



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio de métodos de prevención y mitigación contra la
licuefacción en los suelos de Piura**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

**Kettyli Strella Orozco Tello
Leysy Lorena Seminario Velásquez**

Asesor(es):
Mgtr. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco

Piura, noviembre de 2020

Resumen Analítico-Informativo

Estudio de métodos de prevención y mitigación contra la licuefacción en los suelos de Piura

Kettyli Strella Orozco Tello

Leysy Lorena Seminario Velásquez

Asesor(es): Mgtr. Mariana Ferrer Sancarranco

Tesis.

Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, noviembre de 2020

Palabras claves: Sismicidad / placas tectónicas / licuación / fenómenos / potencial / métodos / prevención / mitigación / suelos / nivel freático / Piura.

Introducción: El fenómeno de licuación en los suelos puede afectar tanto a construcciones existentes como a las futuras. Sin embargo, existen investigaciones a nivel mundial de aplicaciones de diversas metodologías cuya finalidad es atenuar y, de ser posible, mitigar en su totalidad los efectos producidos por este desastre natural. Dado que la ciudad de Piura presenta factores condicionantes y que existen estudios que demuestran que algunas partes de la ciudad son potencialmente licuables, se dará a conocer diversas opciones que pueden ser empleadas según los requerimientos para darle solución a este problema

Metodología: El presente trabajo de investigación se ha desarrollado a partir de una amplia búsqueda bibliográfica de diversos autores que se han enfocado en dar soluciones al fenómeno descrito así como también en estudios que determinan que algunas zonas de Piura presentan potencial de licuación, para luego de ello seleccionar una zona de exploración y realizar cálculos de gabinete que permitan calcular el potencial de licuación con el objetivo de analizar los resultados obtenidos y de esta manera escoger la solución más óptima en relación a las condiciones encontradas.

Resultados: Esta investigación, permitió sintetizar en un cuadro la clasificación de los diferentes métodos existentes de mitigación y prevención ante licuación, basada en características, tipo de suelo (según SUCS), metodologías de aplicación, profundidad, parámetros que mejora y sus restricciones.

Conclusiones: De acuerdo a los modernos métodos de identificación de los suelos potencialmente licuables, Piura tiene zonas vulnerables al fenómeno de licuación. Para las condiciones de Piura, los métodos podrían ser usados para reducir esta vulnerabilidad son la consolidación dinámica rápida, el deep mixing, la vibrocompactación, la vibrosustitución, el premezclado, los pilotes o geomallas. Para el caso analizado en la presente tesis, dentro de la Universidad de Piura, el método apropiado es el de geomallas, pues supera las restricciones de acceso de equipos de gran tamaño y las vibraciones a edificaciones aledañas.

Fecha de elaboración del resumen: 9 de noviembre de 2020

Analytical-Informative Summary

Estudio de métodos de prevención y mitigación contra la licuefacción en los suelos de Piura

Kettyli Strella Orozco Tello

Leysy Lorena Seminario Velásquez

Asesor(es): Mgtr. Mariana Ferrer Sancarranco

Tesis.

Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, noviembre de 2020

Keywords: Seismicity / tectonic plates / liquefaction / phenomena / potential / methods / prevention / mitigation / soils / water table / Piura.

Introduction: The phenomenon of liquefaction in soils can affect both existing and future constructions. However, there is worldwide research on the applications of various methodologies whose purpose is to mitigate and, if possible, fully mitigate the effects produced by this natural disaster. Given that the city of Piura presents conditioning factors and that there are studies that show that some parts of the city are potentially liquefiable, various options will be made known that can be used according to the requirements to solve this problem.

Methodology: This research work has been developed from a wide bibliographic search of various authors who have focused on providing solutions to the phenomenon described as well as on studies that determine that some areas of Piura present potential for liquefaction, and then select an exploration area and perform cabinet calculations that allow calculating the liquefaction potential in order to analyze the results obtained and in this way choose the most optimal solution in relation to the conditions found.

Results: This research allowed to synthesize in a table the classification of the different existing methods of mitigation and prevention against liquefaction, based on characteristics, type of soil (according to SUCS), application methodologies, depth, parameters that improve and their restrictions.

Conclusions: According to modern methods for identifying potentially liquefiable soils, Piura has areas that are vulnerable to the phenomenon of liquefaction. For the Piura conditions, the methods that could be used to reduce this vulnerability are fast dynamic consolidation, deep mixing, vibrocompaction, vibrosubstitution, premixing, piles or geogrids. For the case analyzed in this thesis, within the University of Piura, the most appropriate method is that of geogrids, as it overcomes the access restrictions of large equipment and the vibrations to neighboring buildings.

Summary date: November 9th, 2020

Tabla de contenido

Introducción.....	1
Capítulo 1	3
Conceptos básicos	3
1.1. Sismicidad.....	3
1.1.1. Placas tectónicas.....	3
1.1.2. Movimiento de las placas tectónicas.....	4
1.1.3. Ondas sísmicas	4
1.1.4. Escalas sísmicas	5
1.2. Licuación	6
1.2.1. Comportamiento del suelo en estado de licuación.....	6
1.2.2. Fenómenos relacionados a licuación.....	7
1.3. Propiedades de suelos susceptibles a licuación	10
1.3.1. Criterio histórico	10
1.3.2. Criterio geológico.....	10
1.3.3. Criterio basado en la composición del suelo.....	10
1.3.4. Criterio basado en el estado del suelo	11
1.4. Iniciación de licuación	14
1.4.1. Superficie de flujo de licuación.....	14
1.5. Evaluación del potencial de licuación.....	17
1.5.1. Enfoque de esfuerzo cíclico	17
1.5.2. Enfoque de deformación cíclica.....	17
1.6. Factores que condicionan la licuación	17
1.6.1. Factores de suelo	17
1.6.2. Factores geológicos y topográficos	18
1.6.3. Factores de sismo	18

1.7. Métodos para calcular el potencial de licuación	18
1.7.1. Métodos de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970).....	18
1.7.2. Método de Seed y otros (1983 y 1985)	20
1.7.3. Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983).....	26
1.7.4. Parámetros de métodos actualizados.....	31
Capítulo 2	35
Propuestas de solución	35
2.1. Métodos de prevención de licuación	35
2.1.1. Consolidación dinámica clásica (CDC)	35
2.1.2. Compactación dinámica rápida.....	39
2.1.3. Deep mixing	42
2.1.4. Premezclado.....	45
2.1.5. Voladura.....	47
2.1.6. Vibro- compactación.....	49
2.1.7. Vibro- sustitución.....	55
2.1.8. Pilotes.....	59
2.1.9. Precarga.....	61
2.1.10. Geomallas.....	62
2.2. Métodos de mitigación ante licuación	63
2.2.1. Inyecciones de compactación.....	63
2.2.2. Chemical grouting.....	65
2.2.3. Micropilotes	69
2.2.4. Jet grouting.....	72
2.2.5. Ampliación de cimientos.....	75
2.3. Resumen de métodos de prevención y mitigación a licuación	78
2.4. Métodos aplicados en Perú	87
2.4.1. Puente de río Quilca – Arequipa	87
2.4.2. Bypass Sánchez Cerro – Piura	89
2.4.3. Planta de tratamiento de aguas residuales, San Martín – Piura.....	89
2.4.4. Planta industrial Stevia, Paita – Piura	90
Capítulo 3	91
Caracterización de Piura.....	91

3.1. Contexto geográfico de la ciudad de Piura	91
3.1.1. Ubicación geográfica.....	91
3.1.2. Climatología.....	92
3.2. Geología.....	94
3.2.1. Geomorfología	94
3.2.2. Hidrogeología.....	98
3.2.3. Hidrografía	99
3.3. Geotecnia	99
3.3.1. Tipos de perfiles estratigráficos según Pinto (1999).....	100
3.3.2. Clasificación SUCS.....	101
3.3.3. Profundidad de agua subterránea	102
3.4. Zonificación sísmica de Piura.....	103
3.5. Evaluación de posibilidad de ocurrencia de licuación.....	107
3.5.1. Antecedentes de licuación en Piura.....	108
3.5.2. Criterios determinantes para licuación.....	108
3.5.3. Estudios anteriores que determinan licuación en Piura.....	109
Capítulo 4	121
Evaluación de potencial de licuación en una zona de campus Udep	121
4.1. Ubicación y descripción de la zona de estudio	121
4.2. Determinación del potencial de licuación.....	124
4.2.1. Ensayo SPT	124
4.2.2. N corregido por las condiciones de campo [N60].....	124
4.2.3. Cálculo de esfuerzos.....	127
4.2.4. Aplicación método Seed e Idriss.....	131
4.3. Interpretación de resultados	134
Capítulo 5	135
Alternativas de solución	135
5.1. Propuesta para prevenir la licuación	135
5.1.1. Estudio geotécnico	135
5.1.2. Selección de método.....	136
5.1.3. Aplicación del método	138
Conclusiones.....	141

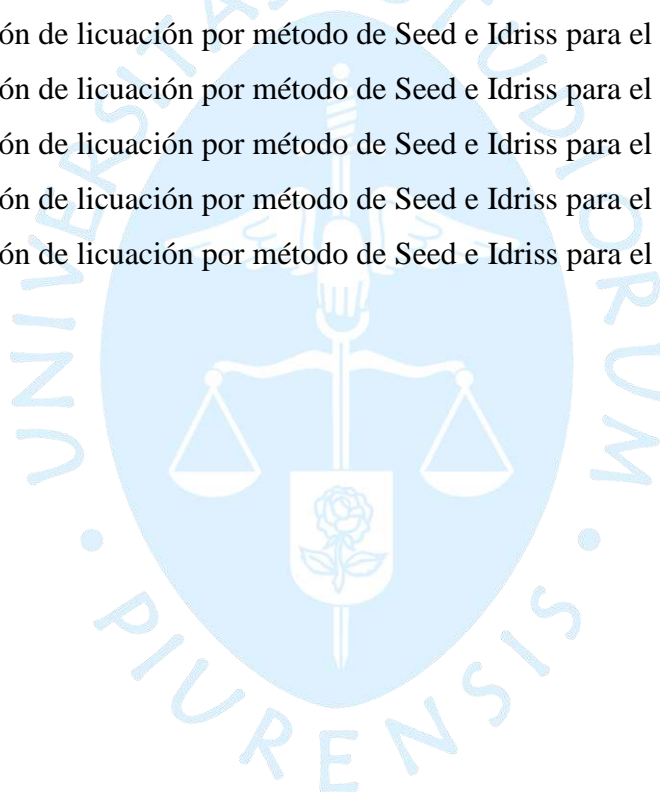
Recomendaciones	143
Referencias bibliográficas	147
Anexos	151
Anexo A: Certificados de laboratorios de ensayo SPT.....	153
A1. SPT- Sondaje 1	153
A2. SPT- Sondaje 2.....	154
A3. SPT- Sondaje 3.....	155
Anexo B: Cálculo de zonas con potencial de licuación de la ciudad de Piura	156
Anexo C: Mapas	163



