavaciones, extracción de petróleo o gas.
 - **Love (L):** caracterizadas por su movimiento horizontal cortante.
 - **Rayleigh(R):** caracterizadas por su movimiento elíptico.

Figura 14: Tipos de ondas sísmicas.



Fuente: (Cires, A.C, 2020)

En la ocurrencia de un sismo siempre se presentan los cuatro tipos de ondas, las internas o de cuerpo al llegar a la superficie terrestre se convierten en ondas Love y Rayleigh (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

Los sismos pueden ser clasificados en términos de:

Magnitud Es la utilizada para cuantificar la cantidad de energía liberada durante la ruptura de la falla, independientemente de donde se mida, sigue siendo la misma y está relacionada a la máxima amplitud a 100 km del epicentro. Es normalmente medida con la Escala Richter o de Momento, sin embargo, hay otras más (Red Sismológica Nacional (RSN), 2019).

- **Magnitud local o de Richter (ML):** mide el sismo en un rango de 2 a 6.9, ya que por encima de este valor la medición se satura y puede presentar valores similares para sismos distintos (Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), s.f.).
- **Magnitud de momento (Mw):** por otro lado esta magnitud se puede emplear para medir en el rango 2 a 6.9 y mayor a este último valor ya que no se satura (Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), s.f.).

Sin dejar de mencionar que un área o superficie de falla mayor conlleva a una mayor magnitud y duración del sismo.

Intensidad Mide la percepción y daños de los efectos del sismo en un lugar específico, generalmente incrementa con la cercanía al epicentro, no está relacionada a la magnitud, más sin embargo, depende de: (Red Sismológica Nacional (RSN), 2019).

- Aceleración máxima del suelo
- Velocidad del movimiento
- Duración del movimiento

Cuadro 7: Escala de intensidades modificada de Mercalli (MMI).

Escala Sísmica Modificada de Mercalli	
I. Imperceptible	Microsismo, detectado por instrumentos
II. Muy Leve	Sentido por algunas personas (generalmente en reposo)
III. Leve	Sentido por algunas personas dentro de edificios
IV. Moderado	Sentido por algunas personas fuera de edificios
V. Poco Fuerte	Sentido por casi todos
VI. Fuerte	Sentido por todos
VII. Muy Fuerte	Las construcciones sufren daño moderado
VIII. Destructivo	Daños considerables en estructuras
IX. Muy Destructivo	Daños graves y pánico general.
X. Desastroso	Destrucción en edificios bien contruidos
XI. Muy Desastroso	Casi nada queda en pie
XII. Catastrófico	Destrucción total

Fuente: (Gonzalez-Huizar, 2019)

2. Tamaño de grano

Los suelos suelen dividirse ya sea por sus propiedades como la plasticidad y la compresibilidad o bien la división más utilizada por tamaño de las partículas, el cual clasifica el suelo como gravas, arenas, limos o arcillas (ver Cuadro 8), se usa especialmente para describir de manera preliminar o general dependiendo qué tamaño de partícula es el predominante. El sistema más común de clasificación en términos de tamaño de grano es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), s.f.-a).

Cuadro 8: Clasificación de suelos según el tamaño de grano.

CLASIFICACION DE SUELOS SEGUN EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS	
Suelo	Tamaño de las partículas
Piedras de boleo	> 300 mm
Canto rodado	80 a 300 mm
Grava gruesa	20 a 80 mm
Grava fina	5 a 20 mm
Arena gruesa	2 a 5 mm
Arena mediana	0,5 a 2 mm
Arena fina	0,075 a 0,5 mm
Limos	0,002 a 0,075 mm
Arcillas	< 0,002 = 2 μ (micrones)

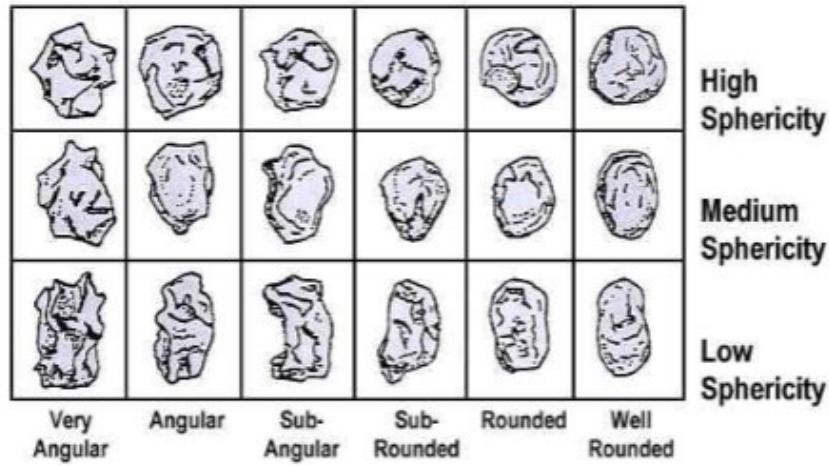
Fuente: (Tomás, 2011)

3. Forma de la partícula

Tanto el tamaño como la forma de las partículas en un depósito de suelo tienen gran influencia en el comportamiento del mismo; sin embargo, la medición de la forma suele ser complejo, por lo que no se considera como prioridad. La forma de las partículas del suelo pueden clasificarse en voluminosa, escamosa y nodulosa, o bien por medio de: (Rubio, 23 de enero de 2018).

- **Redondez:** se define como el grado de agudeza de las aristas y ángulos. Normalmente de arena acareadas por el viento o por el agua pueden tener una forma más redondeada.
- **Esfericidad:** expresa el grado de aproximación de la partícula a la forma de esfera, por lo que podemos decir que una partícula puede tener una esfericidad alta y redondez alta.

Figura 15: Distinción de partículas redondas y esféricas.



Fuente: (Rubio, 23 de enero de 2018)

4. Granulometría y estratigrafía del depósito

Para determinar la gama de tamaños de partículas que contiene un suelo se recurre al análisis mecánico del suelo, el cual se realiza por medio del ensayo de granulometría. El análisis mecánico puede llevar a cabo mediante dos métodos: (Rubio, 23 de enero de 2018)

- **Análisis de tamices:** aplica para partículas mayores de 0.075 mm (clasificación de gravas y arenas).
- **Análisis de hidrómetro:** aplica para partículas menores de 0.075 mm (clasificación de finos, es decir, limos y arcillas).

Figura 16: Métodos de análisis mecánico



Fuente: (Elaboración propia)

El análisis de tamices es el más utilizado, este presenta el tamaño de partículas expresados como un porcentaje del peso seco total, el proceso consiste filtrar el suelo en una serie de tamices los cuales retienen distintos tamaños de partículas para luego obtener la curva granulométrica (Rubio, 23 de enero de 2018).

Cuadro 9: Tamaños estándar de tamices.

Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: (Rubio, 23 de enero de 2018)

De los parámetros importantes que se pueden determinar en base a la curva de granulometría están:

Tamaño efectivo (D_{10})

Representa el tamaño de la partícula tal, que el 10% del suelo es más fino que ese tamaño. El tamaño efectivo indica un límite inferior para mostrar los tamaños de partículas presentes en el suelo (Hurtado, 1985).

D_{30} : Diámetro en la curvatura de la distribución de tamaño de partícula correspondiente al 30% más fino (Rubio, 23 de enero de 2018).

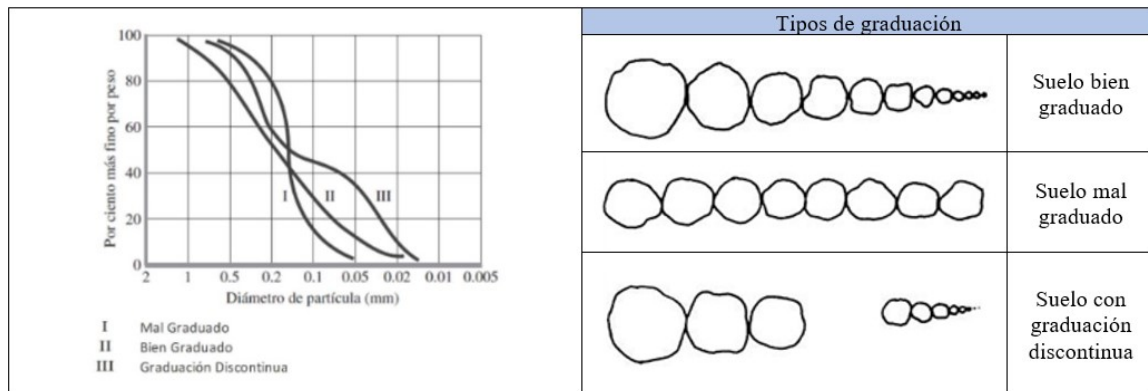
D_{60} : Diámetro en la curvatura de la distribución de tamaño de partícula correspondiente al 60% más fino (Rubio, 23 de enero de 2018).

Coefficiente de uniformidad (Cu)

Antes de definir el coeficiente de uniformidad es necesario hacer la aclaración de: (Rubio, 23 de enero de 2018)

- **Suelo bien graduado:** suelo con tamaños de partículas distribuidos en un amplio rango.
- **Suelo mal graduado:** suelo con tamaño de partículas muy uniformes entre sí.

Figura 17: Tipos de graduación.



Fuente: (Elaboración propia)

Ahora bien, el coeficiente de uniformidad indica la distribución de los tamaños de partículas en el suelo, si el coeficiente de uniformidad es alto, el suelo está bien graduado, lo cual significa que tiene mejores características ingenieriles que uno mal graduado ya que es relativamente incomprensible y resistente. El SUCS denota que un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad mayor a 4 para gravas y mayor a 6 para arenas (Hurtado, 1985).

Coefficiente de graduación o curvatura (Cc)

El coeficiente de graduación indica si la curva granulométrica es de un suelo bien o mal graduado. Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de graduación entre 1 y 3 para gravas y para arenas (Gallardo, 2016).

Coefficiente de permeabilidad (K)

El coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica se define como la cantidad de agua que fluye a través de cierta área, esta implica una posibilidad de recorrido además de la existencia de vacíos o huecos continuos (Yepes, 2015).

Un suelo mientras mayor permeabilidad posee implica mayor filtración y suele definirse en función de la velocidad del flujo durante un período determinado y se expresa como una

tasa o coeficiente de permeabilidad, el cual es determinado mediante la siguiente ecuación: (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), s.f.-b).

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot t \cdot h}$$

Q = cantidad de agua descargada

L = distancia entre piezómetros

A = área de la sección transversal de la muestra

t = tiempo total de desague

Q = cantidad de agua descarga

H = diferencia de carga (altura) sobre los piezómetros (14)

(American Association of State Highway and Transportation Officials, 1994)

Y categorizando la condición de permeabilidad con las siguientes clases:

Figura 18: Clases de permeabilidad de los suelos.

Clase de permeabilidad	Coeficiente de permeabilidad (K en m/s)	
	Límite inferior	Límite superior
Permeable	2×10^{-7}	2×10^{-1}
Semipermeable	1×10^{-11}	1×10^{-5}
Impermeable	1×10^{-11}	5×10^{-7}

Fuente: (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), s.f.-b)

Factores que influyen en la permeabilidad de los suelos En la determinación de la permeabilidad se ven involucrados varios factores tanto intrínsecos como extrínsecos al él, tales como: (Angelone y col., 2006).

- **Relación de vacíos:** Es el factor más influyente en la permeabilidad, ya que cuando un suelo es comprimido el volumen de vacíos disminuye y a su vez también la permeabilidad del suelo.
- **Forma y tamaño:** La relación de vacíos influye significativamente en la permeabilidad del suelo y relacionada a ella está el tamaño y forma de las partículas de suelo, de las cuales depende la sinuosidad de recorrido por el cual el flujo debe pasar, tomando en consideración que en un canal, poro o espacio uniforme el fluido circulará más fácilmente.
- **Viscosidad y temperatura del fluido:** Determina en gran medida el comportamiento en el suelo ya que hace más lenta la forma de fluir, así mismo, la temperatura del fluido se relaciona directamente con su viscosidad.

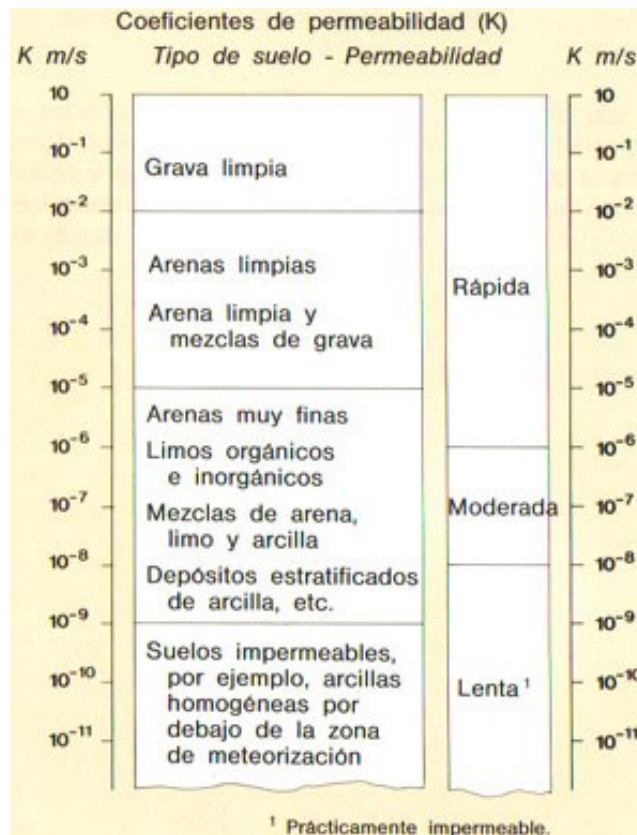
- Estructura y estratificación:** La permeabilidad puede variar en función de la disposición de las capas que componen el suelo, ya que cada estrato posee una permeabilidad diferente, incluso tratándose de un mismo suelo con un grado de compactación o humedad distinta.

Figura 19: Valores típicos del coeficiente de permeabilidad de suelos no consolidados (k en m/s).

	<i>k</i>		<i>k</i>
Grava	$10^{-1} - 10^{-2}$	Arena limosa	$10^{-5} - 10^{-7}$
Arena gruesa	10^{-3}	Arcilla limosa	$10^{-6} - 10^{-9}$
Arena mediana	$10^{-3} - 10^{-4}$	Arcilla	$< 10^{-9}$
Arena fina	$10^{-4} - 10^{-5}$		

Fuente: (Angelone y col., 2006)

Figura 20: Tipos de suelos vs. Permeabilidad (m/s).



Fuente: (Alvarez-Manilla y col., 2002)

5. Límites de consistencia o de Atterberg (plasticidad de un suelo)

La plasticidad de un suelo se define por las partículas finas en él, en el análisis granulométrico no se permite apreciar esta característica, por lo que para determinar la condición de plasticidad de un suelo se recurre a los límites de Atterberg, cuyo método consiste en la clasificación del material según tres límites de estado en los cuales puede presentarse un suelo con un determinado contenido de agua: líquido, plástico o sólido. Estos límites de Atterberg o bien de consistencia se realizan solamente en material que pasa por el tamiz de malla con abertura de 0.425 mm (tamiz número 40) que comúnmente son arenas finas, limos y arcillas, al clasificarse entre los límites : (Sanz, 1975)

- **Límite de liquidez (LL):** Es la frontera entre los estados semi-líquido y plástico. Los suelos arcillosos con este contenido de humedad poseen resistencia nula o baja.
- **Límite de plástico (LP):** Es la frontera entre los estados plástico y semi-sólido. Contenido de humedad por debajo del cual el suelo pierde su plasticidad.
- **Límite de retracción o contracción (LC):** Es la frontera ente los estados semi-sólido y sólido. Contenido de humedad por debajo del cual el suelo pierde humedad sin cambiar de volumen.

Figura 21: Límites de Atterberg o de consistencia.



Fuente: (Méndez, 2008)

La plasticidad se define como la consistencia adquirida de los suelos al ser cambiado su contenido de agua y se caracteriza como un parámetro de importancia en la ingeniería de suelos, asociada principalmente con las arcillas, ya que estas al entrar en contacto con el agua desarrollan cierta plasticidad (Cordero y col., 2008).

Por otro lado, la plasticidad también es asociada a las características esfuerzo-deformación de los materiales, por lo que a su vez se define como la propiedad que posee un suelo por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable, sin desmoronamiento ni agrietamiento (Méndez, 2008).

Además del LL, LP y el LC, el **Índice de plasticidad** permite clasificar a un suelo y se define como la diferencia entre el LL y el LP ($IP = LL - LP$). Un IP grande indica un suelo muy arcilloso mientras que uno pequeño es correspondiente a un suelo poco arcilloso, con esto se puede decir que: (Sanz, 1975)

Cuadro 10: Grados de plasticidad de un suelo.

Indice de plasticidad	Grado de plasticidad
$0 < I_p < 5$	Suelos no plásticos
$5 < I_p < 30$	Suelos poco plásticos
$30 < I_p < 50$	Suelos plásticos
$50 < I_p$	Suelos muy plásticos

Fuente: (Sáez, 2010)

6. Relación de vacíos (e)

Se expresa como la relación entre el volumen de espacios vacíos y el volumen de las partículas sólidas en una masa de suelo. En suelos compactados, las partículas tienen un alto grado de acomodo, por lo que la capacidad de deformación del suelo ante la aplicación de cargas es baja, mientras que en suelos sueltos o poco compactados tanto el volumen de vacíos como la capacidad de deformación serán mayores. Generalmente, los suelos cohesivos tienen mayor proporción de vacíos que los granulares (Escobar & P., 2016).

Figura 22: Valores típicos de e para suelos granulares.

Graduación de la arena	e
Arena bien gradada	0.43 - 0.67
Arena uniforme	0.51 - 0.85

Fuente: (Escobar & P., 2016)

7. Grado de saturación (S)

Se define como la proporción en el que los huecos de un estrato contienen un fluido, es expresado como un porcentaje en función o relación del volumen total de vacíos. Representando a un suelo seco $S=0\%$ y $S=100\%$ un suelo saturado (Escobar & P., 2016).

8. Contenido de humedad (ω)

Es la cantidad de agua que se encuentra en un suelo respecto a su masa sólida o bien al volumen total del suelo. El contenido de humedad es expresado en porcentaje (entre 0% a 100%) y muestra la relación entre el peso de agua del espécimen y el peso de los sólidos (Escobar & P., 2016).

9. Presiones totales, efectivas y neutras

Presión efectiva (σ')

El suelo saturado se constituye por dos fases: el esqueleto de partículas y los poros entre ellas que son llenados de agua. De esta manera cualquier esfuerzo impuesto sobre la masa de suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión del agua en él, sin embargo, los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y son estos los que controlan el comportamiento del suelo al cortante (Borda, s.f.).

La presión efectiva se denomina como el esfuerzo transmitido por el contacto de las partículas de suelo debido a una carga por unidad de área que actúa en la superficie del suelo, modificándose la relación de vacíos, la permeabilidad, la resistencia al cortante y la compresibilidad. Esta se expresa como:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (15)$$

(Borda, s.f.)

Presión de poros o presión neutra (μ)

La presión de poro consiste en la presión generada por el agua dentro de los poros del suelo, está disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, ya que trata de separarlas, produciendo así una disminución en la resistencia a la fricción. Al ser colocada una carga sobre el depósito de suelo se produce un cambio en la presión de poros o bien un exceso de presión de poros (Rondon & Torrado, s.f.).

La presión de poro es positiva bajo el nivel del agua freática, su valor es cero o nulo en el nivel freático y negativa en la zona de saturación por capilaridad (Villalaz, 2004).

Si el agua en el suelo no está en movimiento, la altura del agua genera un fenómeno de presión hidrostática, por lo que la presión de poro se expresa como:

$$\mu = \gamma_w \cdot Z_w$$

Donde:

γ_w = peso unitario del agua

z_w = profundidad vertical del punto por debajo del nivel de agua freática.

(16)

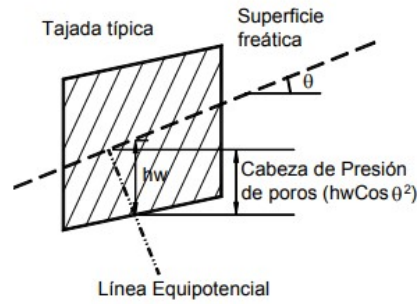
(Rondon & Torrado, s.f.)

Pero si el agua se encuentra en movimiento, la presión de poros puede ser superior a $\gamma_w Z_w$ (Ecuación 19) y debe determinarse la cabeza hidrostática h_u (distancia vertical a la línea del nivel freático) por medio de un piezómetro o una red de flujo. Asumiendo que la superficie freática está inclinada a un ángulo θ con la horizontal, la cabeza piezométrica es igual a:

$$h_u = h_w \cos^2 \theta \quad (17)$$

(Rondon & Torrado, s.f.)

Figura 23: Medición de la presión de poros.



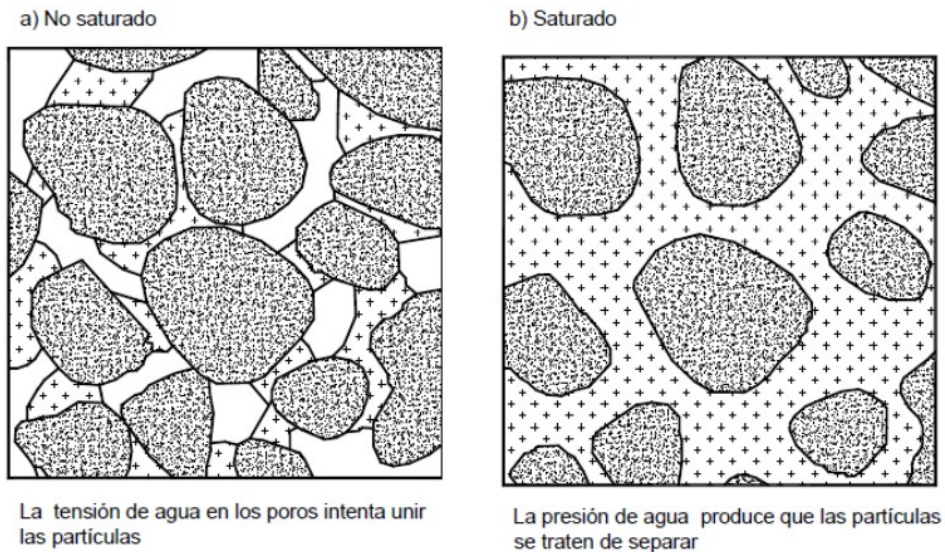
Fuente: (Rondon & Torrado, s.f.)

Pudiendo así calcular la presión de poros cuando el agua se encuentra en movimiento en el depósito de suelo:

$$u = \gamma_w \cdot h_u \quad (18)$$

(Rondon & Torrado, s.f.)

Figura 24: Acción de la presión de poro.



Fuente: (Rondon & Torrado, s.f.)

Presión total (σ)

La presión normal en cualquier punto de una sección a través de un suelo saturado, se determina considerando la presión neutra o presión de poros (μ) y la presión efectiva (σ'), tomando lugar exclusivamente en la fase sólida del suelo.

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (19)$$

(Borda, s.f.)

10. Densidad relativa (DR) o compacidad relativa (Cr)

La compacidad relativa es un término usado para suelos granulares, cuya importancia en la geotecnia se deriva de la correlación directa que tiene con otros parámetros de los suelos. La compacidad relativa o densidad relativa es uno de los factores importantes del ángulo de fricción interna y este a su vez, representa matemáticamente al coeficiente de rozamiento, por lo que es esencial analizar la influencia de la compacidad relativa en los parámetros de resistencia cortante ya que en el caso de materiales friccionantes, así es denominada la resistencia que define la capacidad que tiene un suelo de resistir acciones que tienden a cambiar su forma (Huillca, 2018).

La compacidad de un suelo granular se determina en función de la densidad relativa, la cual considera el índice de vacíos o los pesos específicos seco natural, máximo y mínimo (Portocarrero, s.f.).

El resultado de los procedimientos de compactación realizados en laboratorios, expresados por la densidad máxima y la humedad óptima también pueden ser expresados adimensionalmente entre cero y uno, por la compacidad relativa y el grado de saturación, permitiendo así la comparación de diversos suelos (Giuliani, 1964).

Cuadro 11: Compacidad relativa de los suelos.

Compacidad	Compacidad Relativa (densidad relativa), %
Muy suelta	0 – 15
Suelta	15 – 35
Media	35 – 65
Densa	65 – 85
Muy Densa	85 – 100

Fuente: (Portocarrero, s.f.)

Siendo más resistente un suelo cuando $DR = 0$ y menor cuando $DR = 1$ (Escobar & P., 2016).

■ **Ángulo de fricción (ϕ)**

Como se mencionó previamente, el ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi \tag{20}$$

(Suárez, s.f.)