Lista de tablas

Tabla 1. Factor de corrección por magnitud.....	21
Tabla 2. Factor de corrección por magnitud.....	28
Tabla 3. Susceptibilidad de licuación de arena limosas y arcillosas	30
Tabla 4. Granulometría y límites de Atterberg de suelos obtenidos de conos de arena en Jahuay.....	32
Tabla 5. Granulometría y límites de Atterberg de suelos obtenidos de material de deyección en Tambo de Mora.....	33
Tabla 6. Resumen de métodos de prevención para la licuación.....	79
Tabla 7. Resumen de métodos de mitigación para la licuación.....	84
Tabla 8. Registro histórico de terremotos en Piura	104
Tabla 9. Registro de sismos - Piura- 2017.....	105
Tabla 10. Registro de sismos - Piura- 2018.....	106
Tabla 11. Registro de sismos - Piura- 2019.....	107
Tabla 12. Resumen del cálculo del potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura	115
Tabla 13. Zonificación de riesgos en Piura y Castilla	116
Tabla 14. Resumen de N obtenidos en campo y nivel freático del ensayo SPT	124
Tabla 15. Corrección por eficiencia del martinete	125
Tabla 16. Corrección por el diámetro de perforación.....	126
Tabla 17. Corrección del muestrador	126
Tabla 18. Corrección por longitud de la barra.....	126
Tabla 19. Resumen de N obtenidos en campo y N60 corregido por condiciones de campo	126
Tabla 20. Cálculo de esfuerzos del sondaje 1.....	128

Tabla 21. Cálculo de esfuerzos del sondaje 2.....	129
Tabla 22. Cálculo de esfuerzos del sondaje 3.....	130
Tabla 23. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 1.	131
Tabla 24. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 2.	132
Tabla 25. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 3	133
Tabla 26. Selección del método de prevención	136
Tabla 27. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 21	156
Tabla 28. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 22.....	157
Tabla 29. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 28.....	158
Tabla 30. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 62.....	159
Tabla 31. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 70.....	160
Tabla 32. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 81	161
Tabla 33. Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 83.....	162



Lista de figuras

Figura 1. Comparación de la escala sísmica Mercalli y Richter	6
Figura 2. Estado de licuación	8
Figura 3. Representación del estado inicial y final después de la licuación de un terreno	9
Figura 4. Condiciones iniciales susceptibles de licuación de flujo o movilidad cíclica.....	9
Figura 5. Granulometría de suelos vulnerables a licuación.....	11
Figura 6. Esfuerzo – deformación, Esfuerzo desviador – relación de vacíos.....	12
Figura 7. Línea CVR empleada como límite entre los estados iniciales de suelos que son susceptibles o no a la licuación por flujo.....	12
Figura 8. Línea SSL como límite entre suelos susceptibles a flujo de licuación.	13
Figura 9. Respuesta de una muestra de suelo consolidado de arena suelta saturada.....	15
Figura 10. Flujo por licuación en muestras de suelo	16
Figura 11. Superficie de licuación por flujo	16
Figura 12. Relación entre la posibilidad de licuación y los valores de N_{SPT} para diferentes profundidades Z (m).	20
Figura 13. <i>Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N1)60$, para arenas limpias y sismo $M=7.5$ (Seed y otros,1985).</i>	21
Figura 14. <i>Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N1)60$, para arenas limosas y sismo $M=7.5$ (Seed y otros,1985).</i>	22
Figura 15. <i>Rango de valores de rd para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss,1982)</i>	24
Figura 16. Factor de corrección de SPT (CN).....	25
Figura 17. <i>Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N1)60$ (Seed y otros,1971)</i>	26
Figura 18. Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos τ_{av} / σ'_{vo} y el valor $NSPT$ corregido, $N1$, para arenas limpias.	29

Figura 19. Correlación de campo entre la relación de esfuerzos <i>cíclicos</i> $\tau_{av}\sigma'_{vo}$ y el valor NSPT corregido, N1 , para arenas con más del 10% de fino.	29
Figura 20. Compactación dinámica clásica	36
Figura 21. Impactos de energía de compactación dinámica clásica	36
Figura 22. Aplicación de la compactación dinámica en función del tipo de suelo	37
Figura 23. Medida de descenso de huella, control topográfico.	39
Figura 24. Compactación dinámica rápida (CDR)	40
Figura 25. “Distribución de puntos de compactación habitual en la CDR”	41
Figura 26. Deep mixing, método seco	44
Figura 27. Deep mixing método húmedo	45
Figura 28. “Configuraciones de tratamiento con Deep Mixing (según la sociedad japonesa de mecánica de suelos)”	45
Figura 29. Proceso de técnica de premezclado	46
Figura 30. Proceso de técnica de premezclado	47
Figura 31. Clasificación de voladuras en función de las cargas de explosivo.....	48
Figura 32. Método de explosivos	48
Figura 33. Proceso técnico de voladura.....	49
Figura 34. Reordenación de partículas durante vibrocompactación.....	50
Figura 35. Límites granulométricos representativos de la aplicación de Vibro-compactación.	51
Figura 36. Mallado del método de vibro-compactación.....	52
Figura 37. Área de influencia de la vibro-compactación.....	53
Figura 38. Proceso de Vibro-compactación	54
Figura 39. Espaciamiento efectivo entre columnas de grava	56
Figura 40. Aplicación de Vibrosustitución.....	58
Figura 41. Aplicación de pilotes.....	60
Figura 42. Aplicación de técnica de precarga.....	61
Figura 43. Reducción de relación de vacíos	61
Figura 44. Mecanismo disipador de presiones, para reducir efectos de licuación en arenas saturadas	63
Figura 45. Inyecciones de Compactación.....	64

Figura 46. Aplicación de inyecciones de compactación.....	65
Figura 47. Esquema de la inyección por fracturamiento	66
Figura 48. Distribución granulométrica de los suelos que pueden ser tratados con inyecciones de impregnación.....	67
Figura 49. Inyección por fracturamiento-impregnación.....	68
Figura 50. Penetrabilidad de los suelos según su tamaño de partícula.....	69
Figura 51. Diámetros de micropilotes	70
Figura 52. Recalce con micropilotes	71
Figura 53. Recalce mediante reticulado de micropilotes.....	72
Figura 54. Sistemas de fluido de la técnica Jet Grouting	73
Figura 55. “Sistema Superjet, Jet Grouting”	74
Figura 56. Soluciones para ensanche de cimientos	76
Figura 57. Recalce con castilletes pynford.....	76
Figura 58. Soluciones de puenteo y ensanche de cimientos corridos.....	77
Figura 59. Ensanche del cemento corrido con mejora local del terreno	77
Figura 60. Ensanche de Hormigón	78
Figura 61. Diseño de cimentación de los pilares del puente Quilca.....	87
Figura 62. Distribución de pilotes y columnas de jet grouting.....	88
Figura 63. Proceso constructivo de jet grouting en puente Quilca.....	88
Figura 64. Aplicación de método de vibro sustitución en el bypass av. Sánchez Cerro – Piura.....	89
Figura 65. Aplicación de método de vibro sustitución en planta de tratamiento de aguas residuales San Martín – Piura.....	90
Figura 66. Aplicación de método de vibro sustitución en la planta industrial, Paita - Piura	90
Figura 67. Promedio de temperatura normal en Piura.....	92
Figura 68. Fotografía de la caída del Puente San Miguel de Piura 1998	94
Figura 69. Periodo lluvioso El Niño 2017- Piura	94
Figura 70. Mapa de calificación de provincias según niveles de peligros sísmicos.....	109
Figura 71. “Probabilidad de licuación en la ciudad Piura para distintas profundidades” ..	120
Figura 72. Fotografía del SPT- Sondaje 1	122
Figura 73. Fotografía del SPT- Sondaje 2	122

Figura 74. Fotografía del SPT- Sondaje 3	123
Figura 75. Ubicación de sondajes en UDEP.....	123
Figura 76. Diagrama de esfuerzos vertical, con 2.35 m de nivel freático – Sondaje 1	128
Figura 77. Diagrama de esfuerzos vertical, con 3.2 m de nivel freático – Sondaje 2	129
Figura 78. Diagrama de esfuerzos vertical, con 2.15 m de nivel freático – Sondaje 3	130
Figura 79. “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 1 con 0.45g”	132
Figura 80. “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 2 con 0.45g”	133
Figura 81. “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 3 con 0.45g”	134
Figura 82. Área de sondaje 3- analizada.....	138
Figura 83. Aplicación de geomallas paso 1	138
Figura 84. Aplicación de geomallas paso 2.....	139
Figura 85. Aplicación de geomallas paso 3.....	139
Figura 86. Aplicación de geomallas paso 4.....	140

Lista de mapas

Mapa 1. “Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años,2014”	163
Mapa 2. “Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años,2014”	164
Mapa 3. “Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años 1993”	165
Mapa 4. “Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años,1993”	166
Mapa 5. Aceleraciones según la zona sísmica.....	167
Mapa 6. Relieve Topográfico de la ciudad de Piura.....	168
Mapa 7. Cuencas ciegas de la ciudad de Piura.....	169
Mapa 8. Geología de la ciudad de Piura.....	170
Mapa 9. Ubicación de los puntos de investigación de suelos en el área de estudio.....	171
Mapa 10. Clasificación de suelos de cimentación según SUCS.....	172
Mapa 11. Profundidad del agua subterránea.....	173
Mapa 12. Peligros de origen natural síntesis.....	174
Mapa 13. Potencial de licuación de suelos.....	175
Mapa 14. Estudio de suelos y peligros- Castilla -Piura.....	176

Introducción

Los métodos de prevención y mitigación contra el fenómeno de licuación en los suelos son empleados a nivel mundial con la finalidad de atenuar y, de ser posible, mitigar en su totalidad los efectos producidos por este desastre natural.

El presente estudio se ha desarrollado para satisfacer de alguna manera la necesidad de conocer la metodología y la aplicación de algunas de estas técnicas y de paso crear conciencia en la población de la magnitud de la catástrofe que podría generar este fenómeno.

El desarrollo de esta tesis, se divide en seis capítulos, cuyo contenido se resume a continuación:

El capítulo 1 describe los conceptos básicos que contextualicen al lector y lo ayude a comprender el desarrollo de los posteriores capítulos; en el capítulo 2 se presentan diversas metodologías que pueden ser aplicables a los suelos con potencial de licuación, tanto como prevención o mitigación.

El capítulo 3 describe las características y antecedentes del área de estudio y además se caracterizan los suelos de Piura.

A manera de ejemplo se presenta el capítulo 4 donde se realiza la evaluación del potencial de licuación en una zona de la UDEP, lo cual da pie al capítulo 5 donde se observan diferentes alternativas de solución y se determina el método más acorde para prevenir la licuación en dicho terreno.

Finalmente, a raíz del trabajo de tesis realizado se llega a una serie de conclusiones y recomendaciones, las cuales son presentadas en el capítulo 6.