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo y a pesar de que todos los suelos tienen fricción, los arcillosos se caracterizan por un ϕ muy bajo o despreciable (añadiendo que su valor depende de las condiciones de preconsolidación, además de las que se describen a continuación), estos son denominados suelos cohesivos. El ángulo de fricción interna depende varios factores, cuya combinación predeterminan su valor, algunos de los más representativos son: (Villalaz, 2004)

1. Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
2. Tamaño de los granos o partículas: A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
3. Forma de los granos de los granos o partículas: ϕ es mayor para partículas angulosas.
4. Distribución de los tamaños de granos o partículas: En suelos bien graduados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
5. Densidad: ϕ es mayor mientras mayor es la densidad.
6. Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
7. Presión normal o de confinamiento: ϕ tiende a disminuir con presiones normales altas.

Cuadro 12: Ángulos de fricción para diferentes suelos.

Tabla 1.1 Ángulos de fricción para diferentes suelos. ⁽⁴⁾

Suelo	ϕ suelto	ϕ denso
Limo	27° – 30°	30° – 36°
Arena limosa	27° - 33°	30° – 35°
Arena uniforme	28°	34°
Suelo redondeado uniforme	30°	37°
Suelo redondeado bien gradado	34°	40°
Arena bien gradada	33°	45°
Grava arenosa	35°	50°
Suelo anguloso uniforme	35°	43°
Suelo anguloso bien gradado	39°	45°

Fuente: (Terzaghi & Peck, 1973)

■ **Cohesión**

La cohesión se puede definir como la cementación o adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas, producto de fuerzas intergranulares en el

depósito del suelo. La cohesión es utilizada para representar la resistencia al cortante generada por la cementación entre granos. En materiales granulares que no pueden generar adherencia, la cohesión se asume igual a cero, denominando a este tipo de suelos como friccionantes o no cohesivos (Suárez, s.f.).

En suelos no saturados, la tensión originada de la succión del agua en los poros produce adherencia entre las partículas del suelo por presión negativa o por la llamada fuerza capilar, a esta adherencia se le conoce como cohesión aparente la cual desaparece ante la presencia de saturación en el depósito (Rondon & Torrado, s.f.).

11. Comportamiento drenado y no drenado de un suelo

La resistencia al cortante de los suelos depende de la naturaleza y estado del suelo en el que se encuentra, así mismo de la intensidad y la forma en la que se aplican las cargas. En el caso de los suelos saturados, la resistencia al corte es dada por el esqueleto de partículas o esqueleto sólido del suelo ya que el agua no ofrece resistencia alguna, por lo que depende solamente de los esfuerzos efectivos a nivel de los contactos entre las partículas del suelo, por esta razón la condición en la que se aplican las cargas es importante porque determina la forma en la que estas son distribuidas entre la fase sólida y la fase líquida del material (Sáez, 2010).

En relación a la forma que evolucionarán los esfuerzos efectivos al someter la masa de suelo a una carga, existen dos tipos de comportamientos: (Sáez, 2010).

■ Comportamiento drenado

El suelo califica con comportamiento drenado si se verifica una de las siguientes condiciones durante la carga: (Sáez, 2010).

1. La aplicación de la carga es lo suficientemente lenta con respecto a la permeabilidad del suelo y la distancia de drenaje, de forma que no se genera un incremento importante de la presión de poros al interior del suelo.
2. La duración de la aplicación de la carga es lo suficientemente extensa para disipar la presión de poros inducida al momento en el que se estudia o mide el comportamiento del suelo.

La presión de poros corresponde al incremento de la presión intersticial por sobre el valor inicial (hidroestática o flujo permanente) inducida por las cargas. Si la masa de suelo está en estado seco, el comportamiento siempre es drenado (Sáez, 2010).

Si la sobrepresión o presión de poros es despreciable, el incremento de esfuerzos es transmitido en su totalidad al esqueleto sólido y corresponde a un aumento de los esfuerzos efectivos, los cuales inducen a una variación de volumen, que puede ser importante según las características del suelo y la amplitud de las cargas. Cuando el volumen se reduce, los granos del esqueleto sólido se acercan entre ellos y un volumen de agua igual a la reducción del volumen, es expulsado durante la carga. Por lo que las características de un suelo asociadas a un comportamiento drenado representan el comportamiento del esqueleto sólido del material (Sáez, 2010).

En el caso de suelos granulares de alta permeabilidad como gravas y arenas gruesas, independientemente de las condiciones de aplicación de la carga el comportamiento es drenado (Sáez, 2010).

En el caso de suelos de baja permeabilidad como arenas finas, limos o arcillas, se puede considerar como comportamiento drenado o no drenado, dependiendo de las condiciones de aplicación de la carga. Ya que si la aplicación de la carga es rápida el comportamiento será no drenado, mientras que si la aplicación de la carga es prolongada el comportamiento será drenado (Sáez, 2010).

■ **Comportamiento no drenado**

En este caso la carga debe ser rápida con respecto a la permeabilidad del suelo y la distancia de drenaje, en esta condición se genera un incremento de la presión de poros que no se alcanza a disipar durante el intervalo de tiempo considerado y por lo tanto no existe variación de volumen (Sáez, 2010).

Por lo tanto, las características de un suelo asociadas a un comportamiento no drenado representan el comportamiento conjunto de la fase líquida y sólida del material (Sáez, 2010).

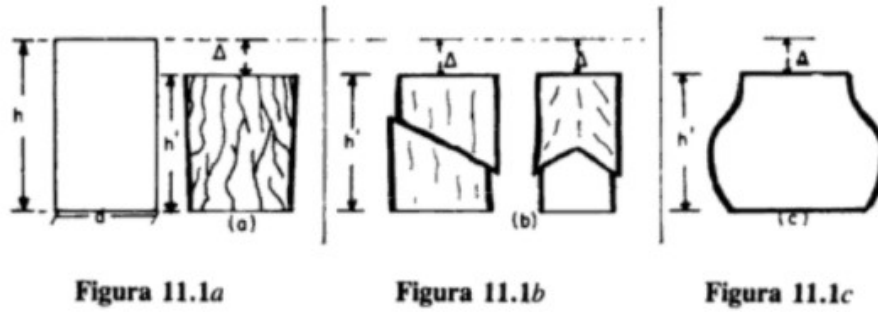
12. Resistencia a esfuerzos cortantes

La resistencia de un suelo es el mayor esfuerzo al que puede ser sometido, aún cuando el suelo pueda fallar debido a la aplicación de grandes esfuerzos de compresión, el suelo falla realmente a los esfuerzos cortantes a los cuales es sometido (González, 01 de septiembre de 2009).

Los suelos tienden a comportarse bajo la acción de fuerzas o cargas como materiales plásticos, por ello se recurre a cálculos que consideren la plasticidad del depósito. Cuando un depósito de suelo es sometido a un esfuerzo cortante se produce un desplazamiento de partículas entre sí o de una parte del material con respecto al resto del mismo. Al observar la Figura 25 se pueden distinguir tres casos del efecto cortante: (Villalaz, 2004).

1. Disgregamiento de las partículas (Figura 25.1a).
2. Deslizamiento a lo largo de líneas de rotura (Figura 25.1b).
3. Fluencia plástica: la cual ocurre cuando el depósito de suelo presenta alta plasticidad (Figura 25.1c).

Figura 25: Comportamiento por esfuerzo cortante.



Fuente: (Villalaz, 2004)

Luego de observaciones y estudios Coulomb postuló la ecuación de falla, la cual establece que la máxima resistencia al corte en el plano de falla está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (21)$$

donde τ es la resistencia al corte, c la cohesión del suelo, σ el esfuerzo normal y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, la cual se asume constante (Terzaghi & Peck, 1973).

▪ Resistencia al corte en suelos no cohesivos

Las características de corte de las arenas y de los limos orgánicos se representan con la ecuación de Coulomb sin considerar la cohesión de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (22)$$

donde τ es la resistencia al corte, σ el esfuerzo normal y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo (Terzaghi & Peck, 1973).

En suelos saturados, el esfuerzo normal total en un punto se define como la suma del esfuerzo efectivo y la presión de agua en los poros, lo que se expresa como:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (23)$$

donde σ' es el esfuerzo efectivo y u la presión de agua en los poros (Terzaghi & Peck, 1973)

Los depósitos naturales de arena y limo pueden en estado entre suelto y denso, dependiendo principalmente de la densidad relativa, el valor del ángulo de fricción ϕ , el cual varía entre rangos amplios, así mismo, la distribución granulométrica y la forma de los granos influyen sobre el valor del ángulo de fricción. La trabazón de granos en

el depósito de suelo influye significativamente en la resistencia al corte, sin embargo, los valores de ϕ son casi imperceptibles en un suelo seco o húmedo (Terzaghi & Peck, 1973).

Cuando el esfuerzo normal aumenta, los valores de ϕ disminuyen, esta disminución se encuentra asociada al aumento del porcentaje de granos que se rompen por aplastamiento a medida que se aproxima al estado de rotura (Terzaghi & Peck, 1973).

Si la arena o el limo se encuentran con una relación de vacíos crítica, es decir, cuando la relación de vacíos para grandes deformaciones es idéntica a la que existía antes de la aplicación de la diferencia de tensión axial, la presión de poros y por consiguiente la resistencia al cortante, permanecen relativamente constantes. Por ello, cuando existen condiciones que tornan posible la breve aplicación de una tensión de corte para evitar una reducción de resistencia, se considera ideal compactar hasta una relación de vacíos menor al valor crítico, teniendo en cuenta que a mayor presión de confinamiento, la relación de vacíos disminuye, sosteniendo así una relación inversa (Terzaghi & Peck, 1973).

■ Resistencia al corte en suelos cohesivos

En este tipo de suelos se considera a las arcillas inalteradas normalmente consolidadas de baja o moderada sensibilidad, agregando la cohesión (c) para el cálculo de la resistencia cortante en este tipo de depósitos mediante la ecuación de Coulomb, considerando la cohesión distinta de cero y además cierta relación entre el índice de plasticidad y el cálculo de ϕ para estos materiales, amasados o en estado inalterado (Terzaghi & Peck, 1973).

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad (24)$$

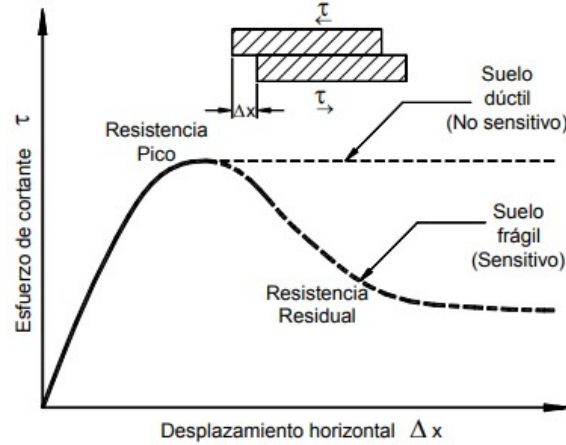
(Terzaghi & Peck, 1973)

Comúnmente la baja permeabilidad de depósitos cohesivos (arcillas) retardan el drenaje y por consiguiente, la presión de poros asociada con las fuerzas bajo las cuales se ve expuesto el material, las cuales lo rompen, no llegan a disiparse con rapidez (Terzaghi & Peck, 1973).

■ Resistencia máxima y Resistencia residual

Al hacer mención de la relación esfuerzo cortante-deformación de un suelo resaltan dos resistencias, la pico y la residual, cuya diferencia entre una y otra indica la fragilidad de un suelo, caracterizándolo como dúctil o frágil (Suárez, s.f.).

Figura 26: Curva esfuerzo cortante vs. desplazamiento.



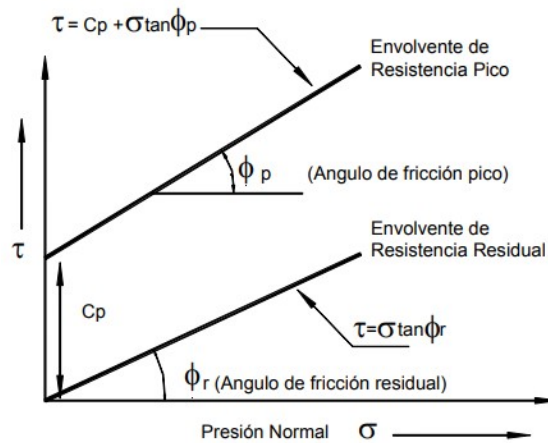
Fuente: (Suárez, s.f.)

En depósitos dúctiles, la resistencia pico tiende a parecerse a la resistencia residual, mientras que en suelos frágiles al momento de generarse la falla, la disminución de la resistencia pico a la residual es significativa (Suárez, s.f.).

La sensibilidad es otro de los factores que determinan la diferencia entre la resistencia pico y la residual, esta relaciona la pérdida de resistencia por el remoldeo o reacomodo de las partículas de arcilla (Suárez, s.f.).

La pérdida de resistencia en un suelo que falla al cortante, está relacionada a la disminución del ángulo de fricción, pero principalmente a la disminución de la cohesión del depósito. La casi imperceptible variación del ángulo de fricción al momento de la falla a cortante se puede observar en la Figura 27 en donde el ángulo de fricción pico (ϕ_p) es muy similar al ángulo de fricción residual (ϕ_r) (Suárez, s.f.).

Figura 27: Envolvente de falla de las resistencias pico y residual, en donde C_p representa la cohesión aparente.



Fuente: (Suárez, s.f.)

- **Resistencia máxima o resistencia pico**

La resistencia se define como la máxima resistencia al corte que presenta un suelo, el cual no ha fallado con anterioridad y corresponde al punto más alto de la curva esfuerzo cortante vs. deformación (Figura 26) (Suárez, s.f.).

- **Resistencia residual**

La resistencia residual de un suelo es la que posee después de haber fallado. En arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada en el análisis de deslizamientos luego de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual, por lo que para el cálculo de factores de seguridad se utilizan valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y C_r (fricción residual y cohesión residual) (Suárez, s.f.).

La resistencia residual en los suelos cohesivos se debe tener en cuenta cuando existe un línea falla o superficie de corte en donde previamente hayan sucedido deslizamientos, así también en suelos susceptibles a la licuefacción, sometidos a aceleraciones de sismos de gran magnitud (Suárez, s.f.).

E. Evaluación de susceptibilidad

1. Criterios sísmicos

Magnitud del movimiento sísmico

Para que un sismo pueda dar origen a la licuefacción de depósitos su magnitud debe ser superior a 5.5 en la escala de Richter y dentro de un radio de hasta cientos de kilómetros del epicentro (Matamoros, 1994).

La deformación causada está en función de la magnitud del movimiento y a su vez a la magnitud de los esfuerzos. La magnitud del movimiento producirá cierto valor de aceleración máxima en la roca basal en base a la distancia hipocentral, al llegar a la roca la aceleración sufrirá una amplificación dependiendo de las condiciones locales del suelo y a su paso propagará ondas de corte a través del esqueleto del suelo, distribuyendo así esfuerzos cortantes en función del tiempo hasta llegar a la superficie, dando lugar a deformaciones en la masa del suelo proporcionales a la magnitud del terremoto (Parra, 2018).

Duración del movimiento sísmico

El movimiento sísmico es corto y dura alrededor de 5 a 40 segundos, sin embargo si este es intenso puede presentar una condición no drenada en el depósito lo que quiere decir que la disipación de la presión de poros se verá limitada, y al aumentarse producirá esfuerzos efectivos nulos y a su vez licuefacción (Parra, 2018).

2. Criterios históricos

La aparición de los efectos de licuefacción en algunas localidades con anterioridad contribuye a la creación de modelos como zonificación donde se registran áreas con patrones y características similares, de manera que se pueda obtener información importante para la evaluación del potencial de licuación de suelos (Cordero y col., 2008).

3. Criterios geológicos

El fenómeno de licuefacción está limitado a ciertos ambientes geológicos ya que suele ocurrir en su mayoría en depósitos recientes de arenas y limos donde el nivel de agua subterránea no es tan profunda. La estimación de la edad geológica del terreno entra en consideración ya que “los suelos del holoceno son más susceptibles que los del pleistoceno y la licuefacción de depósitos de edades anteriores no es común” (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

Dentro de los depósitos más propensos a sufrir licuefacción se encuentran los suelos arenosos, suelos limosos de baja plasticidad, arenas limosas saturadas, arenas muy finas redondas, arenas limosas relativamente uniformes con densidad suelta y media y arenas limpias saturadas. Además los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad también presentan una amenaza a licuefactar si la humedad natural es cercana al límite líquido (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

La caracterización de la depositación de los sedimentos también está relacionada a la incidencia de la licuación de los suelos ya que la sedimentación en ríos y lagos (depósitos fluviales y aluviales), la deposición de detritos o material erosionado (depósitos coluviales) o depósitos formados por la acción del viento saturados (eólicos) son susceptibles a licuefactar. Además, también se incluyen los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas, rellenos artificiales mal compactados y estuarios (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

A pesar de que los suelos con mayor ocurrencia de licuefacción son las arenas, los depósitos bien graduados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, deben verificarse ya que pueden producir cambios volumétricos del terreno (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

4. Criterios hidrológicos

La presencia del nivel freático a una profundidad no tan lejana de la superficie es una condición necesaria para que ocurra licuación, además esta rige el grado de saturación del depósito cuando entra en aceleración sísmica y por consiguiente influye también en el esfuerzo efectivo (Parra, 2018).

La licuación es más frecuente en áreas donde el nivel del agua subterránea se ubica dentro de los primeros 10 metros de profundidad y en pocos casos cuando dicho nivel está a una profundidad mayor de 20 metros (Cordero y col., 2008).

Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

5. Criterios de composición

La estructura interna del suelo condiciona el efecto del movimiento sísmico que provoca licuefacción ya que cuanto más estable por su granulometría, compacidad y forma de granos, menos susceptible es el depósito de suelo a sufrir licuación (Cordero y col., 2008).

Hasta ahora se conoce que la amenaza de un suelo a ser licuable está en función de ciertos factores, entre ellos el tipo de suelo, siendo las arenas las más propensas, sin embargo los suelos arcillosos y en particular las arcillas sensibles, presentan un comportamiento esfuerzo-deformación similar a los suelos licuables, pero no se licuan (Cordero y col., 2008).

Así también los suelos uniformes son más susceptibles a la licuación que aquellos bien graduados, pues las partículas pequeñas llenan los espacios vacíos formados por las más grandes, evitando así que esos espacios sean llenados por el agua que se traslada a la superficie por la vibración y la compactación generada por el movimiento sísmico, creando así un estrato de suelo suelto (Cordero y col., 2008).

Los suelos cohesivos no están generalmente considerados de ser susceptibles a la licuefacción; sin embargo, son vulnerables a una pérdida significativa de resistencia bajo deformaciones relativamente menores del suelo los suelos cohesivos con: (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

- Contenido de arcilla (porcentaje de finos < 0.005 mm) $<$ del 10 %
- Límite líquido (LL) ≤ 36 %
- Contenido de humedad del suelo o humedad natural ≥ 0.92 veces el límite líquido (0.92 LL) (arcillas sensitivas)

6. Criterios de estado inicial del suelo

El estado inicial de un suelo se define en función de su densidad y esfuerzo efectivo. Para un esfuerzo efectivo dado, suelos con densidades bajas son más susceptibles a licuación. Asimismo, para una densidad dada, suelos que se encuentran bajo un mayor esfuerzo efectivo usualmente son más susceptibles a la licuación que los suelos bajo menor esfuerzo. Sin embargo, la intensidad de las vibraciones sísmicas se reduce con la profundidad y, por lo tanto, existe una profundidad máxima a la cual es posible la licuación de aproximadamente 30 metros (Cordero y col., 2008).

Además de la densidad y el esfuerzo efectivo, el esfuerzo cortante estático es un factor determinante. Cuanto mayor sea, mayor será la susceptibilidad a la licuación y menor la magnitud de la perturbación requerida para causarla. Los criterios de estado más empleados

en la actualidad para la evaluación de susceptibilidad a la licuación se basan en la ejecución de un programa de ensayos de laboratorio para determinar el comportamiento del material en condición no drenada, tanto bajo cargas monotónicas como cíclicas. El programa requiere de la extracción de muestras inalteradas y, por lo general, sólo se justifica en proyectos de cierta dimensión (Cordero y col., 2008).

F. Activación de la licuefacción en suelos

Si se cumple alguno de los siguientes criterios, es correcto asumir que la amenaza de licuefacción no existe:

- Los materiales del subsuelo son rocosos o tienen muy baja susceptibilidad de licuefacción según el ambiente general de depositación y la edad geológica del terreno (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).
- Los suelos no cohesivos (arenas, limos o gravas) tienen una mínima resistencia normalizada en el ensayo de penetración estándar (SPT) $(N_1)_{60}$ de 30 golpes/pie para profundidades bajo el nivel freático máximo. El parámetro $(N_1)_{60}$ se define como el valor de N del SPT normalizado a una sobre presión efectiva de 100 kPa (presión atmosférica = PA). Se considera arcilla al suelo cuyas partículas son de diámetro nominal 0.002 mm (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).
- El nivel freático está por lo menos a 15 m bajo el cimiento más profundo, o 20 m bajo la superficie del terreno, incluyendo consideraciones para ascensos estacionales e históricos, y sin algún talud o condición de borde libre en la vecindad no se extiende bajo la elevación del agua subterránea en el sitio (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

1. Factor de seguridad contra licuefacción (FS)

De lo contrario, se requiere de una evaluación de la activación del fenómeno de licuefacción en cuyo análisis se presenta la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la relación de resistencia cíclica (CRR), en base a estos se determina el factor de seguridad contra licuefacción que es el cociente de la división de las relaciones a una determinada profundidad z . Debiendo tener un valor mínimo de $FS = 1.00$, que ya de ser menor indicaría estratos licuables (Kongar y col., 2017).

$$F_s = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CRS} \right) MSF$$

$CRR_{7.5}$ = Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5

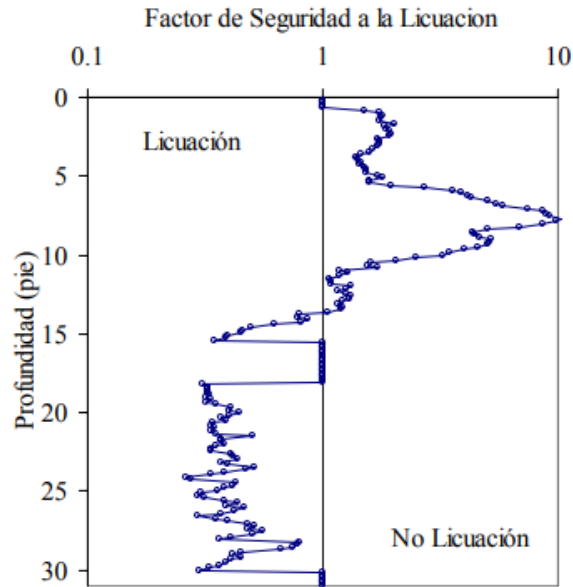
CRS = Relación de esfuerzo cíclico

MSF = Factor de escala de magnitud

(25)

(Youd y col., 2001)

Figura 28: Definición de los espesores de los substratos licuables.



Fuente: (Fernández & Crumley, s.f.)

2. Relación de esfuerzo cíclico (CRS)

La evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de un suelo requiere de dos variables, la primera es la relación de esfuerzo cortante cíclico, más conocida por su siglas en inglés CRS (Cyclic Stress Ratio). La licuefacción en un suelo ocurre cuando las demandas sísmicas exceden la capacidad de los suelos para resistirla, dicha demanda está definida en términos de CRS y depende de la aceleración sísmica, la densidad del suelo y la profundidad del estrato (Youd y col., 2001).

$$CRS = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d$$

Donde:

σ_v = esfuerzo de tensión vertical total en la profundidad bajo consideración.

σ'_v = esfuerzo de tensión vertical efectiva en la profundidad bajo consideración.

a_{max} = aceleración horizontal pico generada por el sismo en la superficie.

g = aceleración de la gravedad

r_d = coeficiente de reducción ante el esfuerzo de tensión.

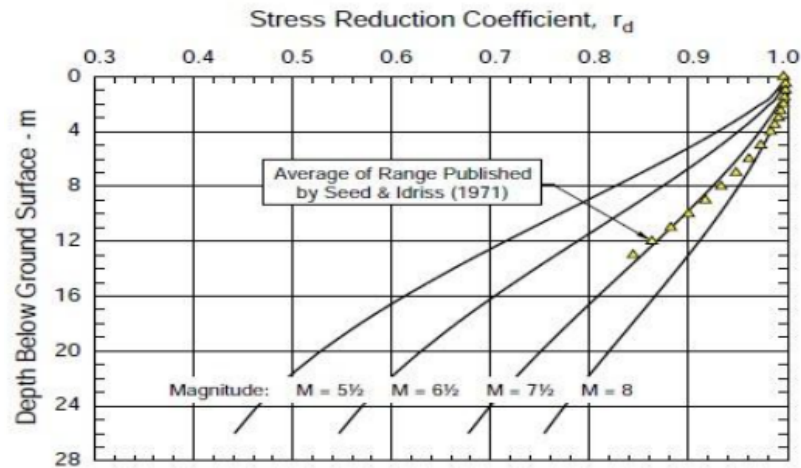
(26)

Los valores calculados de CRS corresponden a un esfuerzo uniforme de corte inducido por el movimiento del sismo generado por una magnitud M (Youd y col., 2001).

Coefficiente de reducción del esfuerzo de tensión cortante (r_d)

El coeficiente de reducción de la tensión de corte fue propuesto por Seed y Idriss en 1971, con el fin de explicar la respuesta dinámica del perfil del suelo, de manera que al aumentar la profundidad este coeficiente se ve incrementado también (Fard y col., 2013).

Figura 29: Variación del coeficiente de reducción del esfuerzo cortante en contraste con la profundidad y la magnitud sísmica.



La curva planteada de la variación de r_d versus profundidad-magnitud se deriva de la siguiente ecuación (Youd y col., 2001).

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9.15m < z \leq 23m \\ r_d &= 0.774 - 0.08z \text{ para } 23m < z \leq 30m \\ r_d &= 0.5 \text{ para } z > 30m \end{aligned} \quad (\text{Youd y col., 2001}) \quad (27)$$

3. Relación de resistencia cíclica (CRR)

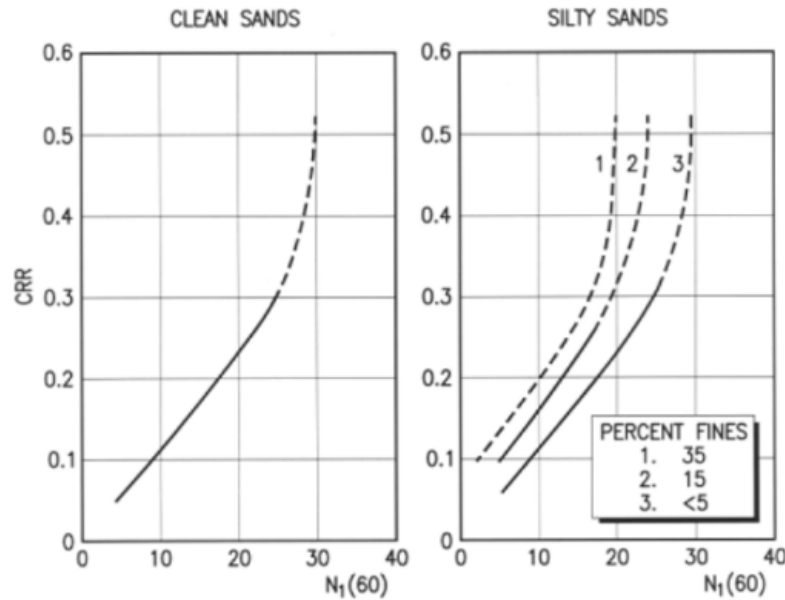
La segunda variable para la evaluación de la licuefacción de un perfil de suelo es la relación de resistencia cíclica (CRR), la cual representa la capacidad del suelo para resistir la demanda sísmica y por lo tanto la licuefacción. La resistencia ante la demanda está relacionada con la densidad relativa y el contenido de finos del suelo, normalmente el CRR se calcula con parámetros geotécnicos basados en la prueba del cono de penetración (CPT), la prueba de penetración estándar (SPT) y últimamente introducido, bajo parámetros proporcionados por la velocidad de onda de corte (V_s) (Youd y col., 2001).

a. Criterio con ensayo de penetración estándar (SPT)

La evaluación de resistencia ante la licuefacción bajo el criterio de SPT ha sido la más utilizada y robusta a lo largo de los años, este criterio relaciona el CRR versus el $(N_1)_{60}$ (Youd y col., 2001).

Se ha desarrollado curvas para suelos granulares con contenidos de finos de 5 % o menos, 15 % y 35 % como se muestra en la gráfica anterior. La curva CRR para contenidos de finos <5 % es el criterio básico de penetración para el procedimiento simplificado y se denomina como la curva de base de arena limpia de SPT. Las curvas CRR en la figura son válidas solo para sismos de magnitud 7.5. Los factores de escala para ajustar las curvas de CRR a otras magnitudes se abordan en una sección posterior de este informe (Youd y col., 2001).

Figura 30: Relación entre la capacidad sísmica (CRR) y la cuenta de golpes normalizada o corregida de SPT (N_1)₆₀ para arenas limpias y limosas correspondientes a un sismo de magnitud (M) igual a 7.5.



Fuente: (Youd y col., 2001)

Curva de arenas limpias de SPT

Según estudios realizados con el SPT, se han recomendado cambios como el trayecto de la parte inferior de la curva de arenas limpias para que su intercepción en ordenada correspondiente a CRR cruce en 0.05. Este ajuste reestructura la curva para lograr una mayor consistencia de CRR en base a CPT y la velocidad de onda de corte (Youd y col., 2001).

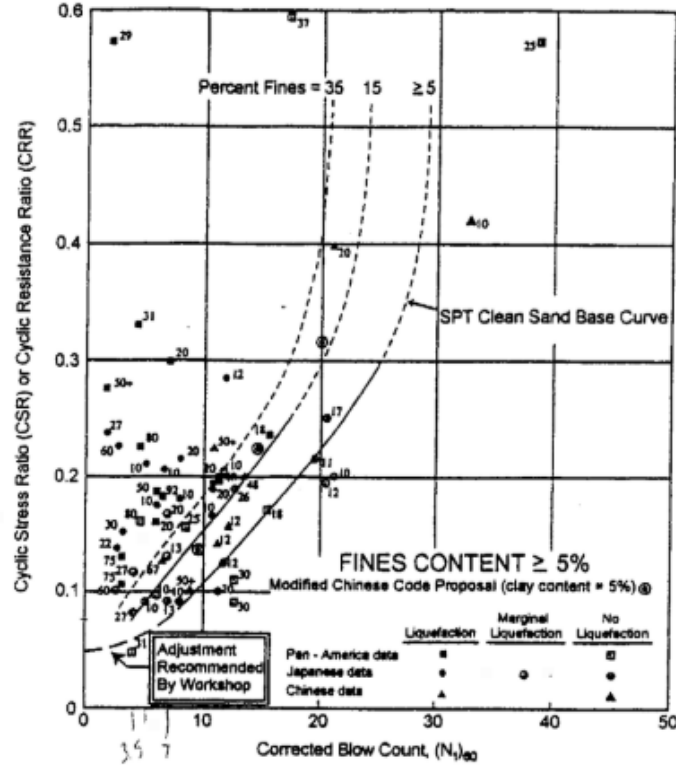
De la aproximación de la curva base de arenas limpias se obtuvo de la Ecuación 28, la cual es válida para $(N_1)_{60} < 30$, ya que suelos donde $(N_1)_{60} > 30$ representan estratos no licuables por ser lo suficientemente densos para resistir la inducción a licuefacción (Rauch, 1997).

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 * (N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (28)$$

(Youd y col., 2001)

Donde $(N1)_{60cs}$ es el valor de N corregido en la Ecuación 4.

Figura 31: Curva de arena limpia de SPT para sismos de magnitud 7.5 con datos de casos de licuefacción.



Fuente: (Youd y col., 2001)

Posteriormente, el valor de $(CRR)_{7.5}$ debe ser ajustado por la magnitud del sismo en consideración, esto es posible mediante el factor de escala de magnitud (MSF), este ajuste se incluyó en la Ecuación 25, ahora bien, MSF se determina mediante la Ecuación 29: (Rauch, 1997).

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.50} \right)^{-2.56}$$

$$M_w = \text{Magnitud del sismo} \quad (29)$$

(Youd y col., 2001)

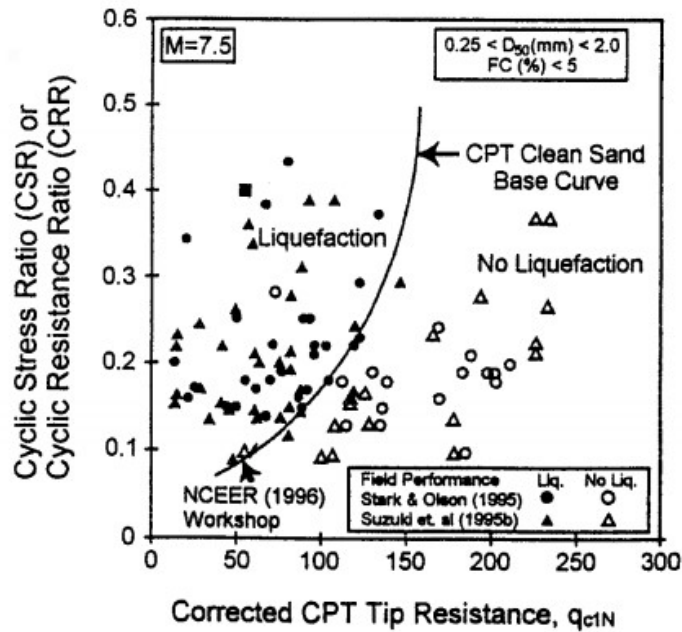
b. Criterio con ensayo de penetración con cono (CPT)

Una de las ventajas del empleo del CPT es que desarrolla un perfil casi continuo de resistencia a la penetración para una interpretación estratigráfica. Los resultados de esta prueba son generalmente más consistentes y repetibles que los resultados con otras pruebas de penetración como el SPT, además su perfil continuo también permite una definición más detallada de las capas de suelo. Esta capacidad estratigráfica hace del CPT ventajoso para determinar perfiles de resistencia a la

licuefacción. A pesar de ello, las interpretaciones del CPT deben ser verificadas con algunas perforaciones preferiblemente realizadas con el SPT, para confirmar los tipos de suelos y verificar la resistencia a la licuefacción que presentan (Youd y col., 2001).

La Figura 32 muestra curvas para la determinación directa del CRR para arenas limpias ($FC \leq 5\%$) de los datos del CPT. La gráfica fue desarrollada del historial de datos compilados de CPT realizados en varias investigaciones. La curva es válida para sismos de magnitud 7.5, en ella muestra el cálculo de CRR planteado como función de la resistencia q_{c1N} de CPT adimensional, corregida y normalizada de sitios donde se han observado efectos de licuefacción en la superficie con sismos pasados. La conservadora curva de CRR distingue regiones de la gráfica con datos indicativos de licuefacción de regiones indicativas de no licuefacción (Youd y col., 2001).

Figura 32: Curva recomendada para el cálculo de CRR de datos de CPT obtenidos de un historial de casos de licuefacción.



Fuente: (Youd y col., 2001)

La curva de arenas limpias para determinar el CRR de la Figura 32 puede ser aproximada a la Ecuación 30:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 \text{ para } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \text{ para } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

$(q_{c1N})_{cs}$ = Resistencia a la Penetración de Cono normalizada por equivalente de arena limpia

(30)

(Youd y col., 2001)

- **Normalización de la resistencia a la penetración de cono**

El proceso del CPT requiere una normalización de la resistencia de punta, la cual se lleva a cabo mediante las Ecuaciones 31 y 32, cuya última ecuación no debe ser aplicada si excede un valor de 1.7.

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{Pa} \right)$$

q_c = Resistencia de punta

C_Q = Factor de normalización de la resistencia de penetración del cono (31)

(Youd y col., 2001)

$$C_Q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

n = Factor entre 0.5 – 1.0 que depende de las características del grano (32)

(Youd y col., 2001)

- **Resistencia a la penetración de cono normalizada por equivalente de arena limpia**

Resistencia a la penetración de cono normalizada para arenas limosas es corregida por un equivalente de arena limpia mediante:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$(q_{c1N})_{cs}$ = Resistencia a la Penetración de Cono normalizada por equivalente de arena limpia

q_{c1N} = Resistencia a la presión de cono normalizada

K_c = Factor de corrección por características de granos del estrato

$K_c = 1$ para $I_c \leq 1.64$

$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$ para $I_c > 1.64$ (33)

I_c = Índice de comportamiento del suelo

(Youd y col., 2001)

Donde I_C se determina mediante la Ecuación 8.

c. Criterio de Vs derivado del análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

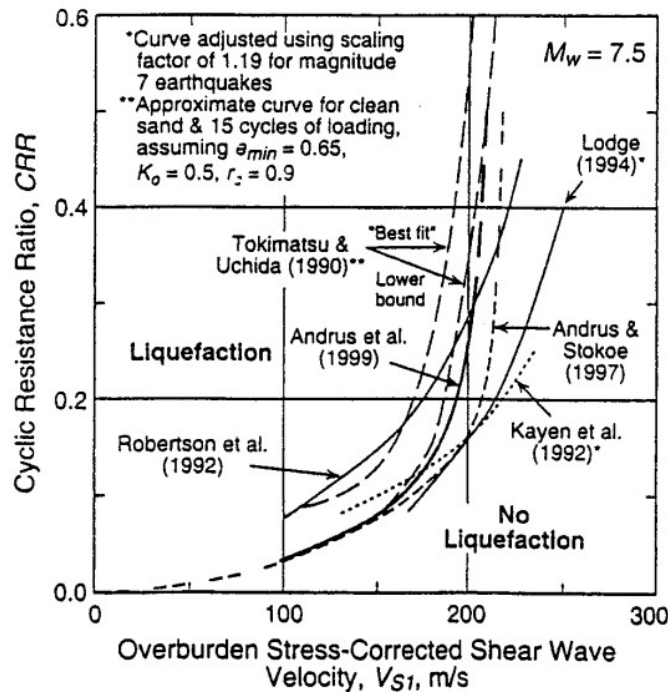
Andrus y Stokoe desarrollaron el criterio de la resistencia a la licuefacción tomando en consideración las mediciones en campo de la velocidad de onda de corte, tomándola como un índice de esta resistencia ya que el método tiene una base sólida y similar al CRR, más sin embargo, no son proporcionales, influenciado por la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo de confinamiento, el historial de esfuerzo y la edad geológica. Teniendo además ventajas como: (Youd y col., 2001)

- La medición de la Vs es posible en suelos difíciles de penetrar con la prueba SPT y CPT, como en estratos de grava y sitios donde los sondeos no son permitidos.
- La velocidad de onda de corte (Vs) se basa en la propiedad mecánica del material del estrato, relacionándolo directamente al módulo del esfuerzo de corte.

- El módulo del esfuerzo de corte es un parámetro requerido en el análisis para la estimación de la respuesta dinámica del suelo y su interacción.

La Figura 33 compara siete curvas de CRR vs. V_{S1} , siendo la curva de Tokimatsu y Uchida la que mejor ajuste de las curvas presenta, la cual fue determinado por resultados de laboratorios de pruebas triaxiales cíclicas para varias arenas con <10% de finos y 15 ciclos de carga. En base a ello, Andrus y Stokoe propusieron la relación entre el valor de CRR y V_s , llegando a establecer la Ecuación 34: (Youd y col., 2001)

Figura 33: Corrección de la velocidad de onda de corte por sobrecarga.



Fuente: (Youd y col., 2001)

$$CRR_{7.5} = a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1*} - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1*}} \right)$$

$$a = 0.022 \text{ (Parámetro de ajuste de la curva)}$$

$$b = 2.8 \text{ (Parámetro de ajuste de la curva)}$$

$$V_{S1*} = \text{Factor de corrección por contenido de finos}$$

$$V_{S1*} = 200 \text{ m/s para } FC > 35\%$$

$$V_{S1*} = 215 \text{ m/s para } FC \leq 5\%$$

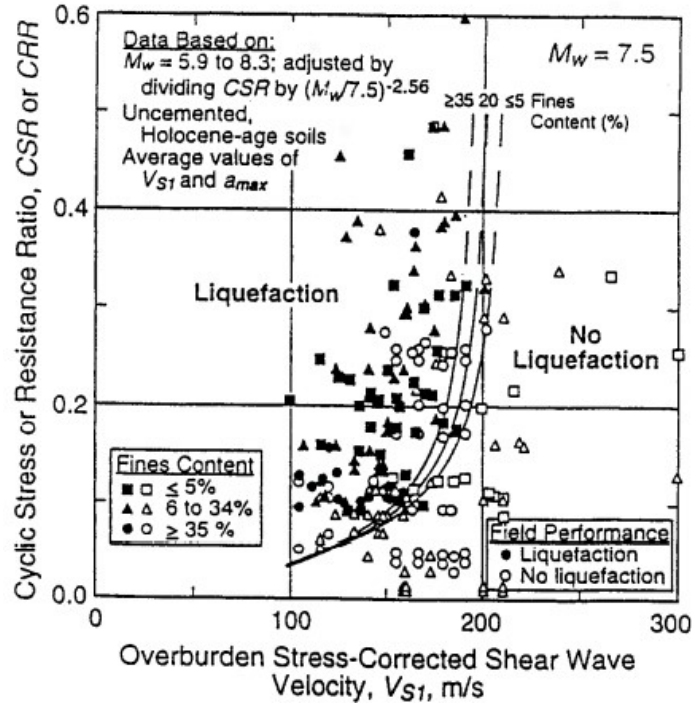
$$V_{S1} = \text{Velocidad de onda de corte corregida por el esfuerzo de sobrecarga}$$

(34)

(Youd y col., 2001)

Variando V_{S1*} de forma lineal, la cual es introducida como limitante de la corrección del esfuerzo de sobrecarga para la velocidad de onda de corte tomando en consideración el contenido de finos en el estrato de análisis (Youd y col., 2001).

Figura 34: Corrección de la velocidad de onda de corte por sobrecarga ajustando los valores a y b.



Fuente: (Youd y col., 2001)

Para fines de ingeniería las curvas recomendadas de CRR vs. V_s para terremotos de magnitud de 7.5 y suelos de la edad del Holoceno no cementados y con amplio rango de contenido de finos se establecen en la Figura 34, cuya gráfica es generada a partir del historial de licuefacción para terremotos de magnitud 5.9 hasta 8.3. Las curvas se realizaron bajo un proceso iterativo de variación de los valores a y b hasta que los puntos indicativos de licuefacción quedaran limitados por las curvas con el menor número de puntos de no licuefacción trazados en la región de licuefacción. Los valores finales de a y b usados para el trazo de la curva fueron 0.022 y 2.8 respectivamente (Youd y col., 2001).

$$V_{S1} = V_s \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25}$$

V_{S1} = Velocidad de onda de corte corregida por el esfuerzo de sobrecarga

Pa = Presión de referencia (normalmente la atmosférica 1 atm)

σ'_{vo} = Esfuerzo efectivo

(35)

(Youd y col., 2001)

G. Potencial de licuefacción en la Costa Sur y en el Valle Central de Guatemala

1. Localización geográfica y caracterización geomorfológica

En la república de Guatemala se presentan dos orientaciones estructurales y fisiográficas, la Sierra del Norte de América Central en donde se ubican rocas cristalinas y sedimentarias, paleozoicas y mesozoicas, que se extienden desde Chiapas hasta el Mar Caribe y la Provincia Volcánica representada por rocas volcánicas terciarias recientes (Alvarado & Herrera, 2001).

Así mismo, en Guatemala dominan cuatro Provincias Geológicas, que se sitúan desde el sur del país hasta el norte, en donde las regiones de estudio se encuentran enmarcadas en la planicie costera del Pacífico y la cordillera central de Guatemala.

La planicie costera del Pacífico

En esta región se encuentran depósitos aluviales recientes formados por aluviones cuaternarios, productos de la erosión de las tierras altas de la provincia volcánica. Se caracteriza por una topografía llana con un ancho promedio de 50 kilómetros y elevaciones menores de 200 o 300 metros sobre el nivel del mar. Esta provincia está dividida fisiográficamente en dos zonas: llanura costera del pacífico y volcánicas recientes (Sistema de Usuarios de Información Territorial, 2001).

La provincia volcánica o cinturón volcánico

Llamadas fisiográficamente tierras altas volcánicas se extienden cubriendo el oeste, sur y este del país, llegando a las otras repúblicas del istmo. Esta provincia se caracteriza por sus altas montañas, conos y domos, algunos de ellos aún activos. En esta zona domina el cinturón de rocas volcánicas del terciario, así también se encuentran valles planos rellenos con depósitos de pómez cuaternarios, como los de Chimaltenango, Tecpán, Chichicastenango, Quiché, Guatemala, Quetzaltenango. (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, 2008)

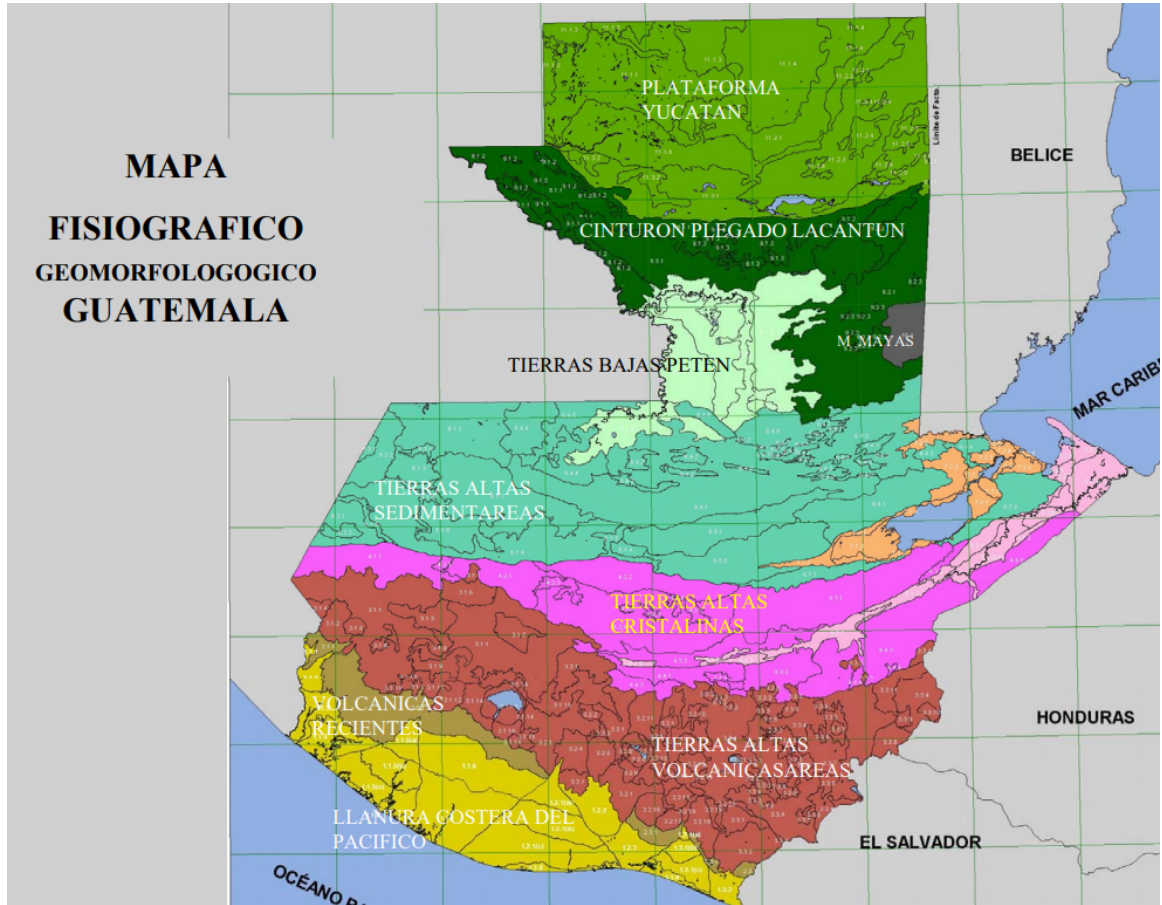
La cordillera central de Guatemala

Fisiográficamente también llamada tierras altas cristalinas, las cuales de acuerdo a la Red de Seguridad y Defensa de América Latina (Red de Seguridad y Defensa de América Latina., 2007), comprende desde el centro del país, formando parte de la cadena montañosa que parte desde Chiapas, en México, hasta las Islas de la Bahía en Honduras, presentándose en dos divisiones: el de la Sierra Madre y el de los Cuchumatanes, perteneciendo a la cordillera de los Andes. Según la síntesis de la geología de Guatemala (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, 2008) esta provincia se constituye de rocas plutónicas, metamórficas y sedimentarias plegadas.

Las tierras bajas de El Petén

Está formada por la plataforma de Yucatán, el cinturón plegado del Lacandón, la planicie interior de Petén o tierras bajas y tierras altas sedimentarias, se caracteriza por rocas sedimentarias del paleozoico superior y mesozoico. Presenta elevaciones promedio de 100 metros, sobre calizas y dolomías cretácicas donde se desarrolló un relieve karst extenso, generando terrenos escabrosos. (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, 2008)

Figura 35: División geomorfológica y fisiológica de las provincias en el territorio de Guatemala.



2. Geología regional y tectónica

Placas tectónicas

Guatemala se encuentra ubicada bajo la actividad de tres placas tectónicas, la de Norteamérica, la del Caribe y la de Cocos. La interacción entre estas placas singularizan la superficie geográfica del territorio guatemalteco, así también la ubicación de los volcanes y la actividad sísmica. Además la distribución de estas placas en Guatemala, convierten al país en uno de las regiones con mayor sismicidad en el mundo (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2018).

En lo que respecta al cinturón volcánico, hay conos activos, los cuales son el Santiaguito ubicado en el departamento de Quetzaltenango, el de Fuego entre los departamentos de Sacatepéquez, Escuintla y Chimaltenango, al centro-sur de Guatemala y Pacaya en el municipio de San Vicente Pacaya, Escuintla, estos se encuentran alineados con la litoral del Pacífico (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, 2008).