Capítulo 1

Conceptos básicos

La tesis a desarrollar tiene como objetivo presentar a la comunidad en general los distintos métodos de prevención y mitigación ante la licuefacción en los suelos de Piura de manera sencilla. Es necesario entender en primera instancia los distintos contextos que engloban la manifestación de dicho fenómeno. Por ello en este primer capítulo se dará a conocer los conceptos básicos de sismicidad, licuación y los diferentes métodos que existen para calcular el potencial de licuación, con la finalidad de contextualizar y relacionar los sucesos precedentes y las características actuales en las que nos encontramos para de esta manera entender con facilidad los próximos capítulos.

1.1. Sismicidad

La sismicidad o los sismos hacen referencia a los movimientos abruptos que liberan energía que se encuentra en el interior de la tierra, esto ocurre cuando existe una ruptura de las capas de corteza los cuales se manifiestan como movimientos ondulatorios que pueden llegar a distintas magnitudes. Los sismos de menor magnitud se denominan como temblores, mientras que los que alcanzan mayores magnitudes son los terremotos, los cuales se relaciona estrechamente con el choque de placas tectónicas por reordenamiento abruptos de materiales de la corteza terrestre (Instituto Nacional de Defensa Civil [INDECI], 2018).

1.1.1. Placas tectónicas

La corteza terrestre está dividida en grandes y pequeños segmentos de tierra que se deslizan interactuando entre sí. Estas placas son muy importantes ya que originan los sismos, los volcanes y toda actividad que se puede presentar en el terreno.

Las placas tectónicas se clasifican en, placas oceánicas y las mixtas. Las placas oceánicas son las más densas y extensas, están cubiertas por la corteza oceánica por lo tanto ocupan mayor parte del planeta. Por otro lado, las placas mixtas ocupan espacios tanto continentales como oceánicos y son más pequeñas en comparación con las placas oceánicas (Servicio Geológico Mexicano [SGM], 2017).

1.1.2. Movimiento de las placas tectónicas

1.1.2.1. Movimiento divergente

“Se manifiesta cuando dos placas oceánicas se separan unas de otras y producen que la corteza adelgace y se fracture. Al continuar alejándose las placas esta nueva corteza oceánica es empujada hacia ambos extremos con lo cual da paso a que ascienda material del manto y se formen las llamadas dorsales o cordilleras oceánicas” (SGM, 2017).

1.1.2.2. Movimiento convergente

“Se manifiesta cuando dos placas chocan por tener movimientos en sentidos contrarios, la de mayor densidad se hunde debajo de la de menor densidad, lo que se conoce como zona de subducción y se caracteriza por deformación, vulcanismo, formación de montañas, metamorfismo, actividad sísmica, etc” (SGM, 2017).

1.1.2.3. Movimiento deslizante

“Se manifiesta cuando las placas se deslizan o resbalan en direcciones contrarias, de manera casi paralela a la dirección del movimiento de la placa lo que provoca zonas rocosas muy fracturadas (fallas) que pueden unir secciones de cordilleras oceánicas o de trincheras” (SGM, 2017).

1.1.3. Ondas sísmicas

“Las ondas sísmicas se propagan debido a la ocurrencia de los terremotos y están determinadas por la mecánica de los medios elásticos y, por tanto, sus velocidades dependen de las características elásticas del medio. Su distribución puede estudiarse mediante la observación de los tiempos de recorrido y amplitudes de estas ondas” (Instituto Geológico Nacional [IGN], 2015).

1.1.3.1. Ondas “P” o primarias

“Las ondas P son ondas internas o de volumen y son de mayor velocidad, por tanto, las primeras que se registran en los sismógrafos. Son de tipo longitudinal, es decir, las partículas rocosas vibran en la dirección de avance de onda. Se originan a partir del hipocentro y se propagan medios sólidos y líquidos en las tres direcciones del espacio” (IGN, 2015)

1.1.3.2. Ondas “S” o secundarias

Son las segundas en aparecer y son ondas internas más lentas de tipo transversal, es decir, la vibración de las partículas es perpendicular al avance de la onda. También se producen a partir del hipocentro y se propagan en forma tridimensional, pero únicamente a través de medios sólidos (IGN, 2015).

1.1.3.3. Ondas “L” o largas

“En la superficie libre de la Tierra y en otras discontinuidades de la corteza, se producen otro tipo de ondas que por propagarse a lo largo de estas superficies reciben el nombre de ondas superficiales. Estas ondas se propagan con velocidades inferiores a las de la onda S y su amplitud decrece con la profundidad. De estas ondas existen dos tipos: unas son las llamadas ondas Rayleigh, de movimiento vertical, y otras, las ondas Love, de movimiento horizontal. Estas ondas son las causantes de los terremotos” (IGN, 2015).

1.1.4. Escalas sísmicas

1.1.4.1. Escala Mercalli

“Es una evaluación cualitativa de la clase de daños causados por un sismo. Se caracteriza por presentar 12 grados establecidos en función de las percepciones y de los daños provocados en el terremoto a los bienes humanos” (SGM, 2017).

1.1.4.2. Escala Richter

Es una escala de medición cuantitativa, es decir, mide la energía sísmica liberada en cada sismo independientemente de la intensidad. Se basa en la amplitud de la onda registrada en un

sismograma ubicado. Es la manera más conocida y más ampliamente utilizada para clasificar los sismos (SGM, 2017).

En la Figura 1, se presenta un gráfico comparativo de las escalas sísmicas basados en la intensidad del sismo.



Figura 1: Comparación de la escala sísmica Mercalli y Richter
Fuente: Elaboración propia.

1.2. Licuación

La licuación es un fenómeno en el que suelos saturados, no consolidados y no cohesivos pierden su resistencia al corte debido a vibraciones del terreno y temporalmente se transforman a un estado licuado. En el proceso, el suelo experimenta una pérdida pasajera de resistencia que comúnmente hace que se produzca un desplazamiento o falla del terreno (Ballantyne, 1994)

1.2.1. Comportamiento del suelo en estado de licuación

La estructura de suelos granulares en estado suelto es metaestable, es decir que permanece en equilibrio débilmente estable durante un considerable periodo de tiempo y es susceptible a

colapsar. En un esqueleto colapsable, pequeñas deformaciones de corte pueden ser suficientes para producir una reorganización repentina de los granos, la cual puede implicar una reducción del número de contactos entre granos vecinos. Al colapsar la estructura de los granos del suelo, la carga es transferida instantáneamente del esqueleto mineral al agua que llena los vacíos resultando en un gran incremento en la presión de poros y disminuye drásticamente a resistencia al corte.

Debido al proceso de deformación los granos se orientan formando una nueva fábrica que ofrece una mínima resistencia al corte y entonces la masa alcanza un estado de deformación continua, semejando el flujo de un líquido viscoso. El esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación eventualmente alcanza un valor constante. Sin embargo, es importante tener en cuenta que si bien la resistencia final o residual puede ser muy baja es diferente de cero. Este tipo de deformación se denomina "flujo" o estado de deformación continua.

En el estado de "licuación", el cual puede ser temporal, se considera que los granos individuales existen como si estuvieran en suspensión en el agua. Una vez que se presenta la licuación, se inicia un proceso de flujo de agua hacia la frontera del depósito más permeable o hacia zonas donde los excesos de presión de poros sean menores. Simultáneamente con este flujo se produce una reorganización de los granos, los cuales al final del proceso adquieren una fábrica más densa. (Ishihara, 1985) (ver Figura 2).

1.2.2. Fenómenos relacionados a licuación

La generación de exceso de presión de poro bajo condiciones de carga sin drenaje es un sello distintivo de todos los fenómenos de licuación. Los fenómenos de licuación que resultan de este proceso se pueden dividir en dos grupos principales: licuación de flujo y movilidad cíclica.

1.2.2.1. Licuación de flujos

En la realidad la licuación de flujo se presenta con menos frecuencia que el de movilidad cíclica, aunque se debe mencionar que trae consecuencias mayores que los presentados por el fenómeno de movilidad cíclica.

La licuación de flujo se presenta bajo la aplicación de una carga estática, donde el esfuerzo de corte solicitado para lograr el equilibrio estático del suelo es mayor que su fuerza de corte

en estado licuado. Cuando esto sucede las deformaciones mayores ocasionadas por la licuación de flujo son en realidad producidas por las tensiones de corte estático. Estas tensiones llevan al suelo a disminuir tanto su resistencia que permiten que se de origen a las fallas de flujo.

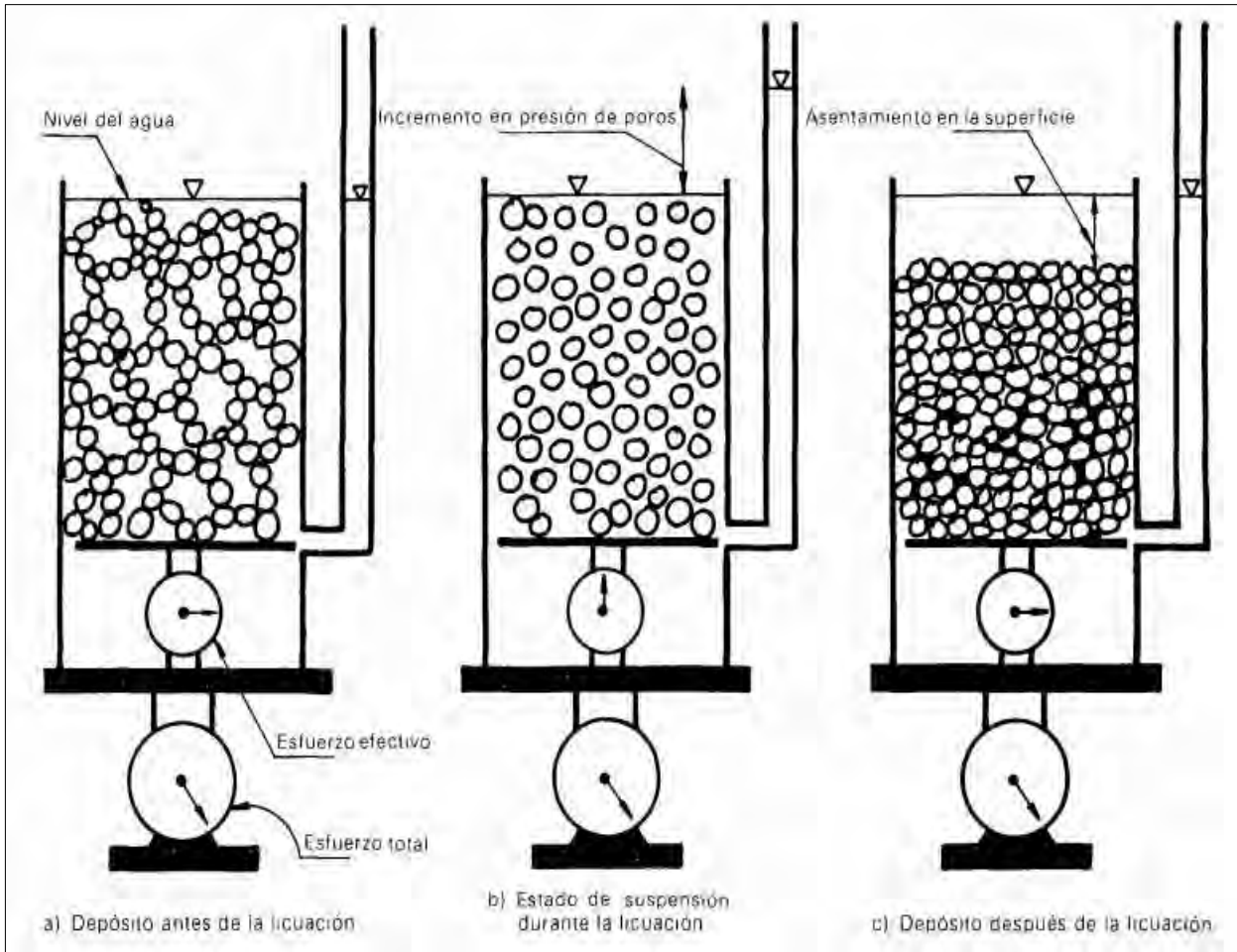


Figura 2: Estado de licuación
Fuente. Tomado de (Ishihara, 1985)

Las fallas de flujo por licuación son las más catastróficas y se caracterizan por originarse repentinamente produciendo rápidos movimientos de suelo, que presentan altas deformaciones y se movilizan a grandes distancias (ver Figura 3).