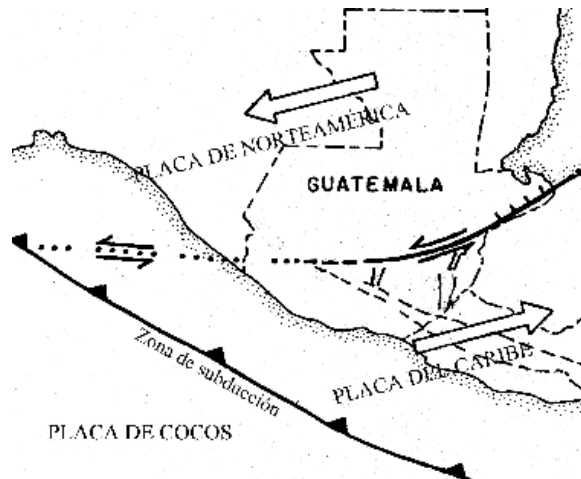
Costa Sur de Guatemala:

La costa sur reside influenciada por la subducción, en donde la inserción de la placa de Cocos por debajo de la placa del Caribe, produce contacto de convergencia, la cual genera una significativa actividad sísmica y a su vez origina la formación de conos volcánicos y cordilleras (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2018).

Valle central de Guatemala:

Por otro lado, la actividad tectónica del valle central de Guatemala se ve dominada por el movimiento de desgarre entre la placa de Norteamérica y del Caribe, cuya actividad es de tipo transcurrente y su manifestación en la superficie de la corteza continental son el sistema de fallas Motagua-Chixoy-Polochic y Jocotán. Sin embargo las fallas geológicas que afectan al valle central principalmente es la del Motagua y Jalpatagua (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2018).

Figura 36: División geomorfológica y fisiológica de las Provincias en el territorio de Guatemala.



Fallas geológicas

Las fallas geológicas consecuentes de la zona de subducción y transcurrencia, dan origen a la sismicidad local del territorio guatemalteco, estas fallas son: (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2018).

- Falla Chixoy Polochic
- Falla de Mixco y Santa Catarina Pinula (fallas secundarias)
- Falla Motagua
- Falla Jocotán-Chamelecón
- Falla Jalpatagua

Figura 37: Ubicación de fallas geológicas principales y secundarias en Guatemala.



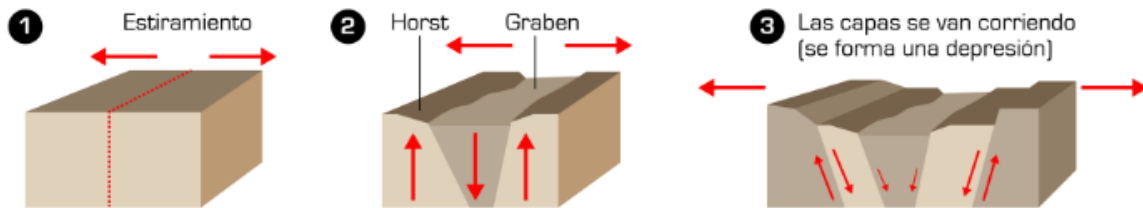
Costa Sur de Guatemala:

En lo que respecta a la costa sur y las fallas geológicas, no mantienen un vínculo firme más que los departamentos cercanos a la falla Jalpatagua y ligeramente a las secundarias de Mixco y S. Catarina Pinula, los cuales serían Jutiapa, Santa Rosa y Escuintla, nombrados de este a oeste de la planicie costera.

Valle central de Guatemala:

Las fallas secundarias de Mixco y Santa Catarina Pinula juegan un papel importante en el área de estudio del valle central ya que estas lo limitan, según la Revisión del Sistema de Fallas en la Región Metropolitana de Guatemala (Bohnenberger, 1996), "el valle de Guatemala es un graben con franjas de fallas múltiples: la franja oeste se conoce como la Zona de Falla de Mixco y la oriental como la Zona de Falla de Santa Catarina Pinula", por lo tanto, la formación del valle de la ciudad de Guatemala es de origen tectónico, limitado al norte por la falla del Motagua y al sur por la de Jalpatagua (Pérez, 2009).

Figura 38: Formación de un graben.



Antecedentes geológicos

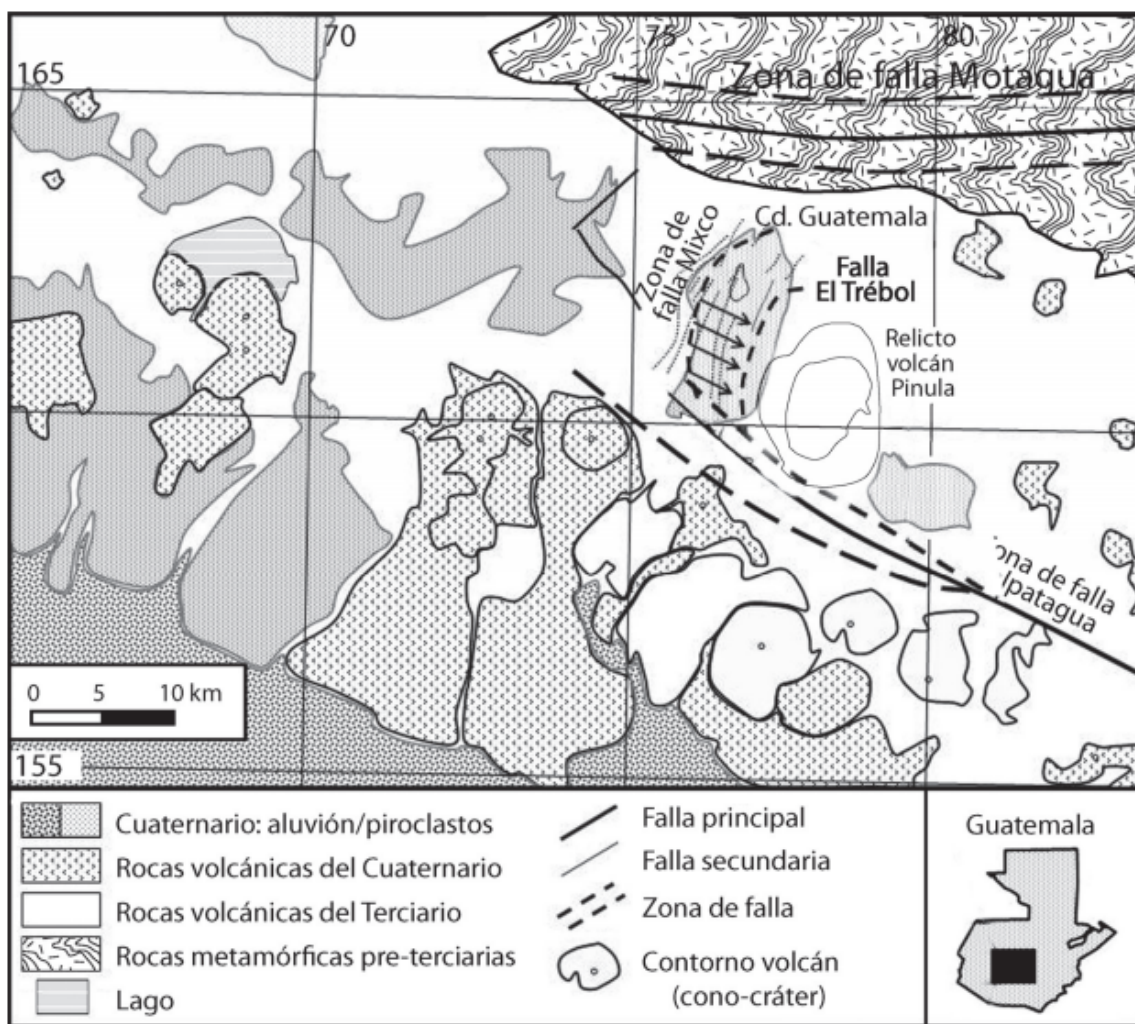
Tanto la costa sur del país como el valle central de, se ven influidos geológicamente por los depósitos volcánicos ubicados al sur del territorio guatemalteco, de manera que la composición de sus sedimentos se originan de la siguiente forma:

Costa Sur de Guatemala:

La extensión de la Costa Sur se particulariza por ser paralela a gran parte de la cadena volcánica ubicada en Guatemala por lo que gran territorio del área costera posee depósitos piroclásticos y aluviales causados por la misma acción de las erupciones volcánicas. De los estudios realizados a las rocas del volcán de Fuego, se ha determinado que su composición es de tipo basáltica, no obstante análisis hechos a lavas antiguas relevan composición andesítica (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2003).

La actividad del volcán de Fuego se caracteriza por la presencia de fumarolas, explosiones de ceniza, erupciones con columnas sostenidas de material incandescente como tefra que pueden alcanzar hasta 10 kilómetros de altura y ser transportados por el viento ya que sus partículas pueden ser muy finas, flujos de lava, flujos piroclásticos y avalanchas, además en la época de lluvia se forman flujos de lodo y escombros que arrastran el material volcánico depositado en las laderas, lo cual puede llegar a depositar aguas abajo gran cantidad de sedimentos, viajando a gran velocidad y extenderse por los cauces de ríos principales (Instituto

Figura 39: Valle central de Guatemala entre fallas secundarias.



Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2003).

La caída de la tefra del Volcán de Fuego puede ocurrir hasta casi 100 kms del volcán en la dirección predominante del viento y a una distancia de 50 kms, alcanzando así una capa de casi 5 centímetros, mientras que podría esperarse la caída de fragmentos mayores (1 cm o más) a una distancia de casi 8 kms del cráter (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2003).

Los depósitos debido a la actividad volcánica pueden llegar a grandes espesores, causando cambios abruptos en la topografía y en el sistema de drenaje natural generado por el embalsamiento de los cauces naturales de agua (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2003).

Valle central de Guatemala:

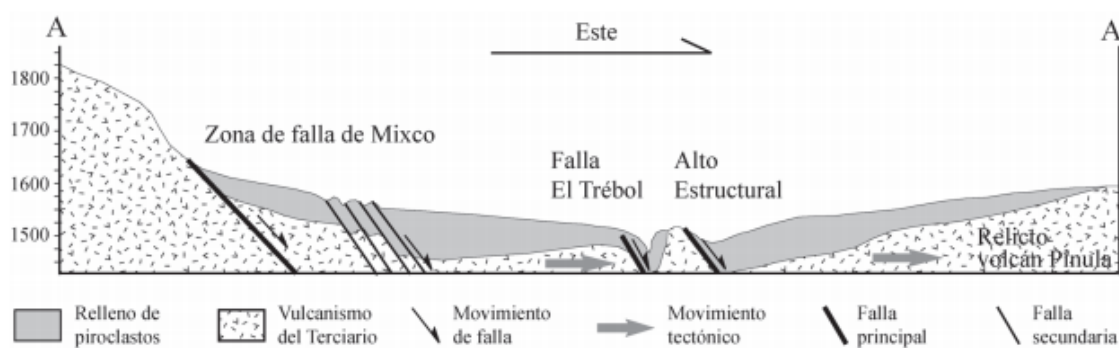
A pesar de la escasa investigación acerca de las rocas volcánicas del terciario en Gua-

temala que cubren una franja de la sierra del Chuacuz y la actual cordillera volcánica del cuaternario, en la recopilación de la Revista Geológica de América Central (Pérez, 2009) señala que estos materiales son el resultado de erupciones por fisuras y que además estas erupciones del terciario también se presentan en México y Estados Unidos.

La zona del graben antes de existir sostenía una actividad volcánica provenientes de los volcanes Pinula y El Naranjo, cuyas estructuras tras los movimiento tectónicos se vieron en un colapso, formando así una depresión en donde se asume que existió una laguna que acumuló sedimentos y al fallar uno de los bordes se originó la traslación de los sedimentos, dando lugar a Abanicos Lobulares de Fraijanes y a su vez el sistema de fallas de Mixco, evidenciando sus trazas durante el terremoto de 1976. (Pérez, 2009).

De acuerdo a la interpretación de los estudios, el patrón de las fallas del valle central de Guatemala producto del terremoto de 1976, coinciden especialmente con la zona de falla de Mixco. De esta forma la falla Pinula, representa las faldas del relicto de la estructura volcánica y el límite entre la depresión y la estructura volcánica está formado por la falla El Trébol, dentro del valle de la ciudad de Guatemala (Pérez, 2009).

Figura 40: Sección transversal del valle de la ciudad de Guatemala como graben delimitado por la falla de Mixco y la de S. Catarina Pinula



Geología del valle de Guatemala

Según investigación realizadas (Pérez, 2009), se identificó al sureste del valle la presencia de un área de sedimentos finos, depositados como flujos de lodo, rellenando depresiones existentes. A esta área se le llamó Abanicos Lobulares de Fraijanes, la cual está formada por suelos de grano fino (limo-arcillosos), consolidados, con algunas partículas tamaño grava.

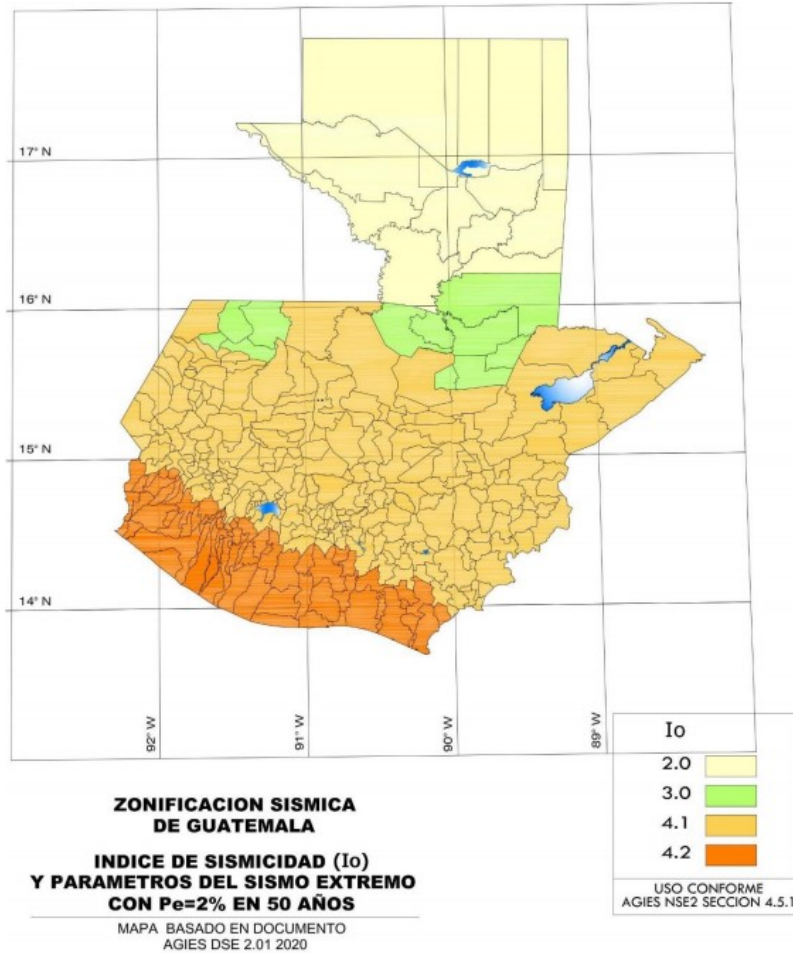
3. Sismicidad y amenaza sísmica

Amenaza sísmica

Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas en la NSE 2 “Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio” , por su índice de sismicidad que varía

desde $I_o = 2$ a $I_o = 4$, logrando visualizar en el mapa de zonificación sísmica que los mayores índices corresponden a regiones aledañas paralelamente al cinturón volcánico (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020a).

Figura 41: Mapa de zonificación sísmica para el territorio de Guatemala.



Condiciones y clasificación del tipo de suelo

La alta ocurrencia de sismos en Guatemala hace necesario definir las regiones con mayor tendencia a la licuación de suelos, por ello según la NSE 2.1 “Estudios Geotécnicos” los sitios con respecto al tipo de suelo se clasifican en alguna de las siguientes categorías: A, B, C, D, E o F (ver Cuadro 13) (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b).

Cuadro 13: Clasificación del tipo de suelo.

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de onda de corte, \bar{v}_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte del suelo NO drenado, \bar{s}_v , (kpa)
A	Roca dura	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$365 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_v \geq 100$
D	Perfil de suelo rígido	$185 \leq \bar{v}_s \leq 365$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_v \leq 100$
E	Perfil de suelo suave	$\bar{v}_s < 185$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_v < 0$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. Índice de plasticidad $PI > 20$, 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$, 3. Resistencia al corte de suelo no drenado < 25 kPa		
F	-	Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas, así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H > 3 metros de turba o arcilla altamente orgánica) 3. Arcillas altamente plásticas (H > 8 metros con coeficiente de plasticidad $P > 75$) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (H > 36 metros)		

Debiendo enfocarse para este caso de estudio en el perfil de suelo de los sitios Clase F ya que puede contener en los 30 metros debajo de los cimientos, estratos que tengan una o más de las características siguientes: (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2020b)

- Suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.
- Turbas y/o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 8 metros con índice de plasticidad mayor a 75.
- Arcillas de rigidez baja a media con $S_u < 50$ kPa en espesores considerables de más de 36 metros.

Costa Sur de Guatemala:

Los departamentos de la costa sur situados por debajo del cinturón volcánico se distinguen por un índice de sismicidad I_0 de 4.3, siendo el mayor índice en el territorio guatemalteco, dicho índice indica la medida relativa de la severidad esperada del sismo, por lo que la litoral del Pacífico se ve más afectada.

Valle central de Guatemala:

Así mismo, Guatemala corresponde a la segunda zona con índices de sismicidad mayores, atribuyendo un I_0 de 4.2 al valle de la ciudad.

4. Historial de eventos que influncian la ocurrencia de licuefacción

A lo largo de la historia, en algunos departamentos del territorio guatemalteco se han registrado casos de licuefacción, en su mayoría pertenecientes a la provincia de la planicie costera, siendo la causa más común el movimiento provocado por actividad sísmica en la zona, que por lo documentado en las Normas de Seguridad Estructural de Guatemala, la franja costera es la más susceptible a este tipo de incidentes.

Figura 42: Historial de eventos sísmicos que influncian la ocurrencia de licuefacción.

Principales eventos de orden natural en el país		
Año	Tipo	Efectos
1,524	Erupción Volcán de Fuego	Primer registro de erupción de este volcán. (Fuente: INSIVUMEH).
1,565	Erupción Volcán de Pacaya	Primer registro de erupción de este volcán. (Fuente: INSIVUMEH).
1,932	Erupción Volcán de Fuego	Actividad volcánica violenta. (Fuente: INSIVUMEH).
1,942	Terremoto	Sismo de mayor magnitud registrado en Guatemala, con una intensidad de 8.3 grados en la escala de Richter, afecto a los departamentos de Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, Escuintla, San Marcos, Totonicapán, Quiché, Sololá y Huehuetenango. (Fuente: INSIVUMEH).
1,949	Huracán 11	Inundaciones en el territorio. (Fuente: CONRED).
1,959	Terremoto	Puede considerarse como uno de los eventos más destructores en el territorio nacional, con mayor impacto al norte del país, siendo Ixcán, Quiché, que registra mayores daños, la magnitud registrada fue de 7.7 grados en la escala de Richter. (Fuente: INSIVUMEH).
1,961	Erupción Volcán de Pacaya	Inicio del ciclo de actividad volcánica, después de 75 años en reposo. (Fuente: INSIVUMEH).
1,962	Tormenta "Lilian"	Lluvia en todo el territorio nacional, inundaciones en la costa sur. (Fuente: CONRED).
1,968	Este año fue considerado uno de los más lluviosos en el país.	Inundaciones en la costa sur, principalmente en el Departamento de Escuintla. (Fuente: CONRED).
1,969	Huracán "Francelina"	Lluvia en todo el territorio nacional, inundaciones en la cuenca del Motagua y toda la costa sur. (Fuente: CONRED).
1,971	Erupción Volcán de Fuego	Actividad volcánica violenta. (Fuente: INSIVUMEH).
1,971	Huracán "Edith" y "Olivia".	Lluvia en todo el territorio nacional. (Fuente: CONRED).
1,974	Erupción Volcán de Fuego	Actividad volcánica violenta. (Fuente: INSIVUMEH).
1,974	Huracán "Fifi"	Lluvia en todo el territorio nacional, inundaciones en el norte del país, Puerto Barrios, Peten, Huehuetenango y Quiché. Inundaciones hasta de 2 metros de altura en la costa sur. (Fuente: CONRED).
1,975	Temporal	Lluvia en la costa sur, inundaciones en el Departamento de Escuintla, inundándose el Puerto San José. (Fuente: CONRED).

Fuente: (Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático, 2016)

Figura 43: Continuación del historial de eventos sísmicos que influyen la ocurrencia de licuefacción.

Principales eventos de orden natural en el país		
Año	Tipo	Efectos
1,977	Terremoto	Registrado el 04 de febrero de 1,977 a las 03:03:33hrs. Magnitud 7.5 grados en la escala de Richter, con un saldo de 25,000 muertos y 75,000 heridos. Perdidas económicas de alrededor de mil doscientos cincuenta mil millones de dólares. (Fuente: INSIVUMEH).
1,982	Erupción Volcán Santiaguito	A raíz de esto, se traslada la comunidad El Palmar. (Fuente: INSIVUMEH).
1,985	Terremoto de Uspantán	Considerado un evento importante por haber destruido la ciudad de Uspantán casi por completo, magnitud 5.0 grados en la escala de Richter, posiblemente el evento de menor magnitud con efectos destructores en el país. (Fuente: INSIVUMEH).
1,986	Erupción volcánica	La erupción registrada en 1,986 dio origen a un pequeño cráter a 3,600msnm, en el flanco noroeste del volcán. (Fuente: INSIVUMEH).
1,987	Erupción Volcán de Pacaya	10 a 15 cm de ceniza cae en El Caracol, El Rodeo y parcialmente en El Patrocinio. Hubo evacuación de los habitantes de estas aldeas. (Fuente: INSIVUMEH).
1,989	Temporal	Lluvia en todo el territorio nacional. Aumento de caudal de los ríos, principalmente en la costa sur. (Fuente: CONRED).
1,991	Temporal	Fincas, Parcelas y la carretera principal hacia el Puerto San Jose, quedaron anegadas debido a las inundaciones provocadas por el desbordamiento de los ríos Achiguate, Guacalate, Limón y Dolóres. (Prensa Libre, 15/10/1991).
		Intensas lluvias provocaron el desbordamiento de los ríos Coyolá y Mascaláte, se vieron afectadas las siguientes comunidades de La Nueva Concepción: Aldea Canoguitas, Santa Ana Mixtán, Santa Odilia, El Novillero y La Sabana. (Prensa Libre, 17/10/1991).
1,993	Temporal	Las lluvias que azotaron la costa sur, ocasionaron daños al municipio de Iztapa, principalmente en: Aldea Guiscoyol I y II, El Chile, Sacramento, Las Morenas y Las Delicias, Colonia 20 de Octubre, Colonia La Democracia, Colonia El Morón, dejando en la calle a cientos de familias. El daño a los cultivos fue irreparable. (Prensa Libre, 02/07/1993).
1,995	Lluvias intensas	Más de 700 familias de varias comunidades y colonias del municipio de Iztapa, Escuintla, resultaron afectadas tras el desbordamiento del río María Linda. (Prensa Libre, 05/08/1995).
1,995	Terremoto de Tukurú	Magnitud 5.3 grados en la escala de Richter, una persona fallecida y varias más resultaron heridas por derrumbes. (Fuente: INSIVUMEH).
1,996	Lluvias intensas	Las inundaciones provocadas por el desbordamiento por el Canal de Chiquimulilla, causaron pérdidas millonarias a más de 10,000 personas en Iztapa. Esto causado por el aumento de nivel de los ríos María Linda y Michatoya. (Prensa Libre, 30/09/1996).

Fuente: (Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático, 2016)

Figura 44: Continuación del historial de eventos sísmicos que influyen la ocurrencia de licuefacción.

Principales eventos de orden natural en el país		
Año	Tipo	Efectos
1,998	Huracán "Mitch"	Lluvia en todo el territorio nacional, principalmente en el nororiente del país. (Fuente: CONRED).
1,998	Erupción Volcán de Pacaya	Erupción de 5 horas de duración. Conformó una columna de ceniza de 4000 metros de altura. Se evacuó a 254 personas procedentes de las aldeas San Francisco de Sales, El Cedro y caserío El Pepinal. Dos personas sufrieron heridas por caída de bloques escoriáceos en San Francisco de Sales. (Fuente: INSIVUMEH).
1,999	Erupción Volcán de Fuego	Actividad volcánica violenta. (Fuente: INSIVUMEH).
2,000	Erupción Volcán de Pacaya	Erupción de 4 horas, de 800 metros de altura, deposita de 30 a 10 cm de ceniza desde la base SW del volcán hasta una distancia de 7 km. 1,168 personas evacuadas. (Fuente: INSIVUMEH).
2,005	Huracán "Stan"	Lluvia e inundaciones en todo el territorio nacional, entre los departamentos más afectados están, Sololá, Escuintla, Retalhuleu, el suroccidente de Quetzaltenango y regiones de la meseta central. (Fuente: CONRED).
2,008	Depresión tropical 16	Desbordamientos de ríos, inundaciones en Petén, Izabal y Alta Verapaz. (Fuente: CONRED).
2,012	Tormenta "Agatha"	Lluvia intensa, departamentos más afectados Ciudad de Guatemala, Escuintla, Sololá, Quiché, Chimaltenango, Santa Rosa, y Suchitepéquez. (Fuente: CONRED).
2,012	Depresión tropical 12E	Lluvia intensa, departamentos más afectados son Escuintla, Quetzaltenango, Retalhuleu, Quiché y Jutiapa. (Fuente: CONRED).
2,012	Terremoto de San Marcos	Sismo de magnitud 7.4 en la escala de Richter, 44 muertos y 139 heridos. (Fuente: INSIVUMEH).
2,015	Depresión tropical 20E	Lluvia en todo el territorio del país. (Fuente: CONRED).