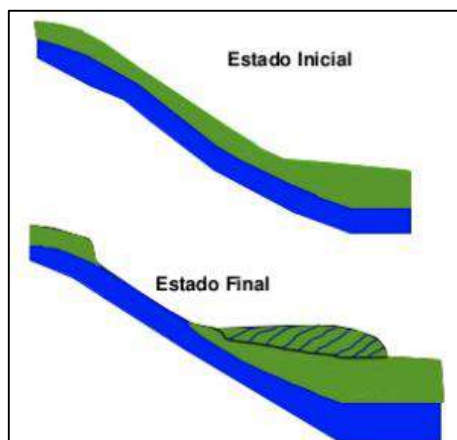


Figura 3: Representación del estado inicial y final después de la licuación de un terreno

Fuente. Tomado de (Youd, 1993)

1.2.2.2. Movilidad cíclica

Caso contrario a la licuación de flujo, la movilidad cíclica ocurre cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia al corte del suelo licuado, y las deformaciones ocasionadas por este fenómeno aparecen gradualmente durante el terremoto, como puede apreciarse en la Figura 4. En este caso estas deformaciones son impulsadas por tensiones de corte cíclicas y estáticas y son denominadas expansión lateral y se presentan tanto de manera suave e inclinada, aunque también plana en suelos adyacentes a cuerpos de agua (Kramer , 1996).

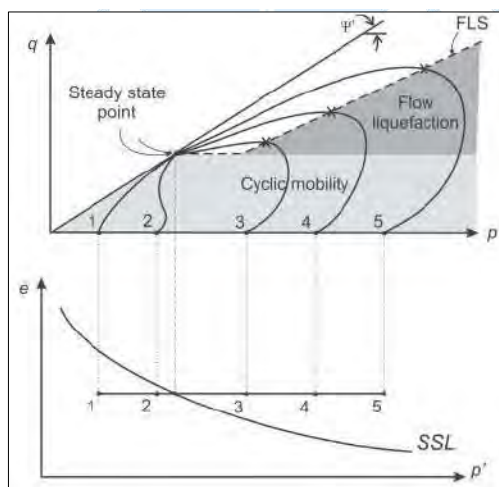


Figura 4: Condiciones iniciales susceptibles de licuación de flujo o movilidad cíclica.

Fuente. Tomado de (Stanislav, 2008)

1.3. Propiedades de suelos susceptibles a licuación

Como sabemos no todos los suelos son licuables, sin embargo, si el suelo es susceptible, los asuntos de iniciación de licuación deben abordarse y también los efectos. Existen varios criterios por los cuales se puede medir la susceptibilidad a la licuación, con los cuales se puede evaluar el grado de susceptibilidad del suelo a ser licuable (Kramer , 1996).

“En 1996 Kramer, determinó criterios tipo histórico, geológico, basados en la composición y en el estado del suelo, para evaluar la susceptibilidad de un suelo con riesgo a licuar” (Garzón, 2012).

1.3.1. Criterio histórico

Estudios han demostrado que “el comportamiento de los depósitos frente a la licuación es recurrente en los mismos sitios, por tal motivo es considerado como una prueba de ocurrencia” (Garzón, 2012). Además, se ha registrado que los casos de licuación están limitados geográficamente a aquellos sitios que tienen actividad sísmica y aquellos localizados dentro de una distancia determinada desde la distancia epicentral.

1.3.2. Criterio geológico

Garzón (2012), afirma que “dependiendo del origen geológico, el suelo puede ser afectado y llegar a presentar en el futuro procesos de licuación. En los casos de depósitos aluviales, coluviales y eólicos cuando éstos se encuentran saturados es probable que sean susceptibles a la licuación”.

“La susceptibilidad de que se presente licuación en los depósitos antiguos no es tan crítica como la de los depósitos recientes. Los suelos del Holoceno han mostrado ser más susceptibles a licuación que los del Pleistoceno y la licuación en suelos Pre-Pleistoceno es muy rara” (Garzón, 2012).

1.3.3. Criterio basado en la composición del suelo

Asimismo, Garzón (2012), describe que “la composición física de un suelo es determinante para determinar la susceptibilidad de licuación y para que se genere, se requiere el aumento de la presión de poros y éste depende del potencial de cambio de volumen del depósito, el cual está asociado a la granulometría (tamaño y forma de las partículas, la

plasticidad, contenido de finos)”. Respecto a la Figura 5, es claro que los suelos licuables son principalmente las arenas y potencialmente licuables, tenemos los limos y las gravas; todos estos suelos carecen de cohesión (Xenaki et al. 2003).

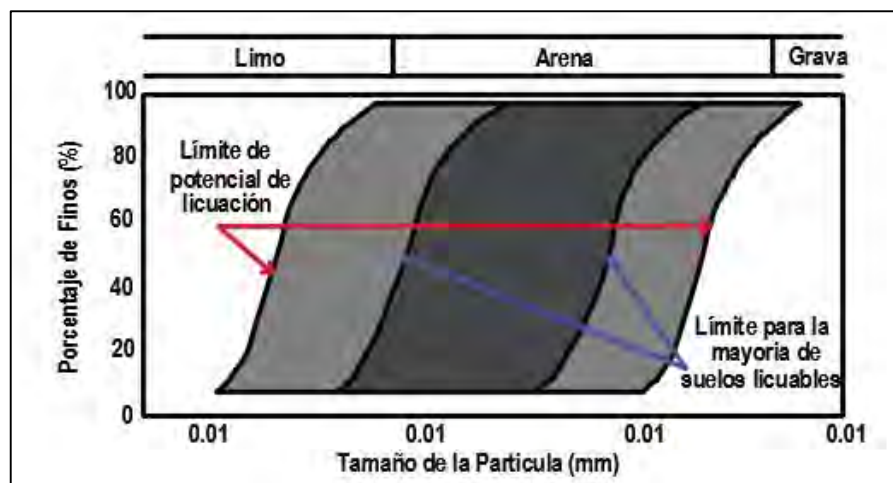


Figura 5: Granulometría de suelos vulnerables a licuación
Fuente. Tomado de Xenaki et al. 2003

1.3.4. Criterio basado en el estado del suelo

Según Garzón (2012) para que se de la licuación “influye el estado inicial del suelo, a partir de los esfuerzos efectivos a los que está sometido y a su densidad in situ, puesto que la tendencia de un suelo a densificarse bajo condiciones de cargas cíclicas depende de éstos, los que a su vez están estrechamente ligados a la presión de poros por lo tanto los suelos sueltos son más susceptibles a licuación que los densos”.

Este criterio es diferente para el flujo de licuación como para movilidad cíclica.

1.3.4.1 Relación de vacíos crítica

Ensayos triaxiales realizados a suelos sueltos y a suelos densos mostraron que los primeros presentaron inicialmente una contracción o densificación, mientras que los otros ocurrió el proceso inverso, es decir se contrajeron y luego rápidamente se dilataron. Todas las muestras ensayadas a una misma presión efectiva de confinamiento dieron como resultado una misma densidad cuando se les forzó para llegar a deformaciones mayores. Esta relación de vacíos que corresponde a esta densidad constante adoptó el nombre de relación de vacíos crítica

(CVR). Casagrande llegó a la conclusión de que esta relación de vacíos crítica estaba relacionada directamente con la presión efectiva de confinamiento.

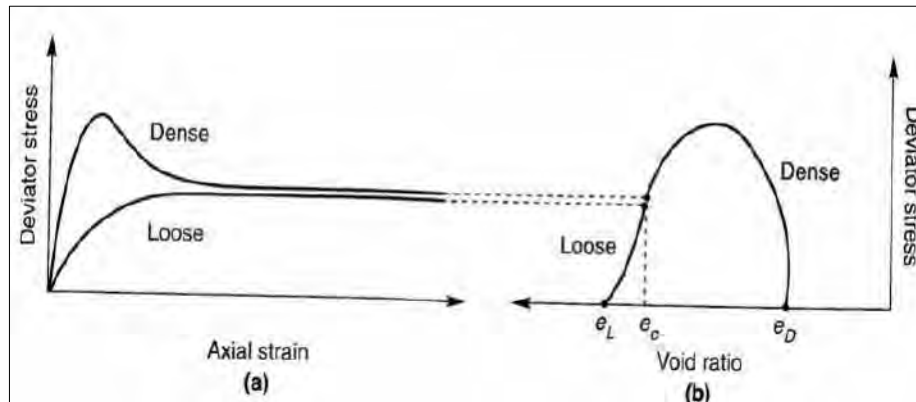


Figura 6: Esfuerzo – deformación, Esfuerzo desviador – relación de vacíos
Fuente. a) Esfuerzo – deformación, b) Esfuerzo desviador – relación de vacíos.
 Tomado de (Kramer , 1996).

Según la Figura 6, la línea CVR define el límite entre el comportamiento de contracción y dilatación y en consecuencia se determina el límite entre los estados en que un suelo es susceptible o no a flujo por licuación:

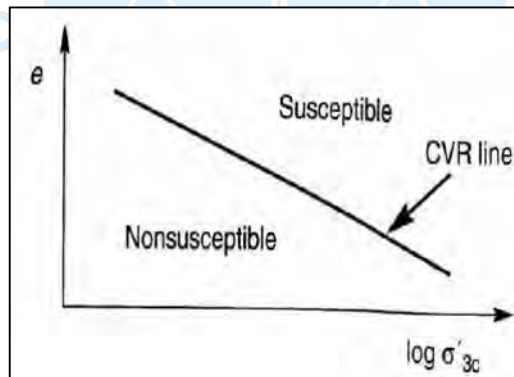


Figura 7: Línea CVR empleada como límite entre los estados iniciales de suelos que son susceptibles o no a la licuación por flujo.
Fuente. Tomado de (Kramer , 1996).