Fuente: (Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático, 2016)

H. Caracterización de los sitios donde se emplea la velocidad de onda de corte (V_s) para determinación del potencial de licuefacción

1. Guadalajara, México

■ Ubicación del sitio:

El territorio de estudio se centra en la zona poniente de Guadalajara, es decir, el oeste de la ciudad capital, en cuya región la mancha urbana se ha expandido debido a la construcción de edificios. Dando un área de evaluación de aproximadamente 90 km² que encierra: (Lazcano, 2012)

1. Catedral
2. Antigua Biblioteca Pública, junto al parque Agua Azul
3. Registro Civil No. 1
4. Fco. Javier Gamboa y Lerdo de Tejada
5. Hotel Riu Plaza, López Mateos y Lázaro Cárdenas
6. Centro comercial La Gran Plaza
7. Patria y Guadalupe
8. Universidad Panamericana campus Guadalajara, Cd. Granja
9. López Mateos y Mariano Otero
10. Colomos y Manuel M. Dieguez
11. Eulogio Parra y Pablo Casals
12. Pablo Neruda y Paseo Jacarandas
13. Punto Sao Paulo, Prol. Av. Américas y Sao Paulo
14. Patria y Eva Briseño
15. Patria y Paseo Royal Country
16. Paseo Valle Real y Federalistas
17. Periférico y Laureles
18. Nueva Biblioteca Pública, Periférico y Parres Arias

Figura 45: Ubicación de Guadalajara, México.



Fuente: (Elaboracion propia con Google Earth Pro)

■ **Sismicidad y amenaza sísmica:**

México es una de las repúblicas situadas en las regiones influenciadas por el Cinturón de Fuego, una de las zonas sísmicamente más activas del mundo. La actividad sísmica se debe al contacto entre las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe (Gobierno de México, 2020).

En la Figura 46 se puede visualizar que Guadalajara (capital y ciudad más grande del estado mexicano de Jalisco) se encuentra dentro de la zona catalogada de alto riesgo sísmico (Gobierno de México, 2020).

Figura 46: Grados de peligro y vulnerabilidad calculados por el Centro Nacional de Prevención de Desastres ante sismos a los que está expuesta la República mexicana.



Fuente: (Gobierno de México, 2020)

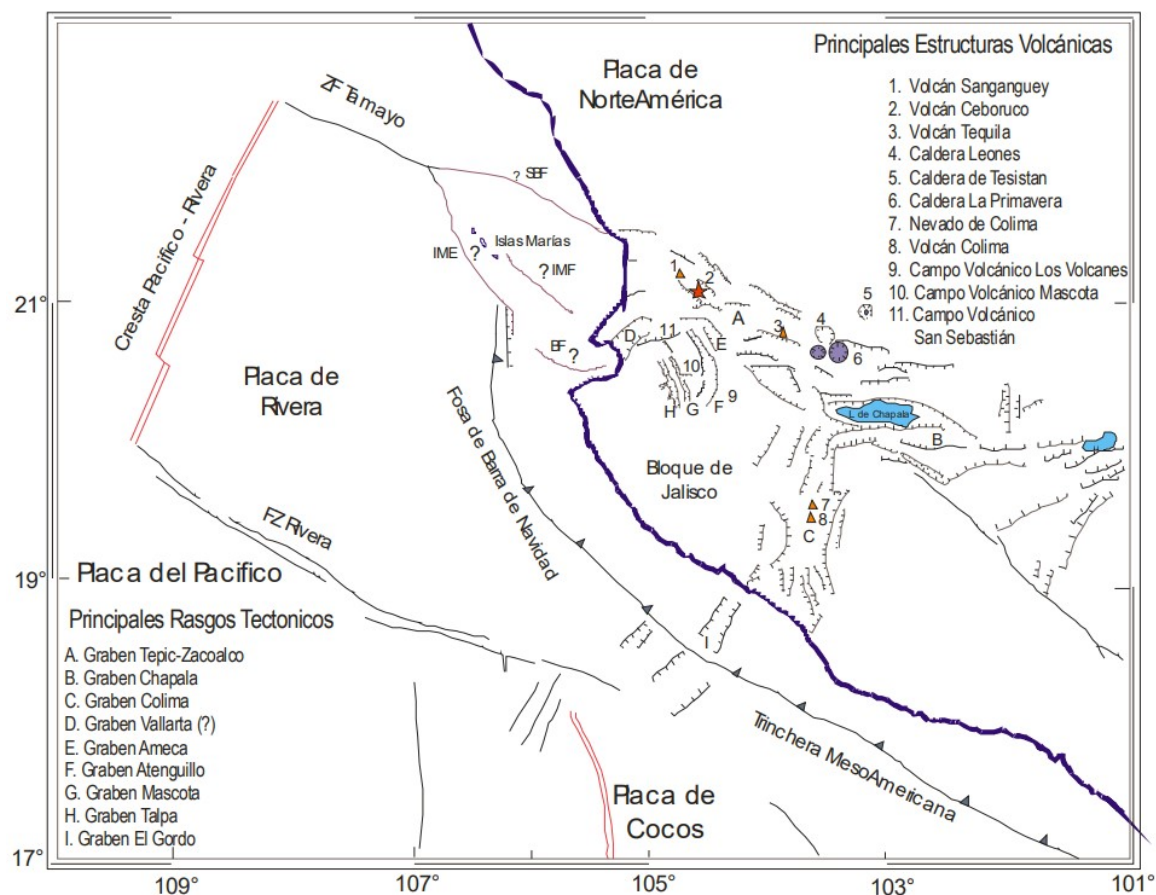
■ **Geología regional y fallas geológicas:**

En el noroeste de la zona metropolitana de Guadalajara los perfiles estratigráficos muestran depósitos piroclásticos de diversos periodos eruptivos de la Sierra La Prima-vera ubicada en el poniente de Guadalajara (Lazcano, 2012).

Estos depósitos están constituidos por arena pumítica en algunos estratos se encuentran estratos con limo o grava (jal), hasta llegar a roca basal que es basalto en unas zonas y en otras ingnimbrita. En algunos sitios, antes del basalto, puede haber hasta 3 metros de espesor de suelo residual de arcilla rojiza con boleos o bloques rocosos. Las arenas y gravas pumíticas de Guadalajara tienen partículas triturables (Lazcano, 2012).

La región del estudio se caracteriza por una estructura tectónica conocida como Bloque de Jalisco (abarca parte de Jalisco, Colima, Nayarit y Michoacán), el cual interactúa en subducción con la Placa oceánica de Rivera, generando gran actividad sísmica y volcánica, en especial en la zona poniente del país. En esta región se han producido tanto el más grande terremoto, como la más grande erupción volcánica y tsunami en México en el siglo XX (Plascencia, 2012).

Figura 47: Marco tectónico del occidente de México.



Fuente: (Plascencia, 2012)

■ **Historial de licuefacción:**

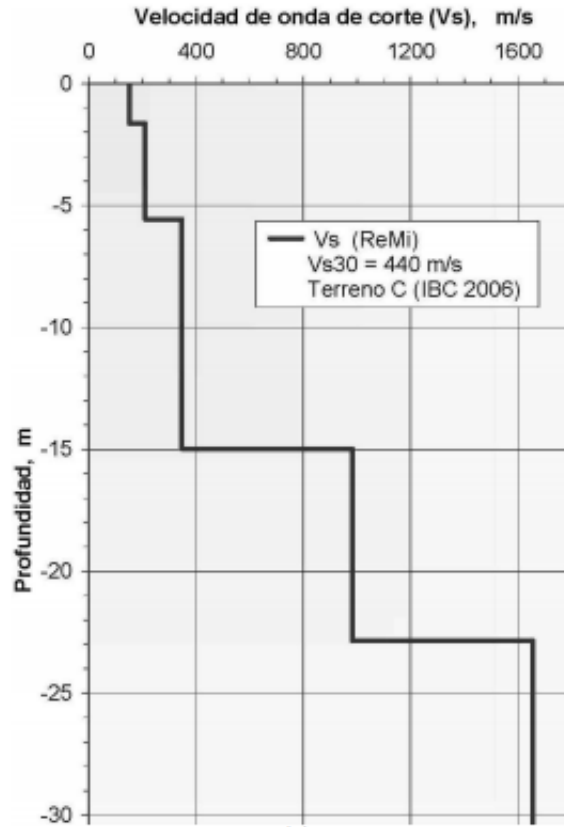
En el área evaluada no se tiene registros previos de licuación a pesar de la presencia de sismos de gran magnitud (entre 7.3 y 8.2), en siglo pasado, sin embargo, procedente del estudio se determinó que en el sitio 2 (Antigua Biblioteca Pública, junto al parque Agua Azul), el suelo es susceptible a licuefactar, debido a la presencia de arenas, arenas limosas y limos blando bajo el nivel freático que se encontró alrededor de 2.5 metros abajo de la superficie (Lazcano, 2012).

■ **Resultados empleando el método Vs:**

De los 18 perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos en la zona poniente de Guadalajara, uno de ellos se caracterizó por ser proveniente de un sitio licuable, clasificándolo según la IBC (International Building Code) como suelo tipo F, mientras que 12 de los sitios fueron clasificados como tipo D y 5 como tipo C (ver cuadro 14 de clasificación sísmica de suelos), los cuales se determinaron con el espesor del depósito de suelos y la velocidad promedio de onda de corte, generadas con aceleraciones horizontales máximas entre 0.214 y 0.236 g, comparando estos resultados con sondeos directos (Lazcano, 2012).

De los resultados obtenidos mediante el método geofísico se determinó una velocidad de onda de corte promedio de 440 m/s caracterizando al sitio de estudio en su mayoría como roca blanda y suelo muy denso (ver clasificación IBC en la Figura 14).

Figura 48: Perfil de velocidad de onda de corte (Vs) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión en Guadalajara.



Fuente: (Lazcano, 2012)

Cuadro 14: Clasificación sísmica de suelos según la IBC.

Tipo	V_{s30} (m/s)	Descripción
A	> 1,500	Roca dura
B	760 – 1,500	Roca
C	360 – 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido
E	< 180	Suelo blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

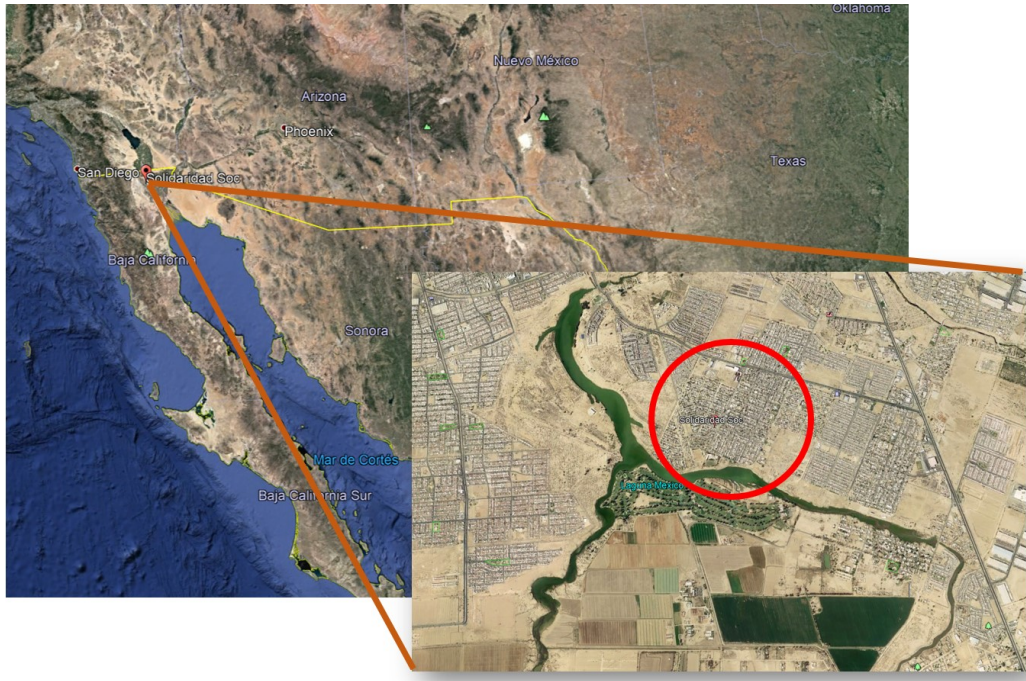
Fuente: (Lazcano, 2012)

2. Baja California, México

■ Ubicación del sitio:

El área de estudio se centra en el Valle de Mexicali, siendo más específico en el municipio Solidaridad Social a 5 kilómetros al sur del centro de Mexicali, la cual es una ciudad con alta densidad poblacional en la frontera noroeste de México, el sitio estudiado se encuentra aledaño al afluente del río Colorado (ver Fig. 49) (Shelley y 2015).

Figura 49: Ubicación del municipio de Solidaridad Social, Mexicali.



Fuente: (Elaboración propia con Google Earth Pro)

■ Sismicidad y amenaza sísmica:

Mencionado previamente, México se ubica influenciado por el cinturón de Fuego del Pacífico (anillo de Fuego del Pacífico), al cual se debe la intensa actividad sísmica y volcánica en el país.

Pudiendo observar en la parte superior izquierda de la Figura 46 que Baja California se caracteriza como zona de alto riesgo sísmico (Gobierno de México, 2020).

■ Geología regional y fallas geológicas:

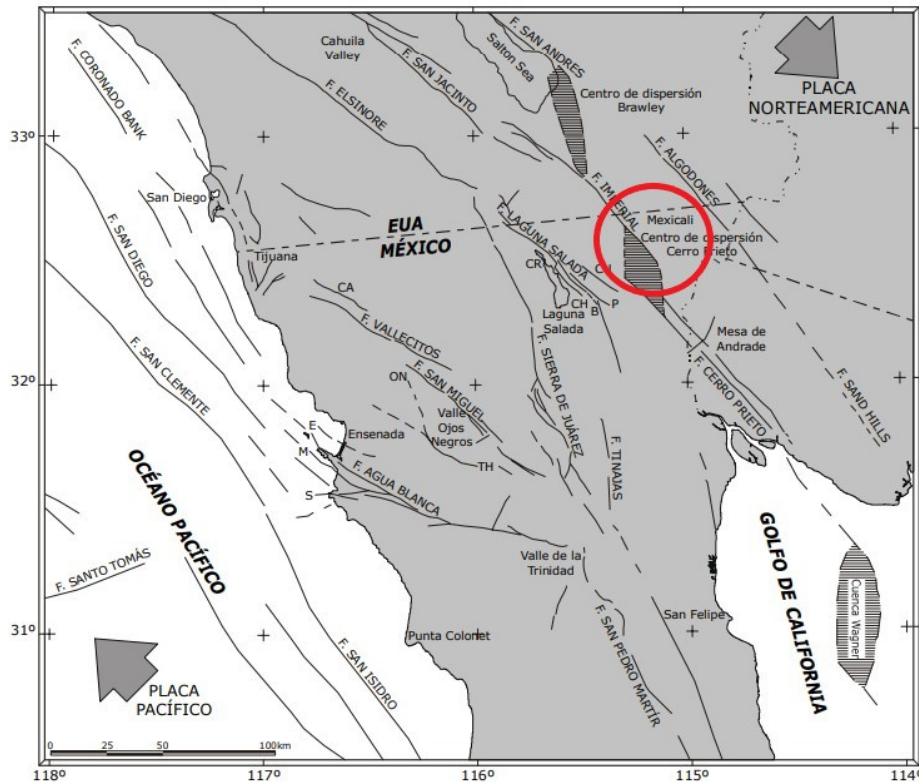
Las fallas regionales en Mexicali se asume que fueron producto de la actividad tectónica del Plioceno y Cuaternario en el norte de la península, cuyo sistema Imperial-Cerro Prieto son las que influyen el municipio de Solidaridad Social (Cruz-Castillo, 2002)

- **Falla Imperial:** Esta falla es el límite del lado oriental del centro de dispersión Cerro Prieto y es parte del límite entre placas, a su vez es la principal conexión entre el sistema de fallas San Andrés y las estructuras del Golfo de California. Su

velocidad de desplazamiento tectónico se estima en 47 mm/año. A esta falla se le adjudican sismos de magnitudes entre 6.6 a 7.1 en la escala de Richter.

- **Falla Cerro Prieto:** Falla dextral que parte desde el centro de dispersión Cerro Prieto hasta la Cuenca de Wagner, extendiéndose así 80 km. Marca la frontera entre la placa de Norteamérica y Pacífico, en la región del Valle de Mexicali, su desplazamiento promedio es mayor a 50 mm/año. A esta falla se le asocian sismos de magnitudes entre 6.1 a 7.1 en la escala Richter.

Figura 50: Fallas regionales del norte de Baja California.



Fuente: (Cruz-Castillo, 2002)

El Valle de Mexicali se encuentra dentro del área del delta del Río Colorado, en cuya región hay presentes sedimentos arenosos geológicamente jóvenes. Añadiendo a su vez que el nivel freático de la zona se encuentra alto, entre 3.4 a 4.8 metros desde la superficie (Shelley y col., 2015).

■ **Historial de licuefacción:**

En el sitio se tiene historial de licuefacción debido a los fuertes movimientos del suelo causados en el terremoto de El Mayor-Cucapah del 4 de abril de 2010, siendo el de mayor magnitud en el área desde 1892 con $M = 7.2$. El fenómeno de licuefacción, la ebullición de arena y las inundaciones ocurrieron extensivamente en las tierras agrícolas y a lo largo de los ríos y canales de riego (Shelley y col., 2015).

■ **Resultados empleando el método Vs:**

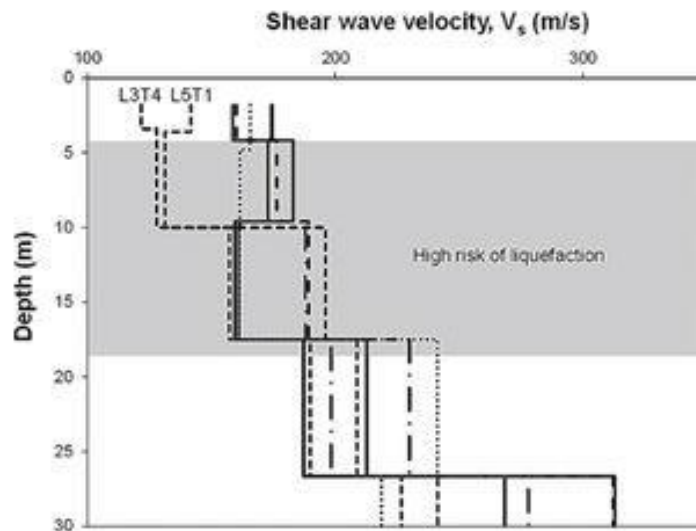
La estimación del potencial licuable de arenas con la técnica para generar perfiles de velocidad de onda de corte midiendo vibraciones ambientales a partir de ondas generadas artificialmente empleado en Solidaridad Social, se comenzó a utilizar para estudios de licuación de arenas (Shelley y col., 2015).

En el estudio se realizaron treinta perfiles sísmicos con MAM (método pasivo de Análisis de Microtremores) y MASW (método activo de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales). El trabajo de campo también incluyó cuatro sondeos geotécnicos con SPT a profundidades de 11 metros. Las pruebas de SPT cercanas al área de donde se obtuvieron los perfiles sísmicos fueron utilizadas para comparar y correlacionar el potencial de licuefacción estimado de ambas pruebas (Shelley y col., 2015).

En la ubicación del depósito más superficial encontraron suelos arcillosos que llegan a profundidades de 2 metros. Estas arcillas no son licuables, dificultan la disipación de la presión de poro y mejoran la formación de herviduras de arena cuando los suelos arenosos subyacentes se licúan. Los estratos más profundos se caracterizaron como arenas o arenas no plásticas, con velocidades de onda de corte inferiores a 200 m/s, presentándose como licuables. Sin embargo, el estudio menciona que según el historial de experiencias, la licuefacción raramente ocurre a profundidades mayores de 20 metros (Shelley y col., 2015).

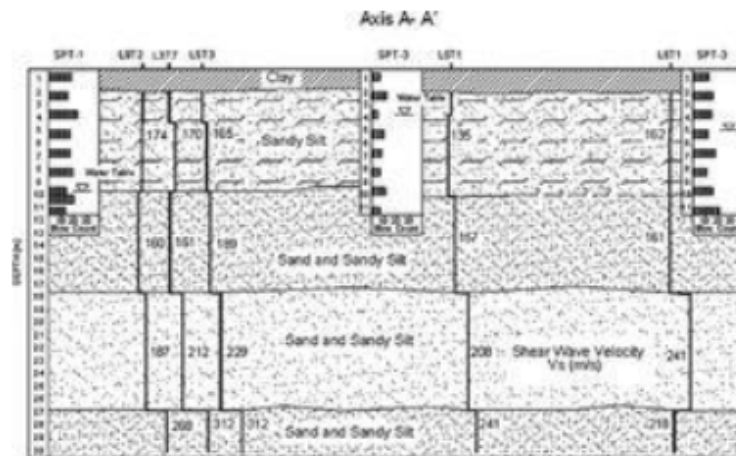
Por lo que en general, el estrato arenoso de 5 a 17 metros son altamente propensos a licuar con sismos que induzcan aceleraciones pico de al menos 0.23g y magnitudes M_w de 7.2, mientras que los estratos de 17 a 25 metros no suelen ser tan susceptibles pero sin embargo pueden llegar a licuar. La susceptibilidad medida usando el SPT y la Vs son equivalentes, ya que presentaron los mismos resultados. Concluyendo de manera que la susceptibilidad a la licuefacción disminuye cuando la profundidad del nivel freático aumenta (Shelley y col., 2015).

Figura 51: Perfil de velocidad de onda de corte (VS) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión en Solidaridad Social.



Fuente: (Lazcano, 2012)

Figura 52: Perfil estratigráfico del sitio de estudio en Solidaridad Social.



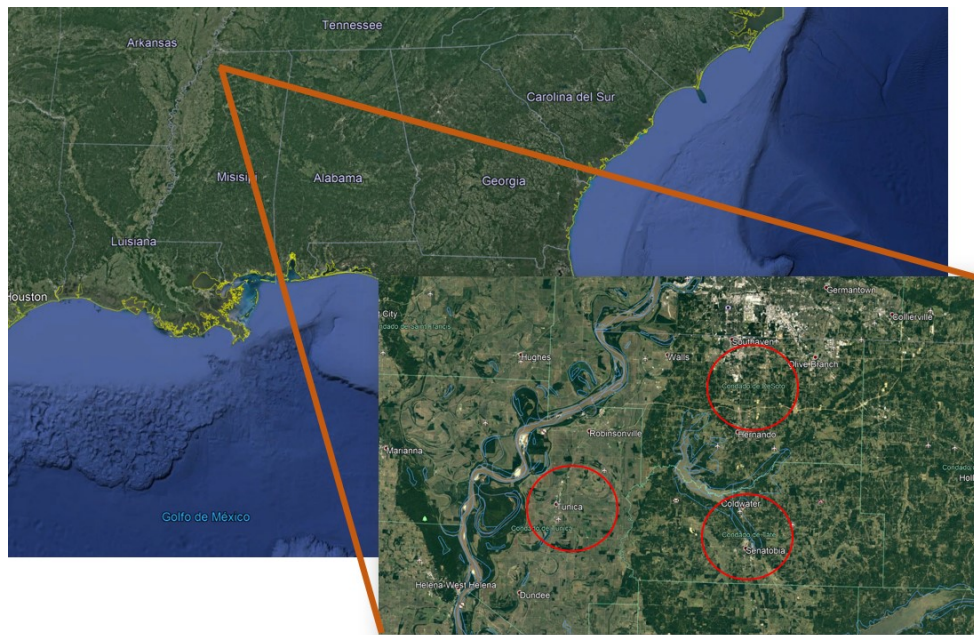
Fuente: (Lazcano, 2012)

3. Mississippi, Estados Unidos

- **Ubicación del sitio:**

El sitio de evaluación de la susceptibilidad de licuefacción se centra en Desoto, Tunica y el condado de Tate, en el embalse del río Mississippi, estos condados se encuentran en la región noroeste del estado de Mississippi, el cual a su vez se encuentra en la parte sureste de los Estados Unidos.

Figura 53: Ubicación del lugar de estudio, al noroeste de Mississippi.