1.3.4.2 Estado constante de deformación

Castro (1969) ensayó pruebas cíclicas y estáticas tanto a suelos isotrópicos consolidados como a suelos anisotrópicos consolidados, de los cuales se obtuvieron tres tipos de comportamiento esfuerzo – deformación.

En primer lugar, se mostró la relación existente entre la presión efectiva de confinamiento y la relación de vacíos a grandes deformaciones, esta relación la describe la “línea de estado constante” (SSL). Los suelos que den por encima de esta línea presentarán licuación por flujo en caso el esfuerzo de corte estático supere a su estado de deformación constante (SSu).

Por otro lado, el estado en el que el suelo fluye de manera continua bajo un esfuerzo de corte y una presión de confinamiento, volumen y velocidad constante fue establecida como estado constante de deformación.

Finalmente, se concluyó que la movilidad cíclica sucederá en suelos que estén por debajo y encima de esta línea, es decir en suelos densos y suelos sueltos.

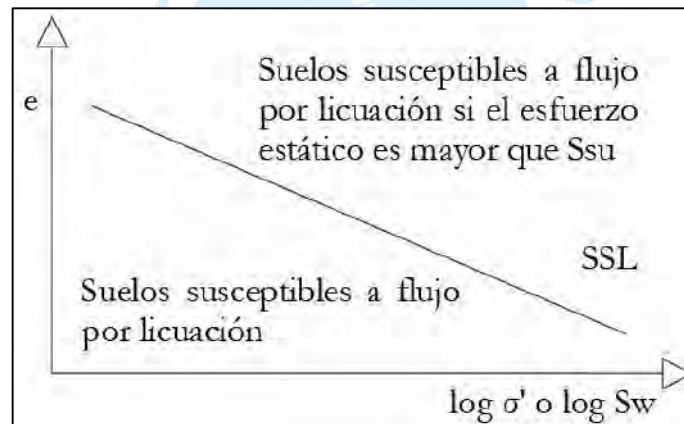


Figura 8: Línea SSL como límite entre suelos susceptibles a flujo de licuación.

Fuente. Tomado de (Kramer , 1996).

El parámetro de estado es la diferencia entre el estado inicial y la línea de estado constante. Cuando este sea positivo, el suelo se contraerá y puede presentar flujo de licuación, en cambio cuando este sea negativo el suelo tenderá a expandirse y no será susceptible a flujo por licuación.

El comportamiento de los suelos sueltos y la proximidad del estado inicial deber estar más relacionados a la línea de estado constante (SSL), que a los valores de su densidad; es decir los suelos que se encuentren a una distancia equivalente de la línea de estado constante se comportarán de manera semejante (ver Figura 8).

1.4. Iniciación de licuación

A diferencia de que la movilidad cíclica es un fenómeno que se presenta ante un sismo, el flujo de licuación, puede darse no solo por la ocurrencia de un sismo, sino también por fuentes de vibración, equipos de perforación, exploraciones geofísicas y fuertes explosiones, ya que su ocurrencia depende de una perturbación bastante grande para darle inicio.

1.4.1. Superficie de flujo de licuación

El camino de esfuerzos que describen las condiciones de la presión efectiva en la iniciación del flujo de licuación es llamada superficie de flujo de licuación (FSL), la cual ayuda a entender la relación entre varios fenómenos de licuación y también a evaluar el comportamiento de los suelos licuables durante y después del sismo.

1.4.1.1 Carga uniforme

Las condiciones iniciales del flujo de licuación se dan cuando el suelo está expuesto a un incremento uniforme de esfuerzos. Se toma como ejemplo la respuesta de una muestra de suelo isotrópico consolidado suelto de arena saturada no drenada a una compresión triaxial de esfuerzos controlados.

Como se muestra en la Figura 9, inicialmente (punto A) la muestra se encuentra en equilibrio drenado debido a una presión de confinamiento inicial, sin esfuerzo de corte y sin exceso de presión de poros, es decir su estado inicial está por encima de la línea de estado constante, por lo cual el suelo se contrae.

Cuando el corte no drenado inicia, el estado de contracción produce un exceso de presión de poros tal que moviliza la resistencia del suelo a su punto máximo (punto B). En este punto la presión de poros presente es mínima, por lo cual la muestra de suelo se vuelve inestable y colapsa. Como la muestra se deforma desde el punto B al C, el exceso de presión de poros aumenta potencialmente. Del punto C en adelante la muestra de suelo está en estado constante de deformación, caso en el que la presión efectiva de confinamiento es solo una fracción pequeña inicial. El flujo por licuación fue iniciado en el instante en que la muestra de suelo se convirtió en irreversiblemente inestable (punto B).

Si consideramos el resultado de una serie de muestras de suelo triaxiales en un inicio consolidadas a igual relación de vacíos a diferentes presiones de confinamiento, obtendremos

que todas alcanzarán la misma presión de confinamiento en su estado constante de deformación, aunque lo harán por caminos distintos.

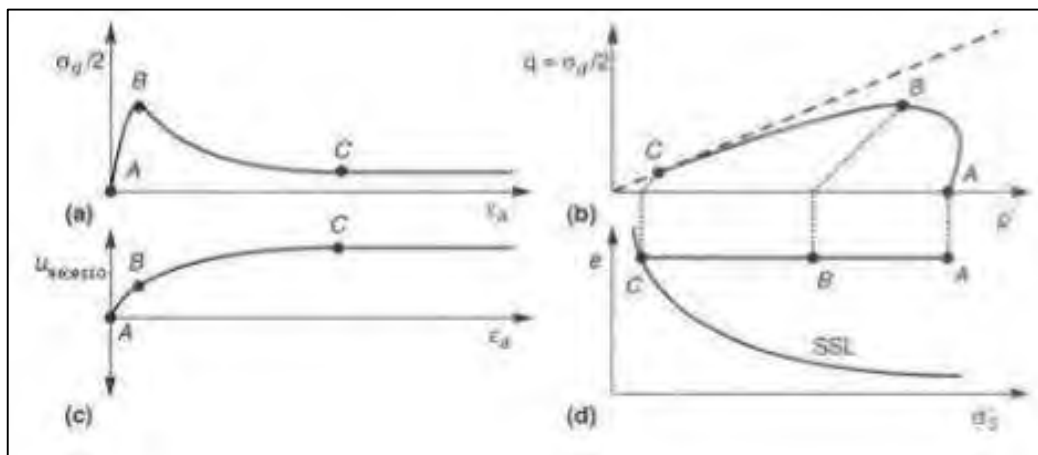


Figura 9: Respuesta de una muestra de suelo consolidado de arena suelta saturada.

Fuente. a) Curva esfuerzo – deformación, b) camino de esfuerzos efectivos, c) exceso de esfuerzos efectivos, d) presión efectiva de confinamiento. Tomado de (Kramer , 1996).

1.4.1.2 Carga cíclica

Partiremos del resultado de dos muestras de suelo idénticas triaxiales, consolidadas anisotrópicas de arena suelta saturada.

En un inicio, ambas muestras se encuentran en equilibrio drenado (punto A) bajo esfuerzo de corte estático, que es mayor a la resistencia en estado constante de deformación (S_{su}).

Una de las muestras es cargada uniformemente (bajo condiciones no drenadas); la resistencia la corte presenta un valor elevado cuando el camino de esfuerzos alcanza la FLS (punto B). En este punto la muestra se vuelve inestable y se deforma muy rápido en dirección al estado constante de deformación (punto C).

La otra muestra es cargada cíclicamente en condiciones no drenadas, el camino de esfuerzos efectivos se mueve hacia la izquierda como un exceso en la presión de poros y una acumulación permanente de deformación. Cuando el camino de esfuerzos efectivos alcanza la FLS (punto D), la muestra llega a ser inestable, deformándose con dirección al estado constante de deformación (punto C).

Como resultado podemos observar que ambos casos cayeron en FLS a pesar de que las condiciones de presión efectiva en la iniciación de la licuación (punto B y punto D) fueron diferentes.

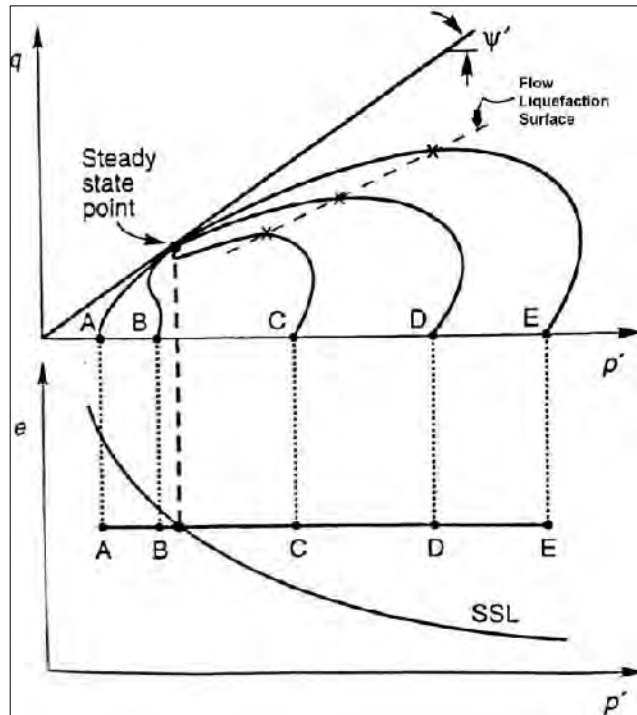


Figura 10: Flujo por licuación en muestras de suelo
Fuente. El flujo por licuación en muestras de suelo C, D y E es iniciado en los puntos marcados con "X". La línea punteada que pasa por estos puntos define la superficie de flujo por licuación (FLS). Tomado de (Kramer , 1996).

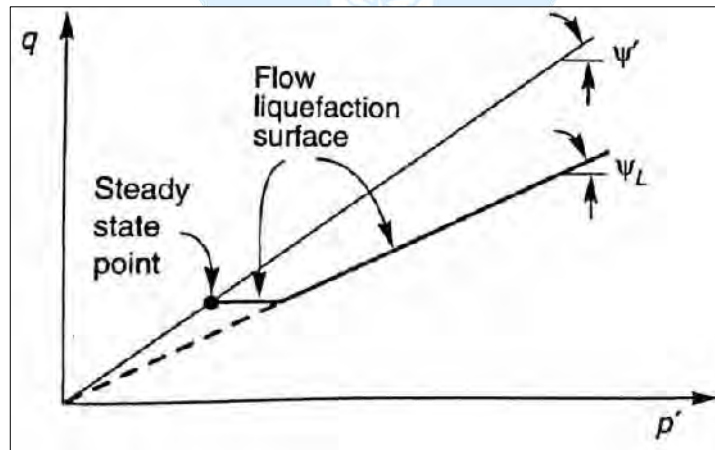


Figura 11: Superficie de licuación por flujo
Fuente. Tomado de (Kramer , 1996).

1.5. Evaluación del potencial de licuación

Se han desarrollado enfoques para la evaluación del potencial de licuación. Los más aplicados son el enfoque de esfuerzo cíclico y el enfoque de deformación cíclica, presentando cada uno ventajas y desventajas.

1.5.1. Enfoque de esfuerzo cíclico

Se basa en que la carga inducida por el sismo es expresada en términos de esfuerzos de corte cíclicos, y es comparada con la resistencia del suelo a la licuación, que también es expresado en términos de esfuerzos de corte cíclicos, y es comparada con la resistencia del suelo a la licuación, que también es expresado en términos de esfuerzos de corte cíclicos. En lugares donde la carga supere la resistencia se espera que se presente licuación.

1.5.2. Enfoque de deformación cíclica

Este enfoque emplea la deformación o tensión cíclica para caracterizar la carga inducida por el sismo y la resistencia a la licuación, en lugar de emplear el método de esfuerzos cíclicos. Cabe resaltar que éste se basa en evidencia experimental que muestra que la densificación de arenas secas es controlada por deformaciones cíclicas más que por el esfuerzo cíclico, y por la existencia de un límite o umbral de deformación volumétrica por corte bajo el cual la densificación no ocurre.

1.6. Factores que condicionan la licuación

Los resultados de varias investigaciones han mostrado que densidad relativa y el estado inicial de esfuerzos no son suficientes para caracterizar el comportamiento mecánico de suelos granulares.

Garzón (2012), cita que “los factores que condicionan el proceso de licuación se tienen: Factores del suelo, factores geológicos y topográficos y factores sísmicos.

1.6.1. Factores de suelo

- “La edad del depósito, el grado de consolidación.
- Granulometría (D10, D30, D50 y D60, contenido de finos, coeficiente de uniformidad, contenido de la fracción arcillosa, coeficiente de gradación)

- Densidad relativa
- Resistencia a la penetración estándar (Ensayo SPT).
- Espesor del estrato licuado y del suelo sobre este estrato” (Garzón, 2012).

1.6.2. Factores geológicos y topográficos

- “Composición de los estratos y su origen
- Espesor total de los sedimentos consolidados
- Profundidad del nivel freático
- Condiciones de drenaje
- Inclinación del terreno” (Garzón, 2012).

1.6.3. Factores de sismo

Garzón Amórtegui, (2012) afirma que: “para que se presente licuación es necesaria la presencia de un evento detonante, que para este caso corresponde a un sismo. Hacen parte de los factores sísmicos”:

- “Magnitud o intensidad del sismo y distancia epicentral
- Condiciones del sitio
- Tipos de ondas generadas, propagación de las mismas y velocidad de onda de corte Vs
- Tipo de fallamiento y profundidad de la falla
- Aceleración Pico” (Garzón, 2012).

1.7. Métodos para calcular el potencial de licuación

Los métodos descritos, se basan en el número de golpes del SPT.

1.7.1. Métodos de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970)

Ambos criterios se basan en el análisis de las condiciones de los suelos de distintos sitios de Japón en los cuales ocurrió licuación, especialmente en Niigata (1964).

1.7.1.1. Métodos de Kishida (1969)

Este criterio fue propuesto en el año 1969 por el científico japonés Kishida, quién indica que puede ocurrir licuación, bajo sismos de magnitud $M \geq 7$, si se cumplen las siguientes condiciones:

- El nivel freático está cerca de la superficie
- Las características granulométricas satisfacen las ecuaciones (1) y (2):

$$2\text{mm} > D_{50} > 0.074\text{ mm} \quad (1)$$

Donde:

D_{50} Es el tamaño efectivo medio

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ y } Cu < 10 \quad (2)$$

Donde:

Cu es el coeficiente de uniformidad

D_{60} y D_{10} son los tamaños efectivos que dejan pasar, respectivamente.

El 60 y el 10% en peso, de las partículas.

- El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del licuable, es menor que 8m.
- La relación entre el espesor del estrato no licuable, es menor que 1.
- La presión efectiva del esfuerzo de preconsolidación (σ'_c) es menor que 2 kg/cm^2
- La compacidad relativa (C_r) es menor que el 75%
- Para la profundidad considerada, el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT), es menor que el valor límite dado por la Figura 12

1.7.1.2. Métodos de Ohsaki (1970)

Meses después, como resultado de estudios independientes, se propone la metodología de Ohsaki, quién consideraba que los suelos licuan bajo las siguientes condiciones:

- El nivel freático está cerca de la superficie
- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones (3) y (4):

$$2\text{ mm} < D_{60} < 0.2\text{ mm} \quad (3)$$

$$D_{10} < 0.1\text{ mm} \quad (4)$$

Donde:

D_{60} y D_{10} los tamaños efectivos que dejan pasar, respectivamente, el 60 y 10% en peso, de las partículas.

- El número de golpes de la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) es menor que dos veces la profundidad Z expresada en metros.

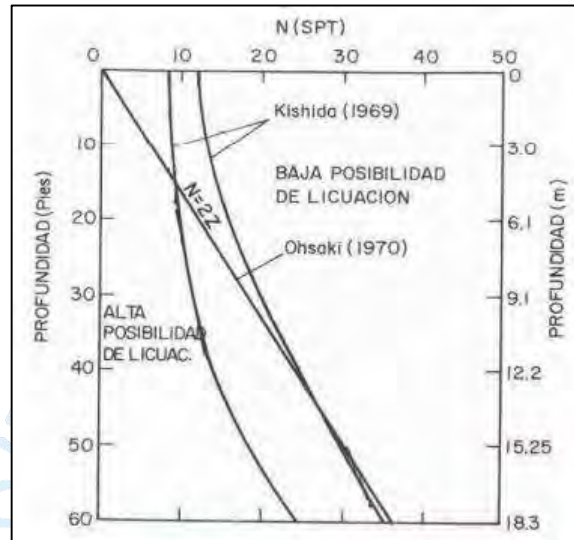


Figura 12: Relación entre la posibilidad de licuación y los valores de N_{SPT} para diferentes profundidades Z (m).

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

1.7.2. Método de Seed y otros (1983 y 1985)

Este método se basa a partir del estudio del comportamiento (licuación – no licuación) de los suelos arenosos saturados, Seed y otros recopilaron información de diversos terremotos de diferentes partes del mundo, con lo cual, lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno, expresadas fundamentalmente, a través del número de golpes en el ensayo de penetración estándar (N_{SPT}).

La aplicación del método original se realiza utilizando la Figura 13 (para arenas limpias) y Figura 14 (para arenas limosas) , donde se incluyen los puntos cuyas coordenadas son la relación de esfuerzos cíclicos promedio (τ^{prom}/σ'_v) inducida por el sismo y el número de golpes corregido (N_1) obtenido con SPT. Cabe recalcar que los resultados son para un sismo con magnitud de 7.5. si se desea calcular para otra magnitud, se utiliza un factor de corrección, el cual se puede obtener de la Tabla 1 (Henríquez, 2007)

Tabla 1 Factor de corrección por magnitud

Magnitud, M	$CSR_M/CSR_{M=7.5}$
$5\frac{1}{4}$	1.50
6	1.32
$6\frac{3}{4}$	1.13
$7\frac{1}{2}$	1.00
$8\frac{1}{2}$	0.89

Fuente. Tomado de (Kramer, 1996).

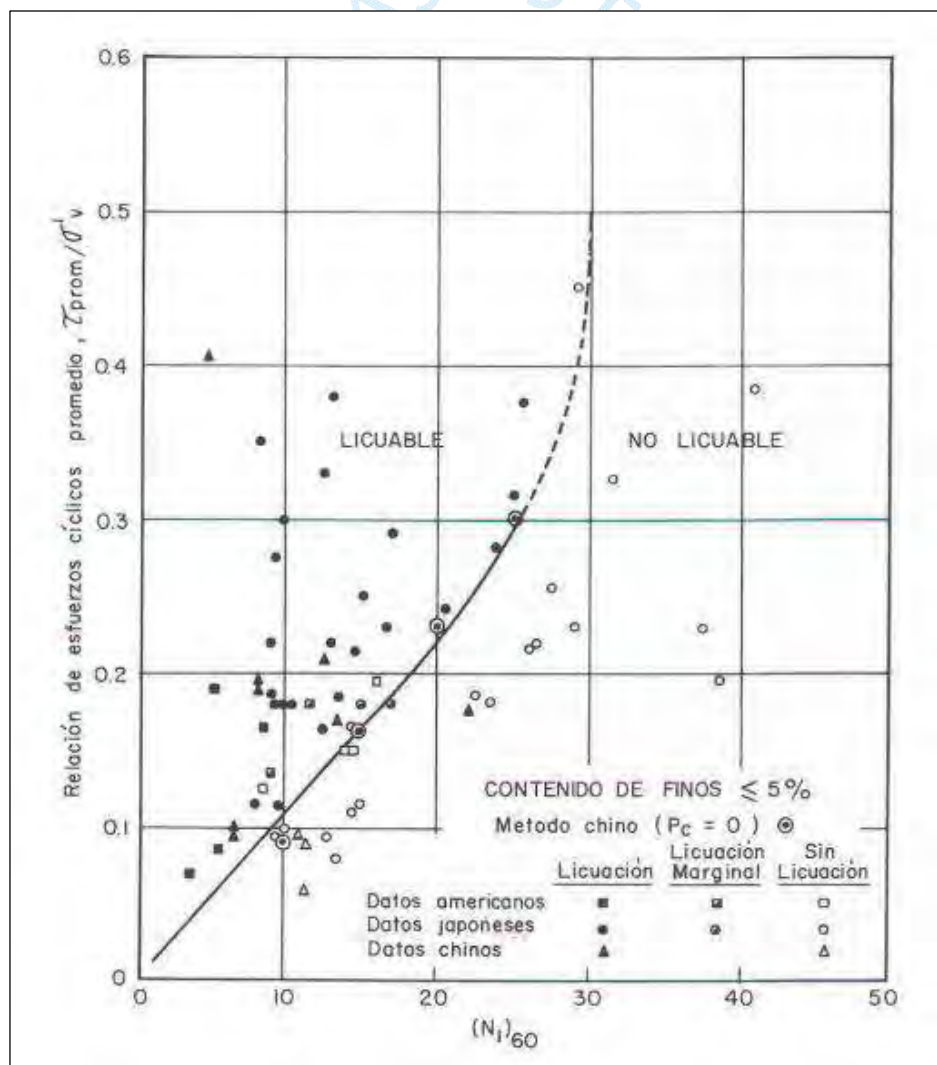


Figura 13: Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N_1)_{60}$, para arenas limpias y sismo $M=7.5$ (Seed y otros, 1985).