Fuente: (Elaboración propia con Google Earth Pro)

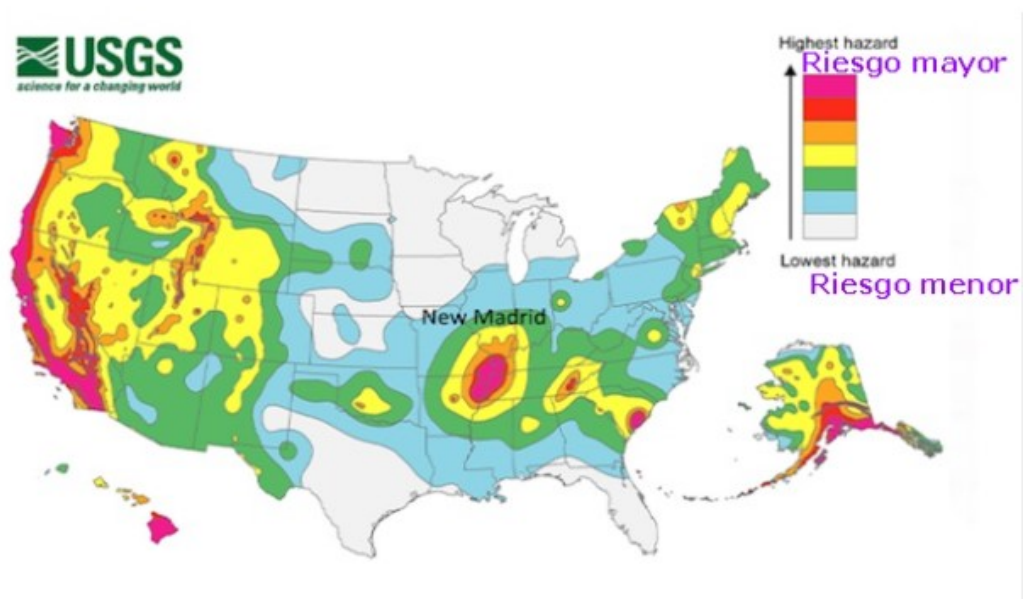
- **Sismicidad y amenaza sísmica:**

La sismicidad de estos condados se debe a la Línea de Nueva Madrid, la cual es la zona sísmica más intensa del este de los Estados Unidos, designada como punto de origen de terremotos intraplaca en el sur y medio oeste del país (RT, 2014).

En esta zona ocurrieron cuatro de los mayores terremotos históricos de Norteamérica, con magnitudes de momento entre 7.0 y 7.7, todos estos sucedieron en un lapso de tres meses, a finales de 1811 e inicios de 1812 (RT, 2014).

Según estudios realizados por sismólogos de la USGS mostraron movimiento significativo de tierra en la falla en la última década, lo que conlleva a una acumulación de presión que podría generar sismos potencialmente peligrosos. Y adjudican la actividad sísmica en la falla de la región a las réplicas de los terremotos de la década del siglo XIX (RT, 2014).

Figura 54: Zonas con mayor peligro sísmico de los Estados Unidos. Destacando la falla de San Andrés (costa Pacífica), falla de Nueva Madrid (centro-este), archipiélago de Hawái y la costa de Alaska.



Fuente: (AlertaTierara.com, 2019)

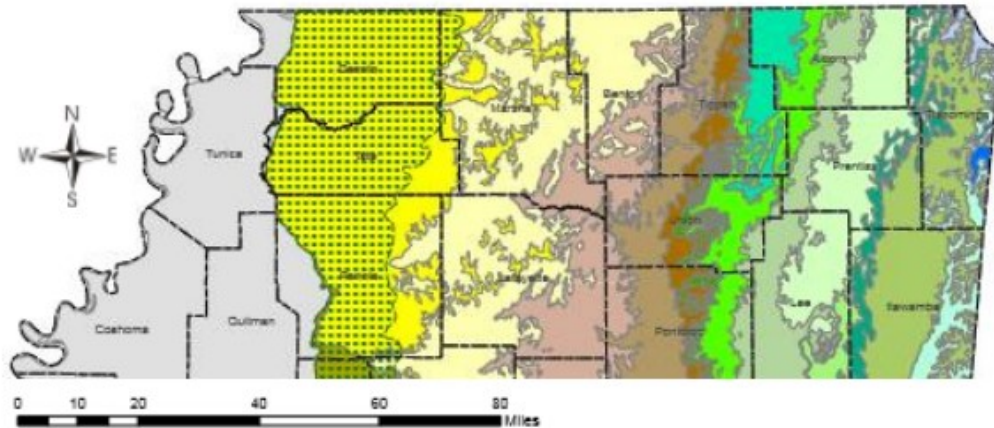
- **Geología regional y fallas geológicas:**

El área gris de la Figura 55 hace referencia a la delimitación del delta del Mississippi, el cual consiste en un aluvión compuesto por marga, arena, grava y arcilla, producto de los depósitos del río Mississippi (Mississippi Department of Environment Quality, 2011).

El condado de Desoto y Tunica se encuentran dentro de la delimitación del delta, además la formación Kosciusko (montaña por levantamiento geológico formada por arena de lecho terciario, arcilla y algo de cuarcita), se ubica en la mayoría de los condados de Desoto y Tate, originando así una secuencia de sedimentos no

consolidados (Guo y col., 2014).

Figura 55: Delimitación del delta de Mississippi.



Fuente: (Herath, 2016)

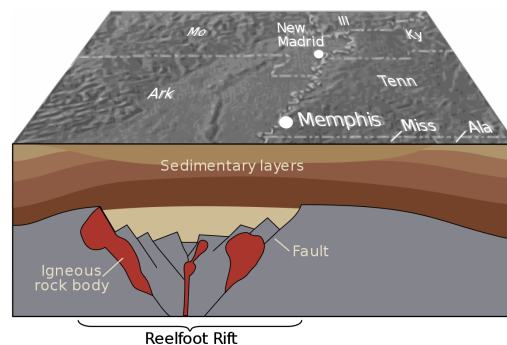
Mississippi puede dividirse en tres regiones geográficas:

1. **Llanuras Aluviales de Mississippi**
2. **Llanuras Occidentales de la Costa del Golfo**
3. **Cinturón Negro**

De las cuales las llanuras aluviales son las que toman importancia en este caso, ya que los sitios de estudio se ubican dentro de su área. En ellas las inundaciones depositan gran cantidad de sedimentos, y por consecuencia el suelo es joven y susceptible a licuefacción.

Ahora bien, con respecto al origen de la línea de Nueva Madrid se ve implicada la estructura geológica de la corteza terrestre conocido como Reelfoot Rift, formada de-bido a la ruptura del supercontinente de Rodinia en la era del Neoproterozoico. Esta estructura geológica no dividió el continente pero generó una zona débil y sus fallas ya existentes hicieron de la corteza terrestre en el área de Nueva Madrid fuese más débil mecánicamente que en el resto de Norteamérica (Hildenbrand & Hendricks, 1995).

Figura 56: Esquematación de la estructura geológica del Reelfoot Rift.



Fuente: (Hildenbrand & Hendricks, 1995)

- **Historial de licuefacción:**

A principios del siglo XIX una serie de terremotos entre magnitudes de 7.5 y 7.7 estremeció el valle central del río Mississippi, causando hundimientos en zonas de cultivo de la región y convirtiéndolas en pantanos. Siendo importante mencionar que el río Mississippi es llano y se desborda con facilidad, lo que desencadena que las regiones aledañas al río sean vulnerables frente a las inundaciones (RT, 2014).

- **Resultados empleando el método Vs:**

Del análisis por microtemores realizado en la zona sísmica de Nuevo Madrid, se realizaron 20 perfiles de velocidad de onda de corte, con el fin de determinar el factor de seguridad (fs) contra licuefacción, de los cuales 11 perfiles reportaron velocidades promedio de 180 m/s en los estratos no consolidados del aluvión, clasificándolos como licuables en contraste con los sondeos geotécnicos (Guo y col., 2014).

4. Tepebaşı, Eskişehir, Turquía

- **Ubicación del sitio:**

La ciudad de Eskişehir se encuentra ubicada a orillas del río Porsuk, siendo una ciudad al noroeste de Turquía, en cuyo distrito llamado Tepebaşı se realizó el estudio debido a la probabilidad de licuefacción que presenta la ciudad.

Figura 57: Ubicación de Tepebaşı, Eskişehir.

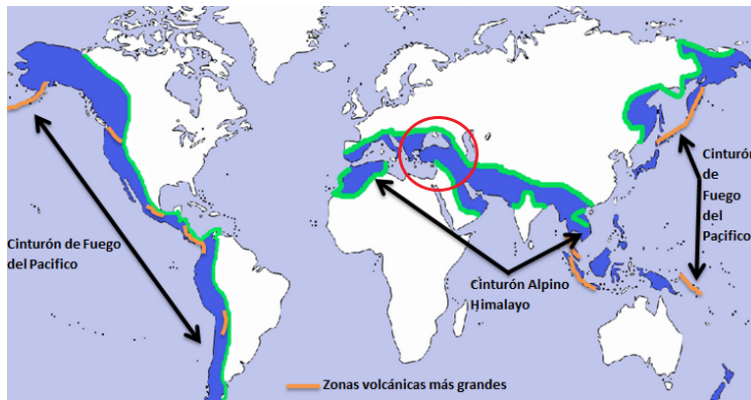


Fuente: (Elaboracion propia con Google Earth Pro)

- **Sismicidad y amenaza sísmica:**

En el territorio turco se producen sismos debido al movimiento de las placas tectónicas sobre las que se ubica el país, posicionándolo como una zona de alta sismicidad generada por la interacción de la placa africana, árabe y eurasiática. Siendo esencial mencionar que además de la tectónica planteada, Turquía se sitúa en la zona que abarca el Cinturón Alpino Himalayo (consiste en una cadena de montañas que se extiende a lo largo del margen sur de Eurasia), el cual junto con el Cinturón de Fuego son las regiones más sísmicas del mundo (Universidad Nacional de Córdoba, 2006).

Figura 58: Ubicación de Tepebaşı, Eskişehir dentro del Cinturón Alpino.

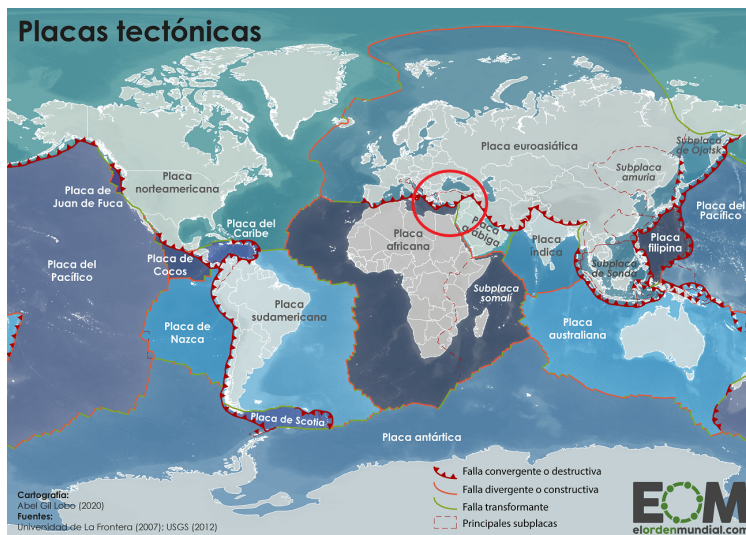


Fuente: (GEMS Educación en Andalucía, 2015)

- **Geología regional y fallas geológicas:**

Las placas tectónicas sobre las que se encuentra Turquía interactúan en convergencia (placa Africana y Eurasiática limitan una fosa oceánica) y en divergencia (placa Africana y Árabe).

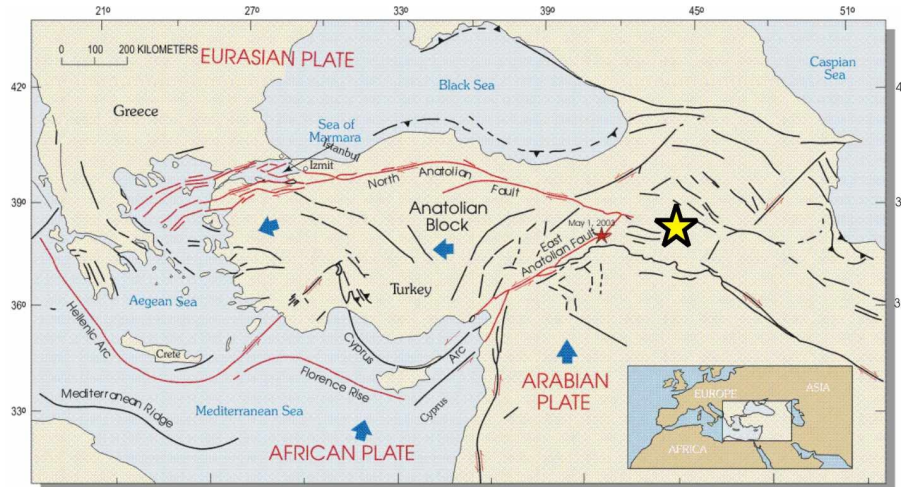
Figura 59: Placas tectónicas características de las región turca.



Fuente: (elordenmundial, 2020)

Entre las fallas de Turquía, la falla al norte de la región, Anatolia, es la más activa y se extiende en gran territorio turco, aproximadamente 1,400 km, influyendo el sitio de estudio, Tepebaşı. Derivada a esta falla han ocurrido sismos de magnitudes superiores a 6.7 en la escala Richter, siendo su mayor movimiento de este-oeste (Universidad Nacional de Córdoba, 2006).

Figura 60: Presencia de la falla Anatolia en territorio turco.



Fuente: (Astronomo.org, 2020)

La estructura geológica de Turquía se caracteriza con formaciones naturales de distintas edades cubiertos por depósitos recientes, siendo en su mayoría superficie accidentada y montañosa (TRT español, 2020).

■ Historial de licuefacción:

Específicamente la ciudad de Turquía, Eskişehir, se encuentra en los depósitos del aluvión del río Porsuk (visualizar el río al sur del sitio mencionado, en la Figura 57), a ello se debe su susceptibilidad de licuefacción, siendo esta una problemática geotécnica ya presente años atrás en la ciudad de Eskişehir, Estambul, Kumluca, entre otras (Kayabasi & Gokceoglu, 2019).

La ciudad de Kumluca, en la provincia de Antalya, ubicada en la costa mediterránea de Turquía, posee parte de la Rivera turca, ubicando en ella arena y grava transportada por el oleaje del mar, acumulando y formando bancos de arena a las orillas de la zona terrestre. En donde por acción de la variación del nivel del mar se revelan zonas licuables (Uyanik y col., 2013).

Figura 61: Ubicación de los sitios con ocurrencia de licuefacción en donde se ha utilizado el método Vs para su determinación.



Fuente: (Elaboracion propia con Google Earth Pro)

■ **Resultados empleando el método Vs:**

En el estudio realizado en Eskişehir se obtuvo el potencial de licuefacción comparando dos técnicas, mediante la prueba de penetración estándar (SPT) y la prueba geofísica para determinar perfiles de velocidad de onda de corte (VS).

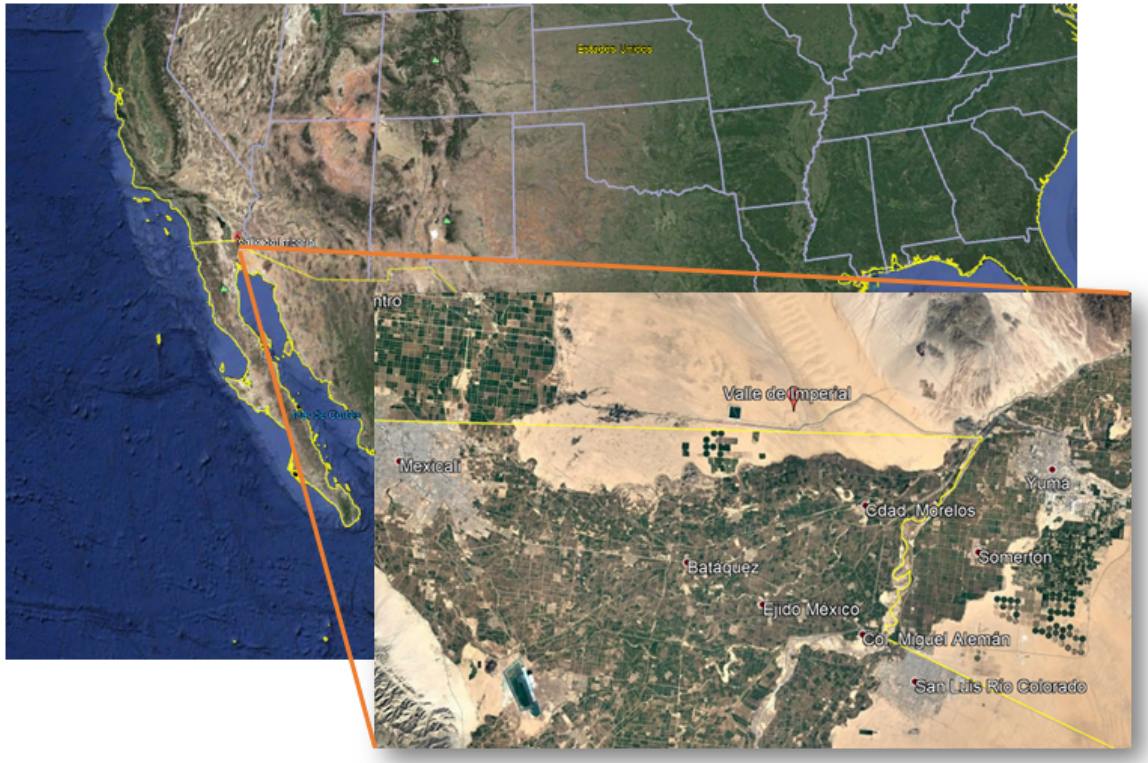
Calculando el potencial con sismos de magnitud M_w de 6.4 a 6.94 y aceleraciones horizontales máximas alrededor de 0.48 g. El autor del estudio describe que a pesar de las diferencias entre las metodologías utilizadas, ambas coinciden con resultados parecidos en la determinación de suelos licuables, dando como resultado que las capas de arena limosa son las vulnerables a licuar, generando un potencial local y no regional, añadiendo también que el espesor de la capa licuable aumenta al aumentar la aceleración horizontal máxima (Kayabasi & Gokceoglu, 2019).

5. Valle Imperial, Estados Unidos

■ Ubicación del sitio:

El sitio evaluado por medio del método Vs se encuentra en la parte sur de California, de los Estados Unidos, específicamente en el Valle Imperial, ubicado en la frontera de California con México, el cual limita al este con el río Colorado y al oeste con el lago Saltón.

Figura 62: Ubicación de Valle Imperial.



Fuente: (Elaboracion propia con Google Earth Pro)

■ Sismicidad y amenaza sísmica:

California se caracteriza por ubicarse dentro de la zona más intensa sísmicamente hablando, como se puede visualizar en la Figura 54 (en la parte oeste de los EE.UU.), cuya ubicación corresponde a la de alto riesgo, debido a la tectónica regional del país (AlertaTierara.com, 2019).

En los últimos dos siglos, en esta región se han registrado sismos con magnitudes de 6.1 a 8.0 en la escala Richter, acompañado de réplicas con magnitudes de hasta 5.1 (Stoke y col., 1988).

■ Geología regional y fallas geológicas:

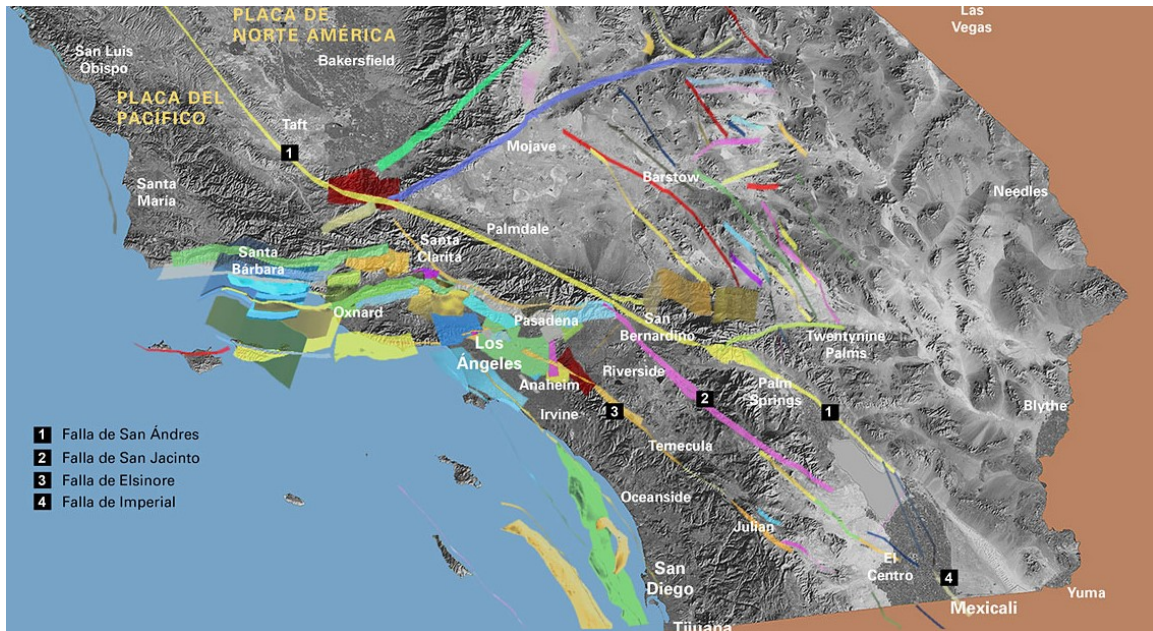
En el sur de California se distinguen tres fallas regionales causantes de pequeños sismos y formaciones de zonas montañosas cercanas al área de estudio, estas se en-

cuentran paralelas a la falla de San Andrés, la cual define el límite entre las dos placas tec-tónicas que generan el movimiento de la corteza terrestre de California, y cuya falla transformante fue derivada del mismo desplazamiento de placas, estas son la placa del Pacífico y la Norteamericana. Las tres fallas mencionadas con anterioridad son:(Centro de Terremotos del Sur de California, s.f.).

1. Falla de San Jacinto
2. Falla de Elsinore
3. Falla de Imperial

De las cuales la falla de Imperial es la que mayor influencia genera en el Valle Imperial, esta conecta la falla de San Andrés con la zona de falla Brawley, a cuyo vínculo de fallas se le adjudica las altas tasas de sismicidad en el sitio de estudio (Astrophysics Data System, 2006).

Figura 63: Fallas geológicas en el sur de California.



Fuente: (Centro de Terremotos del Sur de California, s.f.)

En la región de Valle Imperial el está representado por conglomerados graníticos y areniscas arcóscas que constituyeron la Formación de Anza, dentro de la cual se encuentra andesita. Y sobre este se presentan depósitos volcánicos constituidos por dacitas, andesitas y riolitas, siendo el basalto el predominante en ciertas zonas aledañas (Stoke y col., 1988).

A finales del Plioceno, Pleistoceno y Hóloceno la sedimentación marina terminó e inició el período de sedimentación continental donde predominan depósitos de tipo fluvial derivados de los ríos Gila y Colorado, de aproximadamente 3,000 metros de espesor (Stoke y col., 1988).

- **Historial de licuefacción:**

Desde 1979 se han presentaron sismos en el sur de California, que han desarrollado la incidencia de conjunto de casos de licuefacción en Valle Imperial con magnitudes de entre 5.6 y 6.5 en la escala de magnitud de onda superficial. Así como Valle Imperial ha reportado presencia de licuefacción, también podemos mencionar Los Ángeles, San Francisco, entre otras más ciudades que poseen depósitos potenciales a licuar (Stoke y col., 1988).

- **Resultados empleando el método Vs:**

El estudio del potencial de licuefacción en los depósitos arenosos fue llevado a cabo modificando los parámetros de rigidez del suelo en términos de la velocidad de onda de corte, la profundidad y el espesor de la capa de arena licuable y las características de agitación del estrato en términos de la aceleración y el número de ciclos de movimiento. De manera que se elaboraron correlaciones del potencial de licuefacción con la aceleración horizontal máxima (a_{max}) y los perfiles de Vs. Respaldando la validez del estudio con la comparación de los casos de licuefacción previos en el Valle Imperial, California (Stoke y col., 1988).

Los resultados para determinar el potencial de licuefacción mediante las tres metodologías se realizaron aplicando las ecuaciones que se describen en la sección "F. Activación de la licuefacción en suelos".

A. Valle Central de Guatemala

Teniendo las mediciones realizadas, se buscó clasificar los sondeos agrupándolos según la cercanía que hubo entre ellos, por lo que su radio de aproximación delimitó cuatro casos de evaluación o análisis, cada uno constituido con las tres metodologías, es decir, CPT, SPT y V_s .

Para establecer la profundidad de evaluación del potencial de licuefacción se consideró que el estrato a estudiar tuviera presencia predominante de arenas y se encontrará bajo la influencia del nivel freático. Sin embargo, debido a que se tomó en consideración el año y mes en que se realizaron las mediciones, la cota del nivel freático tuvo variaciones (nivel freático no estacionario).