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

Al evaluar la resistencia a licuación de los suelos, “es necesario determinar la demanda sísmica del estrato de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la capacidad del suelo a resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR)” (Quijada, 2008).

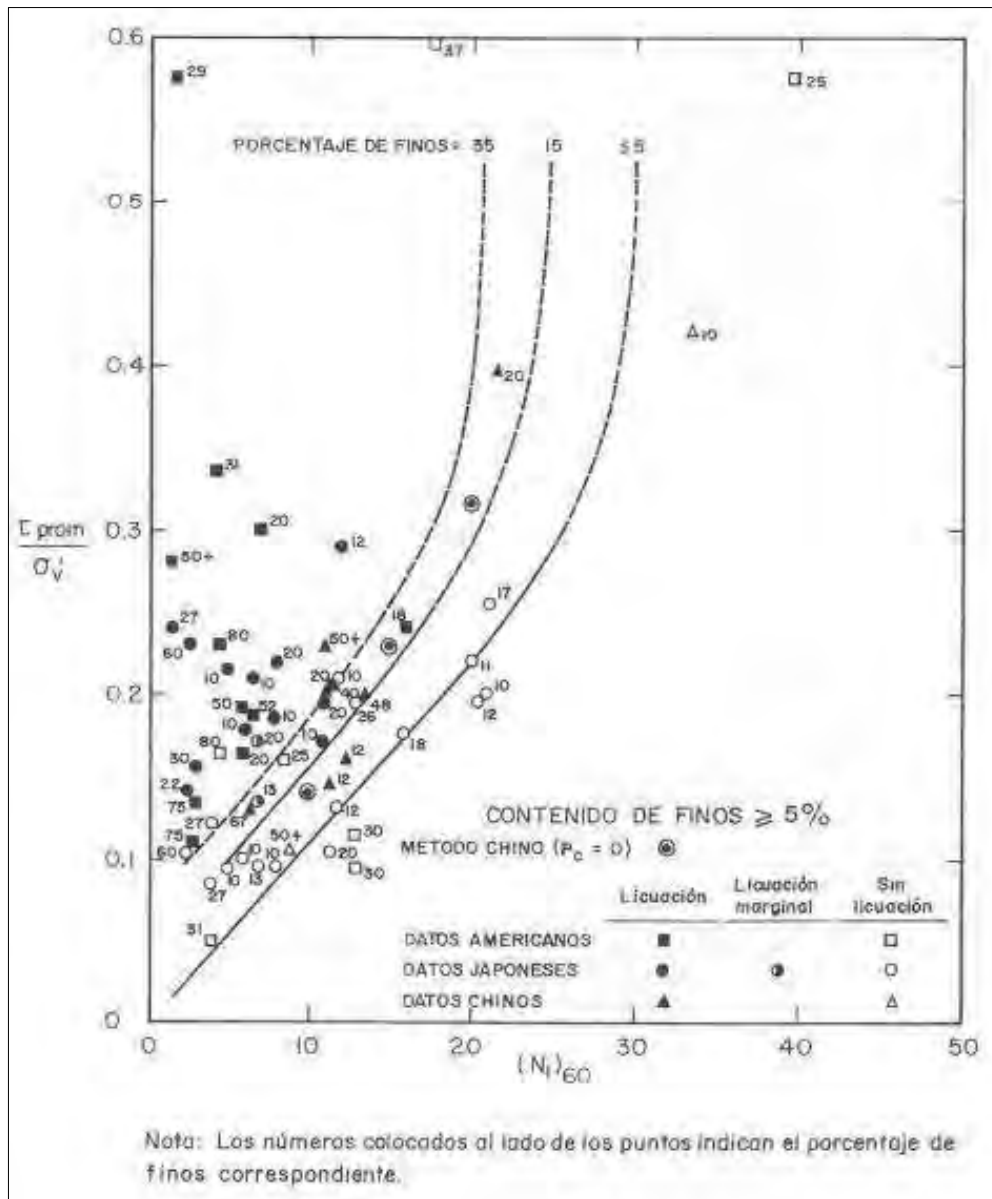


Figura 14: Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N_1)_{60}$, para arenas limosas y sismo $M=7.5$ (Seed y otros, 1985).

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

Relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos introducidos en el terreno por un sismo, Seed e Idriss (1971), propusieron un nuevo grafico que se presenta en la Figura 17 y la siguiente expresión:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (5)$$

Donde

τ_{av}	Es la tensión de corte promedio inducido
a_{max}	“Es la máxima aceleración que se espera en el lugar según las leyes de atenuación, amplificada por el efecto de sitio, considerando que los suelos no se licuan y que las presiones de poros no se incrementan en el proceso”. (Quijada, 2008)
g	Aceleración de la gravedad en la superficie del terreno
σ_{vo}	Esfuerzo total vertical total en la capa de suelo granular bajo consideración
σ'_{vo}	Esfuerzo efectivo vertical en la capa de suelo granular bajo consideración
r_d	Factor de reducción de tensiones, que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo, el cual varía ampliamente con la profundidad dependiendo del perfil de suelo. Se puede obtener de la Figura 15, o calcular aproximadamente según: 1 en la superficie 0.9 a 10 m de profundidad

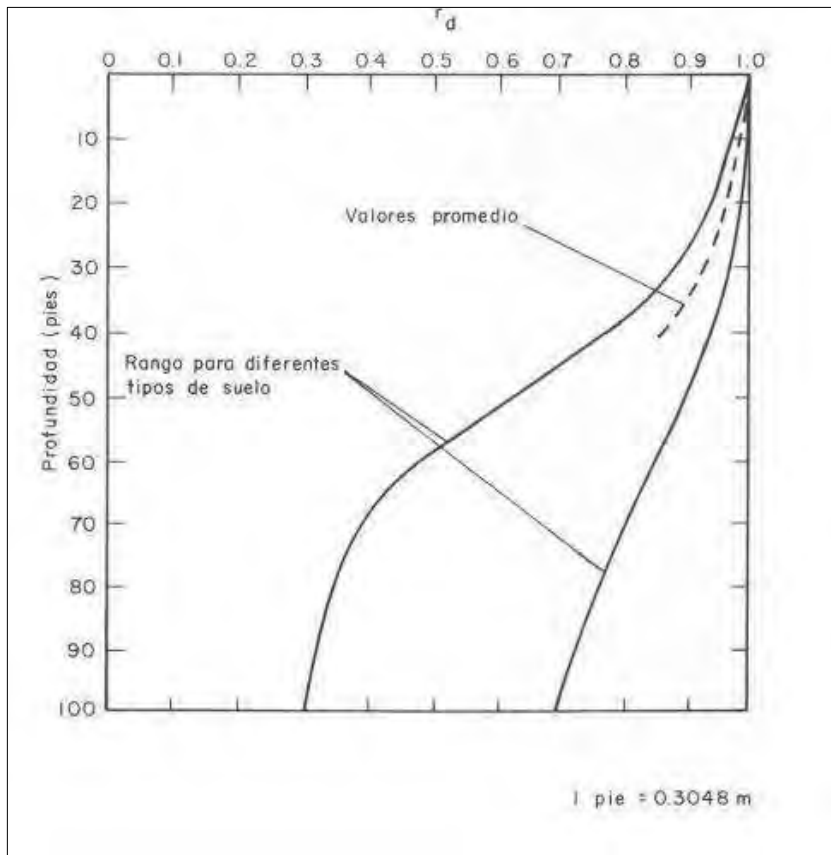


Figura 15: Rango de valores de r_d para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982)

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

Relación de resistencia cíclica (CRR)

$$CRR = \frac{\tau'_{av}}{\sigma'_{vo}} \quad (6)$$

Donde

τ'_{av} Es la tensión de corte resistente

σ'_{vo} Esfuerzo efectivo vertical

Para calcular la relación de esfuerzos cíclicos (CSR), se realiza utilizando la Figura 17. Sin embargo, con la ecuación (7), se tiene que calcular previamente $(N_1)_{60}$, que es el valor de N (SPT) corregido a una sobrecarga de 1kg/cm² y 60% de eficiencia.

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (7)$$

Donde:

N_{60} Valor de N, corregido por las condiciones de campo.

C_N Factor de corrección, que se puede obtener de la Figura 16 o de la ecuación (8) de Liao y Whitman (1986)

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}} \quad (8)$$

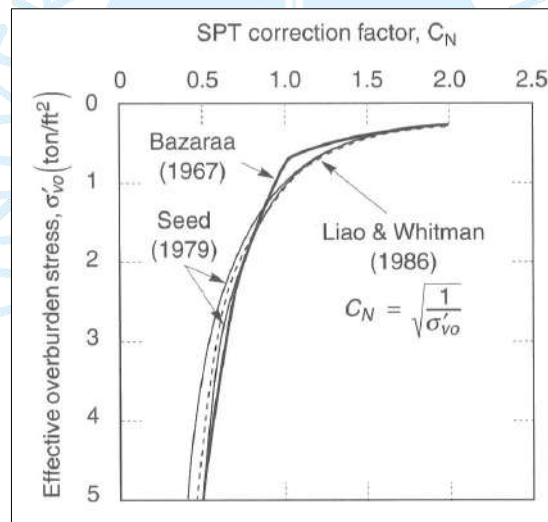


Figura 16: Factor de corrección de SPT (C_N)

Fuente. Tomado de (Kramer, 1996).

FS_L : Factor de seguridad, se determina con la ecuación (9) o (10).