Las consideraciones descritas previamente se realizaron con el fin de vincular la cota del nivel freático y la profundidad en la que se evaluó la susceptibilidad del suelo a perder su resistencia al corte, siendo relevante mencionar que el sitio de estudio se encuentra fronterizo a un río. De esta manera se tomaron los siguientes parámetros para llevar a cabo la determinación del potencial a licuar del sitio en estudio a través de cada metodología (Cuadro 15):

Cuadro 15: Entrada de datos para la determinación del potencial de licuefacción por medio de SPT, CPT y Vs de los casos seleccionados para el estudio.

No. Análisis	Prueba de Penetración Estándar (SPT)			
	N	Profundidad de medición (m)	Nivel Freático (m)	Contenido de finos (FC)
1	19	2.22	0.95	0.47
2	3	5.30	3.50	0.41
3	9	2.70	1.35	0.45
4	4	5.65	1.35	0.57

No. Análisis	Prueba de Penetración de Cono (CPT)				
	Resistencia de punta, qt (MPa)	Resistencia a la fricción, fs (kPa)	Relación de fricción, Rf (%)	Profundidad de medición (m)	Nivel Freático (m)
1	2.50	75.00	5.00%	2.22	6.40
2	5.00	90.00	1.75%	12.00	11.20
3	5.50	10.00	0.40%	5.50	4.40
4	3.00	1.00	0.30%	5.00	4.00

No. Análisis	Velocidad de Onda de Corte (Vs)			
	Vs (m/s)	Profundidad de medición (m)	Nivel Freático (m)	Contenido de finos (FC)
1	160	2.00	6.40	0.47
2	170	4.50	11.20	0.41
3	160	5.00	4.40	0.45
4	120	4.80	4.00	0.57

Fuente: (Elaboración propia)

Empleando las ecuaciones de la sección "F. Activación de la licuefacción en suelos", obtenemos como resultado los siguientes factores de seguridad contra la licuefacción (F_s) en el Valle Central de Guatemala (Cuadro 16):

En todos los casos de análisis se destaca que las mediciones del SPT se realizaron en el mes de septiembre, el cual es característico por pertenecer a la época lluviosa en la región de la capital de Guatemala, a ello se debe la cercanía de la cota del nivel freático a la superficie, mientras que las mediciones de CPT y Vs se realizaron pasada la época de invierno, en noviembre y enero respectivamente (época seca), por ello el nivel freático desciende hasta 6.40 m por debajo de la superficie.

En el estudio del análisis no. 1, el estrato evaluado se clasifica como limo arenoso con trazas de arcilla, ligeramente plástico, medio compacto a compacto (también llamado talpetate), calculando la evaluación a una profundidad de 2.22 m para SPT y CPT; y 2.00 m para Vs, los resultados exponen que en función de SPT el área no presenta potencial de licuefacción, evidenciado en su factor de seguridad de 1.22 ($F_s > 1$ indica un estrato no licuable), mientras que en términos de CPT y Vs, el área es susceptible a licuar, definido por los factores de seguridad de 0.35 y 0.27 respectivamente.

En el caso de análisis no. 2, 3 y 4, a diferencia del caso de análisis no. 1, todos los resultados reflejan una clara susceptibilidad a licuar con factores de seguridad contra la licuefacción inferiores a la unidad ($F_s < 1$). Distinguiendo que los resultados ligados a la medición de la velocidad de onda de corte poseen cierta afinidad con los del CPT por su similitud en los factores.

Cuadro 16: Resultados del potencial de licuefacción por medio del factor de seguridad contra licuefacción empleando las tres metodologías de los casos seleccionados para el estudio.

No. Análisis	Metodología	Relación Esfuerzo Cíclico (CRS)	Relación de Resistencia Cíclica (CRR)	Factor de seguridad contra licuefacción (Fs)	Condición
1	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	0.40	0.31	1.22	No licuable
	Prueba de Penetración de Cono (CPT)	0.31	0.17	0.35	Licuable
	Velocidad de Onda de Corte (Vs)	0.40	0.11	0.27	Licuable
2	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	0.32	0.09	0.30	Licuable
	Prueba de Penetración de Cono (CPT)	0.33	0.13	0.20	Licuable
	Velocidad de Onda de Corte (Vs)	0.40	0.12	0.31	Licuable
3	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	0.38	0.16	0.59	Licuable
	Prueba de Penetración de Cono (CPT)	0.39	0.15	0.28	Licuable
	Velocidad de Onda de Corte (Vs)	0.40	0.11	0.28	Licuable
4	Prueba de Penetración Estándar (SPT)	0.46	0.10	0.25	Licuable
	Prueba de Penetración de Cono (CPT)	0.39	0.08	0.19	Licuable
	Velocidad de Onda de Corte (Vs)	0.40	0.05	0.13	Licuable

Fuente: (Elaboración propia)

En lo que respecta al análisis no. 2, la susceptibilidad de licuefacción se evaluó en un estrato caracterizado como arena media a fina limosa, con residuos de materiales de construcción suave (relleno de mala calidad); el análisis no. 3 y 4 se realizaron en un estrato limo arenoso con poca arcilla y limo arcilloso con arena, poco a medio plástico, medio compacto a suave, señalando un relleno capeado-aluvial.

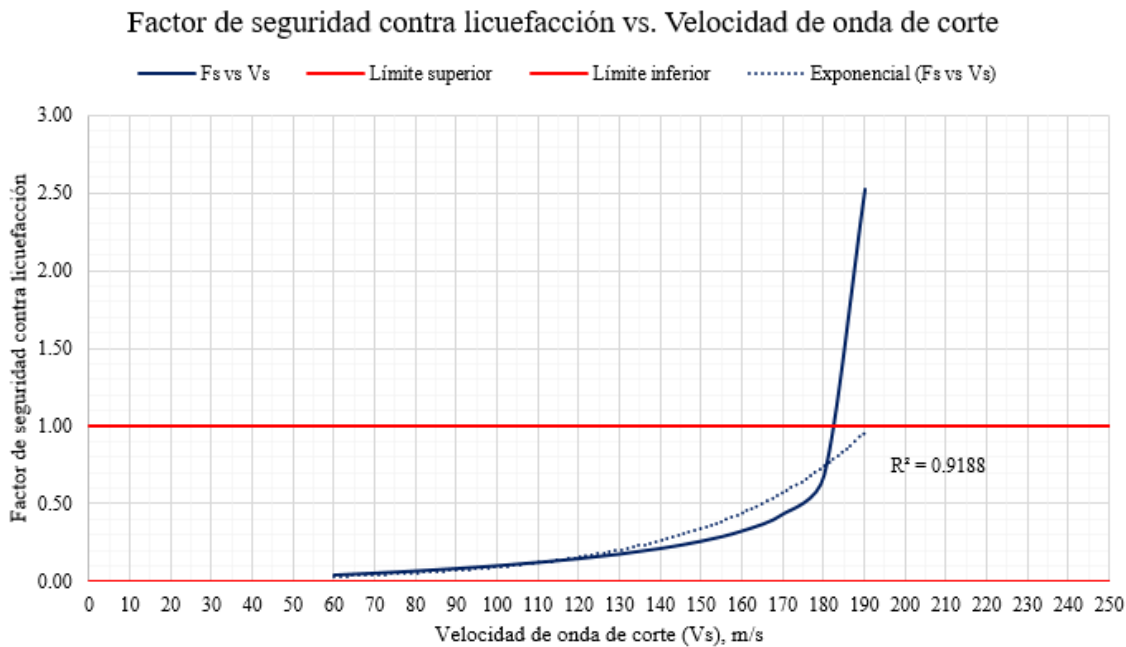
Añadiendo que el mayor valor de velocidad de onda de corte analizado en las mediciones de campo fue de 170 m/s y según la Tabla A-1 - Clasificación del tipo de suelo", de la NSE 2.1 Estudios geotécnicos (ver Figura 13), las velocidades de onda de corte inferiores a 185 m/s son representativas de suelos tipo E (Perfil de suelo suave) o F, los cuales se asocian a características vulnerables a fallas, colapsos e incluso licuefacción, coincidiendo esta especificación con los resultados de condición licuable por medio de Vs.

Siendo de esperar que las metodologías CPT y SPT convergieran en la conclusión de susceptibilidad, lo cual no ocurrió en el caso de análisis no. 1, es apropiado indicar que los sondeos de SPT se ejecutaron precisamente al margen del río, en un estrato cuyo valor de N fue el mayor de todos los sondeos por una gran diferencia, el N equivalente al sondeo de este caso es de $N = 19$, lo que representa un estrato lo suficientemente firme aún ubicando el nivel freático cercano a la superficie, mientras que el estrato evaluado con CPT a pesar de estar más retirado del borde del río, presentó riesgo a licuar atribuido a la diferencia de distancias en la medición, lo que implican que los espesores de estratos, contenidos de humedad, rigideces y otros parámetros que influyen en el estado del depósito para singularizarlo

como licuable, fueron distintos, realizando además, que una de las características propias que posee un depósito de suelo es la heterogeneidad, a ello se debe la variación del factor de seguridad entre CPT y SPT.

Con el fin de delimitar bajo que velocidad de onda de corte la condición de "Licuable" se invierte a "No licuable" se realizó una iteración de cálculos, generando un análisis de sensibilidad para obtener factores de seguridad en función de la velocidad de onda de corte. A manera de establecer la relación entre estos dos parámetros (V_s y F_s), se mantuvo constante el parámetro de esfuerzo efectivo, disponiendo para el mismo un valor promedio representativo de las mediciones tomadas en el lugar, dicho esfuerzo en la ecuación 35 es el único elemento que podría cambiar el resultado, a excepción de la V_s , que corresponde al parámetro a variar para el análisis de sensibilidad.

Figura 64: Análisis de sensibilidad y relación entre el factor de seguridad contra licuefacción (F_s) versus velocidad de onda de corte (V_s).



Fuente: (Elaboración propia)

La relación entre el factor de seguridad y la velocidad de onda de corte se puede observar en la Figura 64, en donde se percibe que el comportamiento entre ambos parámetros, V_s y F_s , no es lineal, sino exponencial, evidenciado en el valor R cuadrado de 0.9188, el cual explica que la respuesta o variabilidad del factor de seguridad dependiente de la velocidad de onda de corte corresponde a un modelo exponencial en un 91.88 %.

Según la teoría, las ecuaciones 34 y 35 para determinar el factor de seguridad contra licuefacción (F_s) no son confiables con valores de velocidad de onda de corte inferiores a 100 m/s debido a la falta de calibración, la cual debe ser generada por data con registros de V_s inferiores a 100 m/s, por otro lado, los valores de V_s superiores a 200 m/s, reflejan resultados negativos de F_s , ya que teóricamente estos valores son representativos de estratos no licuables con características geotectónicamente adecuadas.

A pesar de la convergencia en los resultados del potencial de licuefacción provenientes del método MASW con valores de velocidad de onda de corte entre 120 m/s y 170 m/s con los métodos SPT y CPT, es esencial resaltar que las evaluaciones se llevaron a cabo en un sitio con condiciones críticas de riesgo a licuar, motivo por el cual, el análisis de sensibilidad apropiada relevancia, más aún en depósitos que son poco susceptibles (caracterizados por V_s superiores a 185 m/s), ya que se encuentran ligados al rango en el que la ecuación tiende a generar resultados incongruentes, teniendo más del 20 % de variación en los resultados.

B. Costa Sur de Guatemala

En Genosa, Puerto Quetzal ubicado en la Costa Sur del país se llevaron a cabo algunos sondeos de CPT, de los cuales uno de ellos coincidió en proximidad al sitio de medición evaluado con el método de V_s , ambas técnicas se ejecutaron en época seca, de ello deriva la cercanía de la cota de nivel freático a la rasante. Los datos de entrada para determinar el potencial de licuefacción en el sitio son los siguientes:

Cuadro 17: Resultados del potencial de licuefacción en Genosa, Puerto Quetzal.

No. Análisis	Resultados de la medición de la Prueba de Penetración de Cono (CPT)				
	Resistencia de punta, q_t (MPa)	Resistencia a la fricción, f_s (kPa)	Relación de fricción, R_f (%)	Profundidad de medición (m)	Nivel Freático (m)
1	10.00	40.00	0.20%	2.00	1.30

No. Análisis	Resultados de la medición con Velocidad de Onda de Corte (V_s)			
	V_s (m/s)	Profundidad de medición (m)	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
1	110	2.00	2.00	1.30

Fuente: (Elaboración propia)

Empleando las ecuaciones de la sección "F. Activación de la licuefacción en suelos", obtenemos como resultado los siguientes factores de seguridad contra la licuefacción (F_s) en la Costa Sur de Guatemala:

Cuadro 18: Resultados del potencial de licuefacción en Genosa, Puerto Quetzal.

No. Análisis	Metodología	Relación Esfuerzo Cíclico (CRS)	Relación de Resistencia Cíclica (CRR)	Factor de seguridad contra licuefacción (F_s)	Condición
1	Prueba de Penetración de Cono (CPT)	0.50	0.28	0.36	Licuable
	Velocidad de Onda de Corte (V_s)	0.50	0.06	0.13	Licuable

Fuente: (Elaboración propia)

Del Cuadro 18 se observa que el depósito de suelo caracterizado como arena con grava a arena, mediante el método de CPT se obtiene un valor del factor de seguridad contra licuefacción (F_s) de 0.36, mientras que con el método de V_s el factor de seguridad corresponde

a 0.13. Deduciendo que ambas técnicas definen la zona de estudio como susceptible a licuar ya que los F_s se encuentran por debajo del valor de 1 ($F_s < 1$ indica un estrato con condición "Licuable").

1. A pesar de la ventaja que presenta el CPT y SPT como metodologías directas al evaluar el suelo y presentarlo como estrato débil o firme, a diferencia de la velocidad de onda de corte como metodología superficial e indirecta, proporcionaron resultados que convergieron en una resolución del potencial de licuefacción en términos de licuable y no licuable, considerando en la entrada de datos la sensibilidad de la ecuación 35 debido a la alteración de los resultados ante la más mínima variación de la ecuación.
2. Los países en donde se ha dado inicio la aplicación del método MASW (Análisis Multicanal de Ondas Superficiales) para determinar por medio de la velocidad de onda de corte el potencial de licuefacción, coinciden en geografía por ubicarse en las regiones más sísmicas del mundo, sin dejar de mencionar la tectónica activa y geología que se singulariza por estratos jóvenes (suelos sueltos y poco densos), además de la proximidad de cuerpos de agua, cuyas características se asemejan a las de los sitios evaluados en Guatemala para este estudio.
3. Se reafirmó el carente de historial de mediciones de velocidad de onda de corte en casos de licuefacción de depósitos de suelos críticos licuar (caracterizados por valores de V_s inferiores a 100 m/s), cuya falta genera la falta de ajuste y calibración de la curva de velocidad de onda de corte de la Figura 33 y de las ecuaciones 34 y 35, para lograr disponer del método MASW como técnica para la evaluación del riesgo de licuefacción de depósitos de suelo sin importar el valor de velocidad de onda de corte del sitio.
4. Los valores de velocidad de onda de corte con los cuales se realizó la comparación de las metodologías tanto en el Valle de Central y la Costa Sur de Guatemala se mantuvo en el rango de 120 m/s a 170 m/s, dentro del cual se presentaron resultados congruentes de acuerdo con las demás metodologías, a pesar de la sensibilidad del método de velocidad de onda de corte para determinar el riesgo de licuefacción.

- **A los investigadores:**

1. Generar data mediante pruebas de MASW en sitios que presenten velocidad de onda de corte inferiores a los 100 m/s, con la finalidad de calibrar las ecuaciones empleadas para la determinación del potencial de licuefacción, conllevando a su vez ecuaciones exactas y precisas.
2. Ejecutar la metodología en áreas grises, en donde el depósito de suelo sea poco tendente al potencial de licuefacción para evaluar la capacidad del método en términos del resultado que proporciona en comparación con las demás metodologías.

- **A los profesionales:**

3. Calibrada y ajustada la ecuación o no, tomar la cautela del caso de estudio si el método para evaluar la susceptibilidad del suelo dispuesta es la de MASW mediante la velocidad de onda de corte, ya que en este trabajo de investigación el sitio de análisis proporcionó convergencia con los resultados del CPT y SPT debido a la evidente condición del suelo ante el riesgo a licuar.

- **A las entidades reguladoras:**

4. Tras el registro de la data con $V_s < 100$ m/s y calibrada la ecuación, de ser probable que la aplicación de la metodología MASW sea ejecutable solamente bajo ciertas condiciones, establecer limitantes en términos de esas condiciones, pues de ser posible el empleo de esta técnica en lugar de SPT y CPT, podría ser a la larga más beneficioso, sin dejar de mencionar la facilidad de aplicación, lo que implicaría mayor eficiencia en la evaluación de los depósitos de suelos.
5. Establecer una correlación entre los parámetros de la velocidad de onda de corte y los parámetros de la prueba de penetración estándar o de cono permitiría una verificación de los resultados obtenidos con la metodología MASW.

- **A la comunidad académica, investigadora y entidades reguladoras:**
 6. Regular la aplicación del método MASW para evaluar el potencial de licuefacción de suelos como lo sugiere los resultados de este trabajo de graduación, favoreciéndose de algún evento sísmico venidero de magnitud relevante para su validación.
 7. Continuar con la búsqueda y exploración de métodos innovadores capaces de detectar riesgo de licuefacción en depósitos de suelos.

- Alarcón, A. (1987). *Mecanismos de licuación y flujo de suelos granulares durante sismos*. <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/4902737.pdf>
- AlertaTierara.com. (2019). *Enjambre de seísmos a lo largo de la falla de Nueva Madrid (Estados Unidos)*. <https://www.alertatierra.com/2019/10/02/enjambre-de-seismos-a-lo-largo-de-la-falla-de-nueva-madrid-estados-unidos/>
- Alvarado, G. & Herrera, I. (2001). *Mapa Fisiográfico-Geomorfológico de la República de Guatemala, a escala 1:250,000 -Memoria Técnica*. <https://www.maga.gob.gt/download/fisiografia.pdf>
- Alvarez-Manilla, A., Castro, J., Garnica, P. & Itandehui, G. (2002). *La permeabilidad de los suelos en los problemas de transporte de contaminantes. Aplicación en la infraestructura del transporte*. <https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt195.pdf>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1994). *ASTM D 2434-68 AASHTO T215 Determinación del coeficiente de permeabilidad de suelos granulares (carga constante)*.
- American Society for Testing and Materials International. (2011). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. <http://www.jeanlutzsa.fr/public/temp/Normes/ASTM/D1586.17074.pdf>
- American Society for Testing and Materials International. (2016). *ASTM D3441 - 16 Método de prueba estándar para pruebas de penetración de cono mecánico de suelos*. <https://www.astm.org/Standards/D3441.htm>
- Angelone, S., Garibay, M. T. & Casaux, M. C. (2006). *Permeabilidad de suelos*. <https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Permeabilidad%5C%20en%5C%20Suelos.pdf>
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020a). *Normas de Seguridad Estructural Para Guatemala. Demandas Estructurales y Condición de sitio NSE 2*. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020b). *Normas de Seguridad Estructural Para Guatemala. Estudios Geotécnicos NSE 2.1*. <https://www.agies.org/bibliotecas/>

- Astronomo.org. (2020). *Movimientos sísmicos recientes*. <https://www.google.com/imgres?imgurl=x-raw-image%5C%3A%5C%2F%5C%2F%5C%2F836f150e7fdf61fa71399498441b0286dcff5a214c31&imgrefurl=https%5C%3A%5C%2F%5C%2Fwww.raco.cat%5C%2Findex.php%5C%2FECT%5C%2Farticle%5C%2Fdownload%5C%2F372906%5C%2F466551%5C%2F&tbid=-mHffw4Vb4NFiM&vet=12ahUKEwjtkMiy4LXtAhVMXVkJKHTIYCdAQMygKegUIARC3AQ.i&docid=TG2FVgoLpFtmaM&w=619&h=311&q=falla%5C%20anatolia&ved=2ahUKEwjtkMiy4LXtAhVMXVkJKHTIYCdAQMygKegUIARC3AQ#imgrc=-mHffw4Vb4NFiM&imgdii=STMFzO4kG7G4aM>
- Astrophysics Data System. (2006). *Fault History and Architecture of the Southernmost San Andreas Fault and Brawley Seismic Zone: New Constraints from CHIRP Data Acquired in the Salton Sea*. <https://ui.adsabs.harvard.edu/abs/2006AGUFM.T41D1599B/abstract>
- Bohnemberger, O. (1996). *Revisión del Sistema de Fallas en la Región Metropolitana de Guatemala, Seminario - Taller Diagnóstico de la Prevención de Desastres Naturales en Guatemala con motivo del XX Aniversario del Terremoto del 4 de febrero de 1,976., pp. 84-92*. <https://www.arcgis.com/apps/MapJournal/index.html?appid=3e72c0afa4bd43478231a8d33b864099>
- Borda, A. H. (s.f.). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. https://www.academia.edu/34844056/TRABAJO_PRACTICO_No4_PRESIONES_NEUTRAS_Y_EFECTIVAS
- Centro de Estudio Superiores de Energía y Minas. (2008). *Síntesis de la Geología de Guatemala*. <https://es.scribd.com/doc/50911081/SINTESIS-DE-LA-GEOLOGIA-DE-GUATEMALA>
- Centro de Terremotos del Sur de California. (s.f.). *Las fallas del sur de California*. <http://sceinfo.usc.edu/eqcountry/roots-es/socal-faults.html>
- Cires, A.C. (2020). *Qué son las ondas sísmicas*. <https://blogcires.mx/tag/tipos-de-ondas-sismicas/>
- Cordero, M., Jiménez, M., Laporta, G., Rodríguez, J., Saenz, S., Tapia, M. & Valverde, M. (2008). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. <https://pdfslide.net/documents/codigo-de-cimentaciones-de-costaricafinal2008.html>
- Córdoba, J. V. (2016). *Caracterización de muestras inalteradas del deta del Llobregat*. <https://core.ac.uk/download/pdf/46175519.pdf>
- Cruz-Castillo, M. (2002). *Catálogo de las fallas regionales activas en el norte de Baja California, México*. <https://www.ugm.org.mx/publicaciones/geos/pdf/geos02-1/Cruz-Castillo02-1.pdf>
- Devincenzi, M. & Frank, N. (2014). *Ensayos Geotécnicos in Situ*. <http://www.estudiosgeotecnicos.info/wp-content/uploads/2014/06/Devicenci-Ensayos-in-situ.pdf>
- elordenmundial. (2020). *Las placas tectónicas del mundo*. <https://elordenmundial.com/mapas/placas-tectonicas/>
- Epicentro Geográfico. (2018). *Qué es un hipocentro y un epicentro, y cuál es su diferencia*. <https://epicentrogeografico.com/2018/01/que-es-el-hipocentro-y-epicentro/>
- Escobar, G. D. & P., C. E. E. (2016). *Geomecánica*. <http://bdigital.unal.edu.co/53252/11/relacionesgravimetricasyvolumetricasdelsuelo.pdf>
- Fard, M., Babazadeh, M. & Yousefzadeh, P. (2013). *Soil Liquefaction Analysis Based on Geotechnical Exploration and in Situ Test Data in the Tabriz Metro Line 2*. <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=3388&context=icchge>
- Fernández, A. & Crumley, A. (s.f.). *Estudio del riesgo de licuación para la represa de río blanco. Comparación entre metodologías existentes*. <http://www.geoconsult.us/papers/licuacion.pdf>

- Gallardo, R. (2016). *Identificación y clasificación de suelos*. <https://es.slideshare.net/romelgam/capitulo-4-clasificacion-granulometra>
- GEMS Educación en Andalucía. (2015). *Cinturón Alpino*. <http://geagems.blogspot.com/2015/06/nepalgemslolita-cinturon-alpino-del.html>
- Georys ingenieros S.A.C. (2016). *Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)*. <http://www.georys.com/wp-content/uploads/2016/04/Presentacion-masw.pdf>
- Gerencia de Urbanismo. (2010). *Ciudad Del Flamenco, Jerez De La Frontera Proyecto De Ejecución*. https://www.jerez.es/fileadmin/Documentos/CIUDAD_DEL_FLAMENCO/240_LC01A_CF_115_ANEXO_4_estudio_geotecnicoproYECTO.pdf
- Giuliani, F. (1964). *Límites de compactación y compacidad relativa de suelos*. <http://materconstrucc.revistas.csic.es/index.php/materconstrucc/article/download/1784/2183>
- Gobierno de México. (2020). *Sismología de México*. <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html#:~:text=El%5C%20estudio%5C%20de%5C%20la%5C%20actividad,un%5C%20gran%5C%20n%5C%20C3%5C%20BAmero%5C%20de%5C%20documentos.&text=El%5C%20SSN%5C%20reporta%5C%20en%5C%20el,d%5C%20C3%5C%20ADa%5C%20de%5C%20magnitud%5C%20M%5C%20%5C%3E%5C%203.0>
- González, L. (01 de septiembre de 2009). *Resistencia al corte*. [https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2009/2/CI44B/2/material_docente/#:~:text=La%5C%20resistencia%5C%20al%5C%20corte%5C%20es,resistencia%5C%20al%5C%20movimiento%5C%20entre%5C%20part%5C%20C3%5C%20ADculas.&text=Resistencia%5C%20al%5C%20corte%5C%20\(cont.\),-'&text=La%5C%20fuerza%5C%20que%5C%20resiste%5C%20el,y%5C%20al%5C%20coeficiente%5C%20de%5C%20fricci%5C%20C3%5C%20B3n](https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2009/2/CI44B/2/material_docente/#:~:text=La%5C%20resistencia%5C%20al%5C%20corte%5C%20es,resistencia%5C%20al%5C%20movimiento%5C%20entre%5C%20part%5C%20C3%5C%20ADculas.&text=Resistencia%5C%20al%5C%20corte%5C%20(cont.),-'&text=La%5C%20fuerza%5C%20que%5C%20resiste%5C%20el,y%5C%20al%5C%20coeficiente%5C%20de%5C%20fricci%5C%20C3%5C%20B3n)
- Gonzalez-Huizar, H. (2019). *Los Grandes Terremotos en México*. https://www.researchgate.net/figure/Figura-6-Escala-de-Intensidades-Modificada-de-Mercalli-MMI-Figura-tomada-de_fig1_336409467
- Guo, Z., Aydin, A. & Kuzmaul, J. (2014). *Microtremor Recordings in Northern Mississippi. Department of Geology and Geological Engineering, University of Mississippi*. https://www.researchgate.net/publication/263968590_Microtremor_recordings_in_Northern_Mississippi
- Herath, P. (2016). *Calculating liquefaction potential of northern Mississippi using shear wave data*. https://egrove.olemiss.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1754&context=hon_thesis
- Hernández, J. (2008). *Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición*. http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2861_C.pdf
- Hildenbrand, T. & Hendricks, J. (1995). *Geophysical Setting of the Reelfoot Rift and Relations Between Rift Structures and the New Madrid Seismic Zone*. <https://pubs.usgs.gov/pp/1538e/report.pdf>
- Huillca, Y. C. (2018). *Determinación de la influencia de la compacidad relativa en los parámetros de resistencia cortante de los suelos friccionantes de tamaño máximo 1 pulgada, Cusco*. <http://repositorio.unsaac.edu.pe/handle/UNSAAC/3700>
- Hurtado, J. A. (1985). *El suelo como material de retención*. http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_124_283_527_5187.pdf
- Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (2003). *Volcán de Fuego*. http://www.insivumeh.gob.gt/folleto/folleto_fuego.pdf

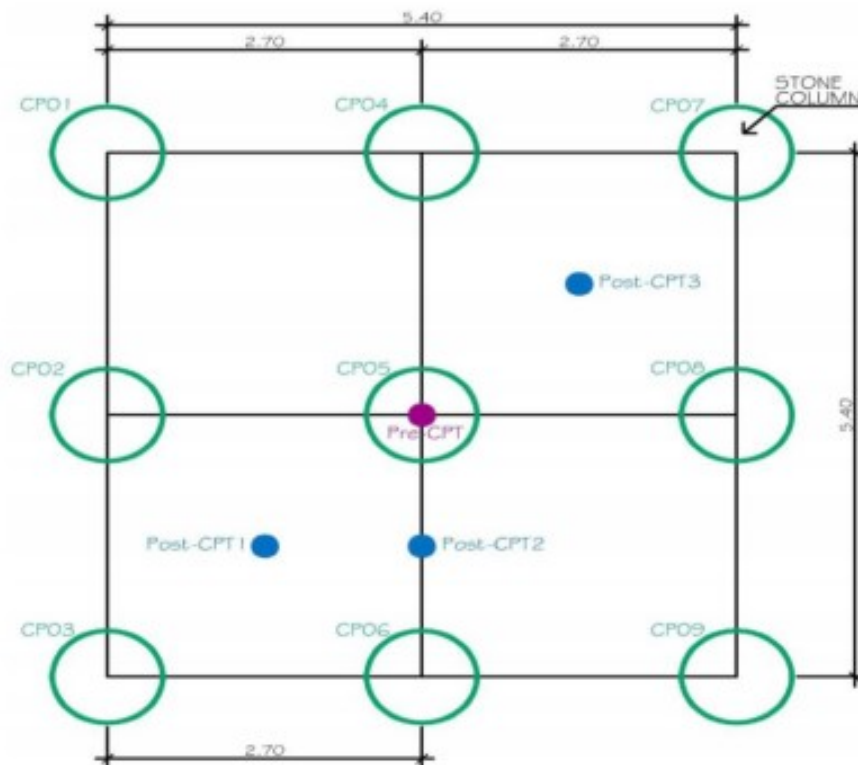
- Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (2018). *Marco tectónico para Guatemala*.
- Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático. (2016). *Plan de Respuesta Departamental ante Emergencias, -CONRED- Escuintla*. <https://icc.org.gt/wp-content/uploads/2017/07/Plan-de-Respuesta-Escuintla.pdf>
- Kayabasi, A. & Gokceoglu, C. (2019). *Evaluación del potencial de licuefacción de una región utilizando diferentes técnicas (Tepebasi, Eskisehir, Turquía)*. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0013795217318409>
- Kongar, I., Rossetto, T. & Giovinazzi, S. (2017). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. <https://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/17/781/2017/nhess-17-781-2017.pdf>
- Lazcano, S. (2012). *Perfiles de velocidad de onda de corte y análisis del comportamiento sísmico del suelo en el poniente de Guadalajara, Jal.* https://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/1_Reunion_Cancun/2_XXVI_Reunion_Nacional/6_Geotecnia_sismica/I5LADS_1.pdf
- López, L. A. & Durán, J. E. (s.f.). *Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá*. http://www.uptc.edu.co/export/sites/default/eventos/2013/cf/siisg/memorias/documentos/2_9USO_PIEZOCONO.pdf
- Matamoros, O. (1994). *Análisis de Amenaza de Licuefacción, Lavas, Lahares Y Caída de Cenizas Volcánicas en la Región Caribe Norte de Costa Rica*. https://books.google.com.gt/books?id=0tIOAQAAIAAJ&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false
- Méndez, C. G. (2008). *Análisis del Efecto de la Cohesión Aparente en la Capacidad Soportante de Cimentaciones Superficiales*. https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6227/analisis_de_la_cohesion_aparente_en_la_capacidad_soportante.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN). (s.f.). *Escalas de Magnitud*. <http://www.snet.gob.sv/ver/seccion+educativa/sismologia/escalas+de+magnitud/>
- Mississippi Department of Environment Quality. (2011). *Geologic maps and data for Mississippi*.
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO). (s.f.-a). *Clasificación de la aptitud de los suelos para la acuicultura*. http://www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s11.htm
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO). (s.f.-b). *Permeabilidad del suelo*. http://www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s09.htm
- Parra, D. (2018). *Licuación de suelos y resistencia cíclica*. <https://es.scribd.com/doc/2567670/licuacion-de-suelos-y-resistencia-ciclica-ing>
- Pérez, C. (2009). *Estructura geológica del valle de la ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión*.
- Plascencia, C. S. (2012). *Atlas de Riesgos Naturales del Municipio de Guadalajara 2011*. <https://iieg.gob.mx/contenido/GeografiaMedioAmbiente/ATLAS%5C%20RIESGOS%5C%20NATURALES%5C%20GUADALAJARA%5C%202012.pdf>
- Portocarrero, M. (s.f.). *COMPACIDAD RELATIVA (Cr, %) o DENSIDAD RELATIVA (DR, %)*. https://www.academia.edu/8591712/COMPACIDAD_RELATIVA_Cr_o_DENSIDAD_RELATIVA_DR

- Rauch, A. (1997). *EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes*. <https://vtechworks.lib.vt.edu/handle/10919/30346>
- Red de Seguridad y Defensa de América Latina. (2007). *Libro de la Defensa Nacional de la República de Guatemala - Primera parte*. <http://www.resdal.org.ar/Archivo/guate-libdef03-parte1.html>
- Red Sismológica Nacional (RSN). (2019). *¿Cuál es la diferencia entre magnitud e intensidad?* <https://rsn.ucr.ac.cr/documentos/educativos/sismologia/2504-cual-es-la-diferencia-entre-magnitud-e-intensidad#>
- Rondon, J. A. & Torrado, L. M. (s.f.). *Estabilidad de Taludes, Resistencia al Cortante*. <https://ingeassas.com/diapositivas/resistencia-al-cortante.pdf>
- RT. (2014). *La falla sísmica en el corazón de EE.UU. sigue activa y es peligrosa*. <https://actualidad.rt.com/actualidad/view/118001-falla-sismica-new-madrid-eeuu>
- Rubio, Á. (23 de enero de 2018). *Tamaño de Grano y Forma. Clase 3: Mecánica de Suelos*. Universidad del Valle de Guatemala.
- Rubio, Á. (10 de julio de 2018). *SPT CPT. Clase 3: Cimentaciones*. Universidad del Valle de Guatemala.
- S., S. K. J. & R., W. (2004). *The contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems*. Proc. 2nd Int Conf on Site Characterization, Porto, Portugal.
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. https://www.academia.edu/34844056/TRABAJO_PRACTICO_No4_PRESIONES_NEUTRAS_Y_EFECTIVAS
- Sanz, J. J. (1975). *Mecánica de Suelos*. España: Editorial Editores Técnicos Asociados, 1ra ed. https://books.google.com.gt/books?id=oQFZRKlix_EC&pg=PA36&dq=limites+de+Atterberg&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwiAgPql4fbrAhWFtVvKKhHdISB-HQQ6AEwAHoECAIQAg#v=onepage&q=limites%5C%20de%5C%20Atterberg&f=false
- Servicio Geológico Mexicano. (2017). *Causas, características e impactos*. <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html>
- Shelley, E. O., Mussio, V., Rodríguez, M. & Chang, J. G. A. (2015). *Evaluation of soil liquefaction from surface analysis, Vol. 54*(1), pp. 95-109. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0016-71692015000100007&lng=es&tlng=
- Sistema de Usuarios de Información Territorial. (2001). *Regiones Fisiográficas*. http://ide.segeplan.gob.gt/tablas/tablas_municipal/pdfs/12_Tablas_SanMarcos/tabla_43_12.pdf
- Stoke, K., Roesset, J., Bierschwale, J. & Aouad, M. (1988). *Liquefaction potential of sands from shear wave velocity*. http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/9_vol3_213.pdf
- Suárez, J. (s.f.). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/45-tomo-i.html?download=446:librodeslizamientosti-cap3>
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1973). *El suelo como material de retención*. http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_124_283_527_5187.pdf
- Tomás, A. (2011). *Tamaño de los Granos en los Suelos*.
- TRT Español. (2020). *La estructura geológica de Turquía fue formada hace 600 millones de años*. <https://www.trt.net.tr/espanol/programas/2019/01/04/turquia-es-el-miembro-de-la-onu-desde-1932-1119452>
- Universidad Nacional de Córdoba. (2006). *Riesgo, catástrofe y vulnerabilidad: la sociedad turca y los sismos de Mármara (1999)*. <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/5364701.pdf>

- Uyanik, O., Ekinici, B. & Uyanik, A. (2013). *Liquefaction analysis from seismic velocities and determination of lagoon limits Kumluca/Antalya example*. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0926985113001055>
- Ventayol, A. & Fernández, C. (2016). *Medida de la energía del ensayo SPT. Correcciones a aplicar*. <https://fernandeztadeo.com/Adobe/ARTICULO%5C%20INGEOPRES%5C%20208.pdf>
- Villalaz, C. C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: Editorial Limusa, 5ta ed.* <https://books.google.com.gt/books?id=Db2SQbBHVPQC&pg=PA163&dq=angulo+de+fricci%5C%C3%5C%B3n&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwic99Ty2vHrAhWH1FkKHdFmA08Qv=onepage&q=angulo%5C%20de%5C%20fricci%5C%C3%5C%B3n&f=false>
- Yepes, V. (2015). *Conceptos básicos del agua en medio poroso*. <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/ley-de-darcy/>
- Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Liam, W., Harder, L., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcouson, W., Martin, G., Miltchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., . . . Stokoe, K. (2001). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. https://www.researchgate.net/publication/242139393_Liquefaction_Resistance_of_Soils_Summary_Report_from_the_1996_NCEER_and_1998_NCEERNSF_Workshops_on_Evaluation_of_Liquefaction_Resistance_of_Soils

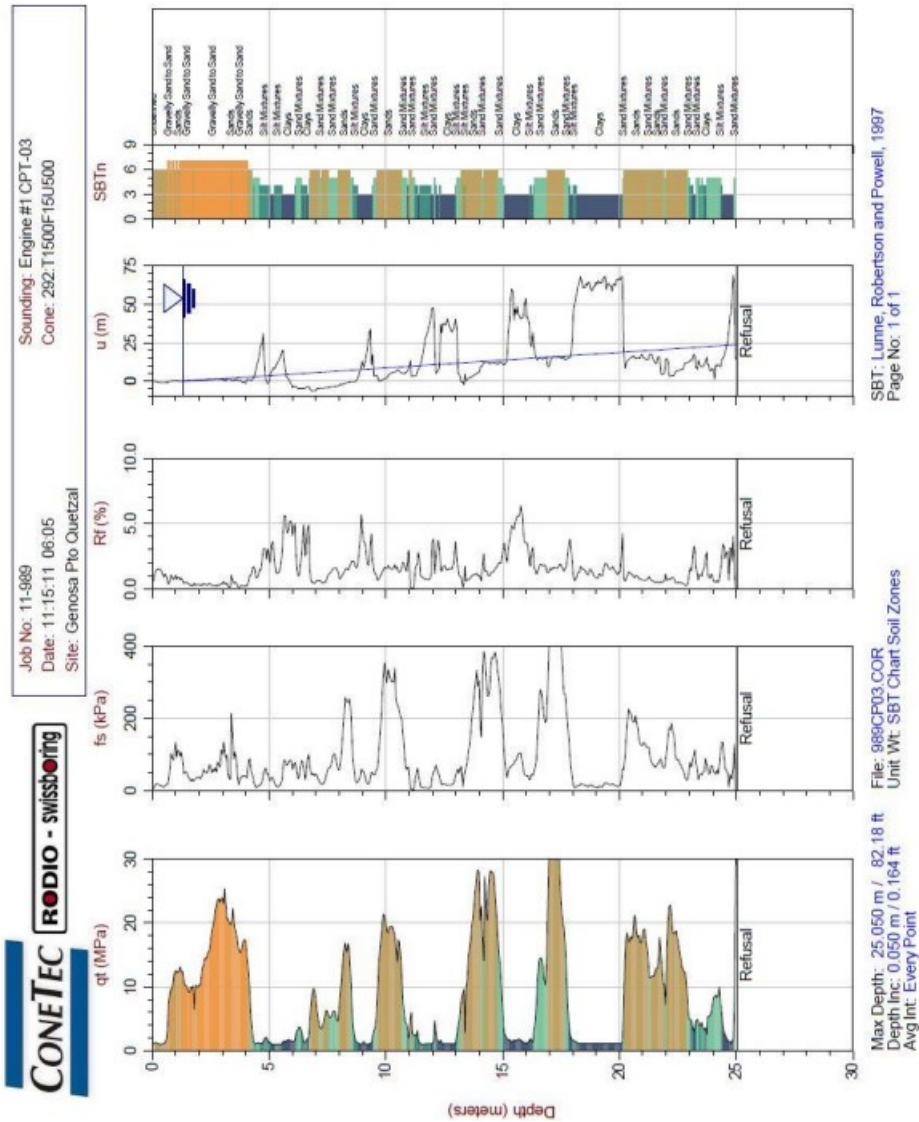
A. Mediciones utilizadas para la obtención de resultados en la Costa Sur del Guatemala

Figura 65: Distribución de mediciones con CPT en Genosa, Puerto Quetzal.



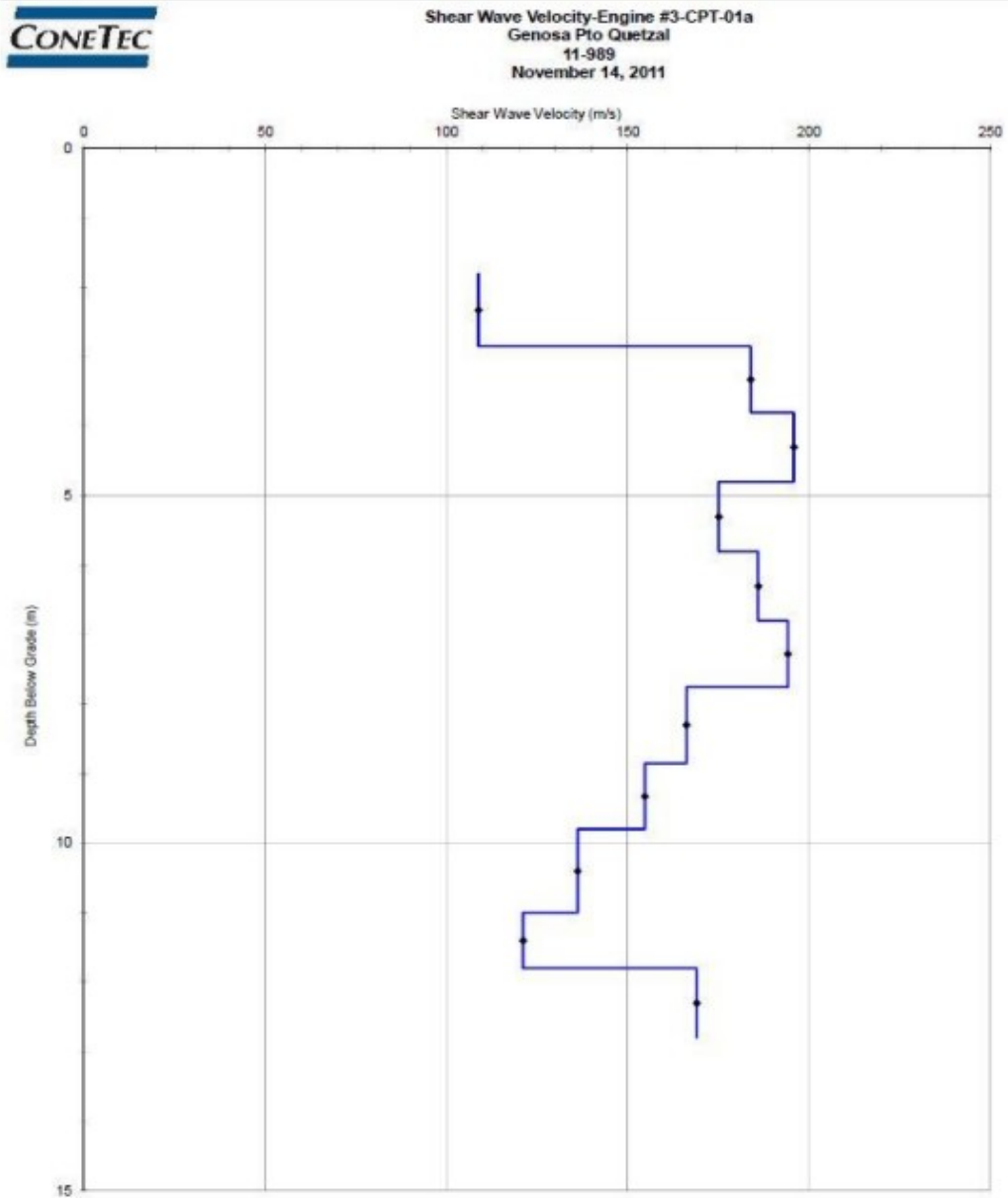
Fuente: (Diagrama de mediciones realizadas por Rodio Swissboring.)

Figura 66: Resultados de la medición con CPT (sondeo CP03) en Genosa, Puerto Quetzal.



Fuente:(Diagrama de mediciones realizadas por Rodio SwissBORING.)

Figura 67: Resultados de la medición con Vs en Genosa, Puerto Quetzal.



Fuente: (Diagrama de mediciones realizadas por Rodio Swissboring.)

B. Medición en campo del potencial de licuefacción por medio del método de V_s en la ciudad de Guatemala.

Figura 68: Instalación de la línea de geófonos y equipo receptor de ondas sísmicas (equipo de Terracon) en la ciudad de Guatemala.



Fuente: (Elaboracion propia)

Figura 69: Impacto con energía transmisora de la onda superficial.



Fuente: (Elaboracion propia)

Aluvi3n: Es un flujo de barro donde el agua arrastra el material suelto (detritos) por una ladera, quebrada o cauce. Puede viajar muchos kil3metros desde su origen, aumentando de tama1o a medida que avanza pendiente abajo transportando rocas, hojas, ramas, 1rboles y otros elementos, alcanzando gran velocidad. 84

Andesita: Roca 1gnea volc1nica de composici3n media, que contiene entre 52 y 63 % de s1lice, caracterizada por textura hipocristalina. Es t1pica de domos de lava y estratovolcanes. 87

Arc3sica: Tipo de arenisca, de grano mal redondeado, con un m1nimo de 25 % de feldespatos. Se deriva de las erosiones r1pidas de rocas 1gneas o metam3rficas. 87

Basalto: Roca 1gnea extrusiva de color oscuro, caracterizada por su presencia predominante en la corteza terrestre, poseyendo adem1s buenas caracter1sticas para su uso en la construcci3n. 87

Boleos o bloques rocosos: Fragmentos de roca que ha sido transportada y meteorizada haci3ndose ligeramente redonda y fragmentada. Debido a su tama1o y peso, su presencia en los dep3sitos naturales de suelo tiende a mejorar la estabilidad de las cimentaciones. 73

CPT: Abreviaci3n asignada al ensayo de penetraci3n de cono. 19

Cuarcita: Roca metam3rfica dura con alto contenido de cuarzo, originada normalmente sobre areniscas por transformaciones a altas presiones o temperaturas. 80

Dacita: Roca 1gnea con alta concentraci3n de hierro. Se encuentra en el intermedio de la composici3n entre andesita y riolita. 87

Detrito: Es el resultados de la descomposici3n de una masa s3lida en part1culas. 49

Dextral: Relativo a una falla de desplazamiento de rumbo o a una falla dextro-lateral en la que el bloque se desplaza a lo largo de la falla hacia la derecha. Si se desplaza hacia la izquierda, el movimiento relativo se describe como sinistral. La rotaci3n en sentido horario o espiralado tambi3n se describe como dextral. 76

Epicentro: Es el punto donde se proyecta el hipocentro directamente en la superficie terrestre, este punto es donde el sismo alcanza su mayor intensidad. 28

Escala Richter: También llamada escala de magnitud, se encarga de medir la energía sísmica liberada en cada sismo independientemente de su intensidad, realiza una medición cuantitativa. 30

Esquejes: Fragmentos de plantas separadas principalmente con fin reproductivo. 12

Granítico: De granito o relacionado con él, el cual es una roca ígnea intrusiva de color claro. 87

Hipocentro: Es el punto donde se origina el sismo, el cual se sitúa debajo de la superficie terrestre a pocos kilómetros hasta un máximo de 700 km de profundidad, el hipocentro también es llamado foco. 28

Hóloceno: Última y actual época geológica, perteneciente al período Cuaternario. Abarca desde el final del Pleistoceno (11,700 años atrás), hasta hoy. 87

Jal: Paquete volcánico de roca pómez localmente llamado “jal”. Flujos piroclásticos de pómez. 73

Licuación o licuefacción: Es la pérdida temporal de la resistencia al esfuerzo cortante y la rigidez de los depósitos de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida comúnmente por el paso de las ondas sísmicas. 7

Marga: Tipo de roca sedimentaria compuesta principalmente de calcita (mineral formado por carbonato cálcico) y arcillas, con predominio, por lo general, de la calcita, lo que le confiere un color blanquecino con tonos que pueden variar bastante de acuerdo con las distintas proporciones y composiciones de los minerales principales. 80

MASW: Abreviación asignada al análisis multicanal de ondas superficiales. 8

Pleistoceno: Es la primera época del período Cuaternario, comenzó hace 2.59 millones de años y finalizó hace 11,700 años. El Pleistoceno precede al Hóloceno. 87

Plioceno: Es la segunda época geológica del Neógeno, que precede al Mioceno, comenzó hace 5.33 millones de años y finalizó hace 2.59 millones de años. 87

Pumítica: De origen volcánico vítrea con baja densidad y porosa. 73

Riolita: Roca ígnea extrusiva, volcánica félsica, de color gris a rojizo con textura de granos finos o a veces también vidrio y composición química muy parecida a la del granito. 87

Roca basal: También llamada roca madre a la roca bajo las zonas recubiertas por materiales alterados o disgregados de la superficie. 48

SPT: Abreviación asignada al ensayo de penetración estándar. 11

Valor N: Es el número de golpes que representa la resistencia a la penetración del tubo de ensayo hincado en el suelo. El valor N, relacionado en golpes por pie, es igual a la suma de la cantidad de golpes (N) requeridos para hincar el muestrador sobre el intervalo de profundidad de 6 a 18 pulg. (0.15 a 0.45 m). 12

Vs: Abreviación asignada a la velocidad de onda de corte. 8