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\frac{\tau'_{av}}{\sigma'_{vo}}}{\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}} \quad (9)$$

$$FS_L = \frac{\tau'_{av}}{\tau_{av}} \quad (10)$$

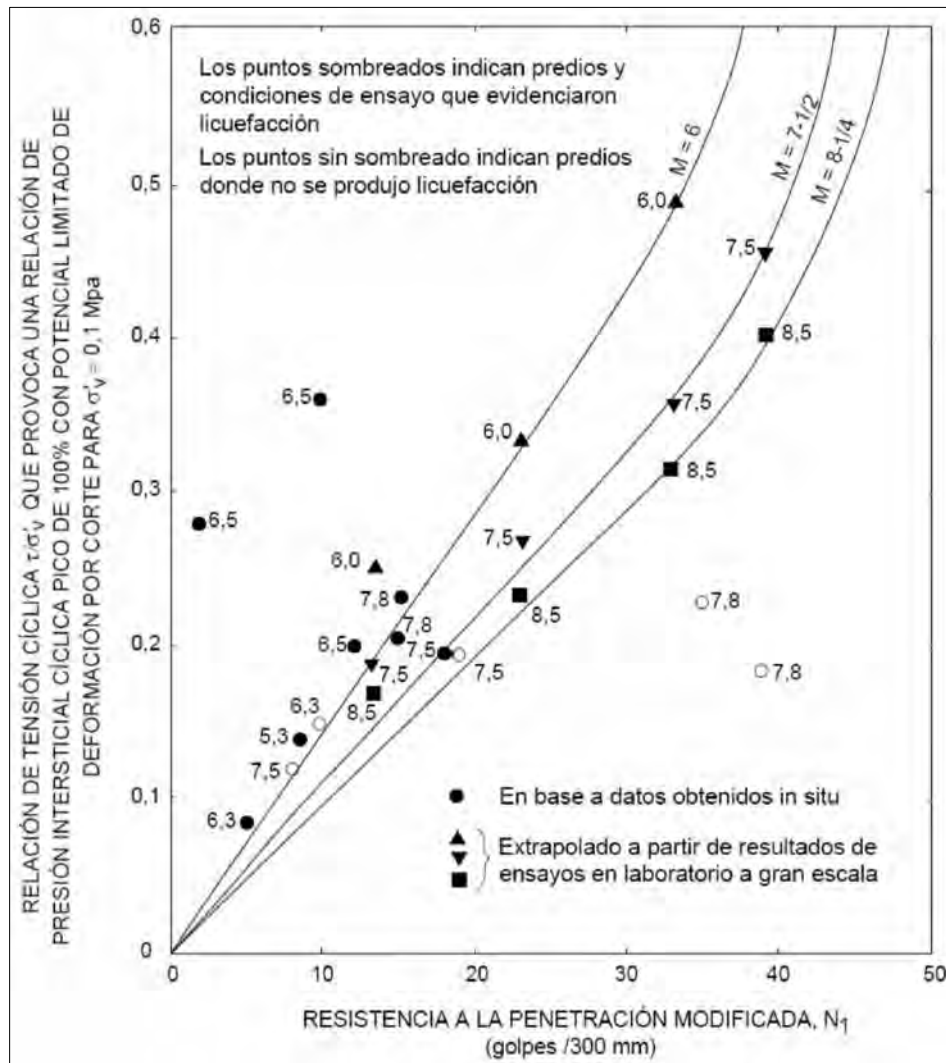


Figura 17: Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de $(N_1)_{60}$ (Seed y otros, 1971)

Fuente. Tomado de (Kramer, 1996).

1.7.3. Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983)

Tokimatsu y Yoshimi realizaron una revisión exhaustiva del comportamiento observado en los depósitos de suelos arenosos durante terremotos previos, con especial énfasis en características tales como el golpeo en el ensayo de penetración estándar (N_{SPT}) y el contenido de finos (CF). En función de estos resultados de ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras inalteradas de alta calidad, obtenidas por congelamiento “in situ”, llegaron a las siguientes conclusiones:

- Las arenas con un $CF > 10\%$, tienen mayor resistencia a la licuación que las arenas limpias con el mismo N_{SPT} .
- No ocurren daños importantes debido a licuación en arenas limpias con $N_1 > 20$.
- Los suelos con un contenido de finos arcillosos (tamaño inferior a 5 micrones) mayor que el 20% son muy poco susceptibles de licuarse, a menos que su índice plástico (IP) sea muy bajo.
- Las arenas con gravas tienen menor resistencia a la licuación que las arenas limpias sin gravas y con el mismo N_1 .
- El método de ejecución del SPT debe considerarse, ya que utiliza un sistema de “caída libre” de la pesa, y se aplica una energía un 20% superior a la de los que emplean el dispositivo tradicional de “polea y cuerda”.

El procedimiento para estimar el potencial de licuación, consta de los siguientes pasos:

- Si el contenido de arcilla es mayor que el 20% debe considerarse que el suelo no es susceptible a licuación, a menos que su índice de plasticidad (IP) sea bajo o que se trate de un suelo sensitivo.
- Se debe calcular los esfuerzos de corte dinámico con la expresión (11):

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.1(M - 1) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) (1 - 0.015z) \quad (11)$$

Donde

- τ_{av} Es la tensión de corte promedio inducido
- a_{max} “Es la máxima aceleración que se espera en el lugar según las leyes de atenuación, amplificada por el efecto de sitio, considerando que los suelos no se licuan y que las presiones de poros no se incrementan en el proceso”. (Quijada, 2008)
- g Aceleración de la gravedad en la superficie del terreno
- σ_{vo} Esfuerzo total vertical total en la capa de suelo granular bajo consideración.
- M Magnitud del sismo.

z Profundidad expresada en metros.

- Se deben corregir los valores de N_{SPT} en función de la energía aplicada a las barras, teniendo en cuenta que los datos que se tomen como referencia fueron obtenidos con un equipo SPT que aplica una energía del orden 80%.
- Para obtener los valores de N_{SPT} ajustados (N_a) para un $\sigma_{vo} = 1kg/cm^2$ y para un contenido de finos CF determinado, debe usarse la expresión:
- En la cual σ_{vo} se introduce en kg/cm^2 y ΔN_F se extrae de la Tabla 2, en función de CF.

Tabla 2
Factor de corrección por magnitud

Contenido de finos (%)	ΔN_F
0 a 5	0
5 a 10	Interpolación
10	0.1 CF + 4

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

- Para determinar la resistencia a la licuación se deben utilizar las curvas empíricas que aparecen en la Figura 18 y Figura 19, en términos de T/σ'_{vo} , N , CF y γ (deformación angular en %). Dichas curvas vienen dadas por la ecuación (12):

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.26 \left[\frac{16\sqrt{N_a}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{N_a}}{C_s} \right) (14) \right] \quad (12)$$

Donde

C_s Es una constante semi empírica que depende de la deformación tangencial γ ($C_s = 94 - 19\log\gamma$), y que adopta valores entre 80 y 90 en el límite entre las condiciones de licuación y de no licuación (γ entre 2 y 5%) y de 75 para el caso de licuación extensiva ($\gamma = 10\%$).

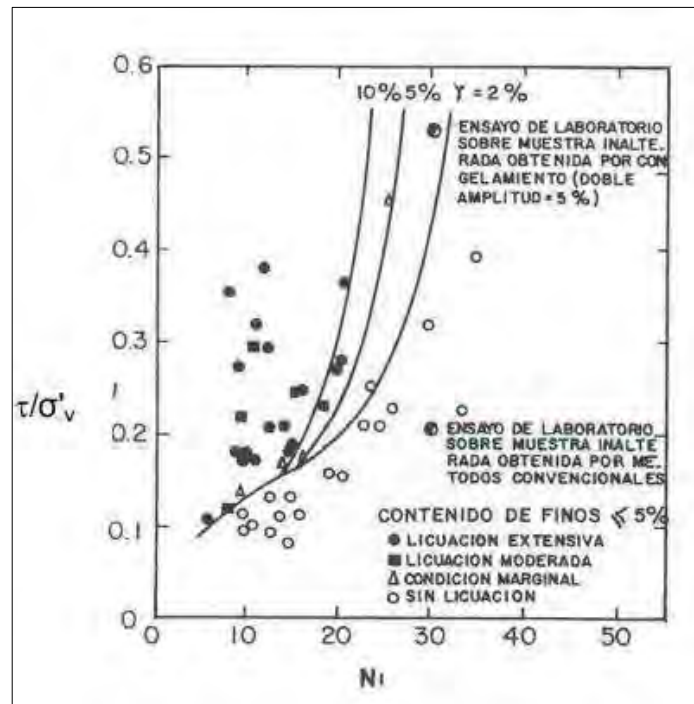


Figura 18: Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos $\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}$ y el valor N_{SPT} corregido, N_1 , para arenas limpias. Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

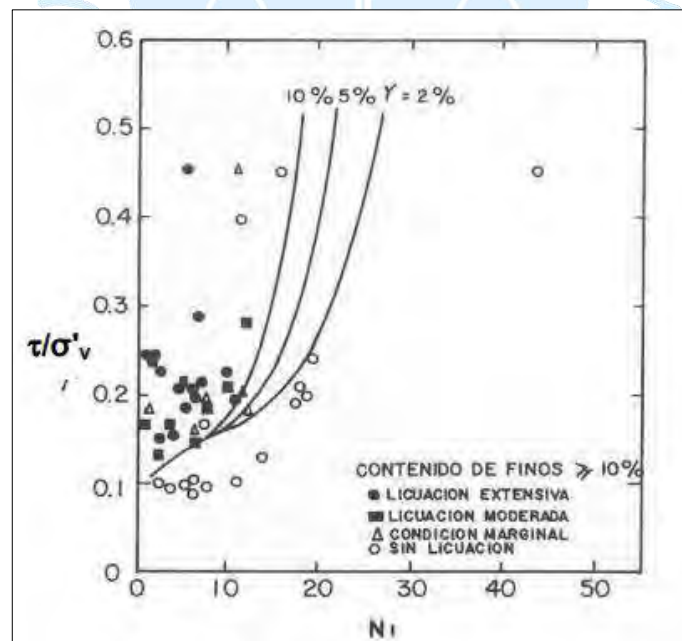


Figura 19: Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos $\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}$ y el valor N_{SPT} corregido, N_1 , para arenas con más del 10% de fino. Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

- Finalmente, con la ecuación (13) debe calcularse el factor de seguridad respecto de la licuación:

$$FS_L = \frac{\frac{\tau'_{av}}{\sigma'_{vo}}}{\frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}}} \quad (13)$$

En el cual es conveniente que sea al menos 1.5 para $N_1 < 10$ y 1.3 para arena medianamente densas a densas.

Dado que el fenómeno de licuación es un tema de gran importancia, debido a los grandes daños que provoca, actualmente existen autores que se dedican a estudiar este fenómeno, con la finalidad de actualizar y complementar la información ya existente. A partir de ello nace lo que se denomina ingeniería de licuación de suelos y a continuación, se citarán algunos de los aportes realizados recientemente:

Andrews y Martin (2000), reevaluaron las historias de casos de campo de licuación de la base de datos de Wang (1979), así como una serie de terremotos posteriores, y han transpuesto los criterios chinos modificados a las convenciones de EE. UU. (Con tamaños de arcilla definidos como aquellos menores de aproximadamente 0,002 mm). Sus hallazgos se resumen en gran medida en la Tabla 3:

Tabla 3: Susceptibilidad de licuación de arena limosas y arcillosas

	Liquid Limit ¹ < 32	Liquid Limit ≥ 32
Clay Content ² <10%	Susceptible	Further Studies Required (Considering plastic non-clay sized grains – such as Mica)
Clay Content ≥10%	Further Studies Required (Considering plastic non-plastic clay sized grains – such as mine and quarry tailings)	Not Susceptible

Notes.

¹ Liquid limit determined by Casagrande-type percussion apparatus.

² Clay defined as grains finer than 0.002 mm.

Tomado de (Seed, y otros, 2003)

(1) que los suelos con menos de aproximadamente 10% de finos de arcilla (<0.002 mm) y un Límite de líquido (LL) en la fracción de tamiz de menos # 40 de menos de 32%, se considerarán potencialmente licuables.

(2) que los suelos con más de aproximadamente 10% de finos de arcilla y $LL \geq 32\%$ probablemente no sean susceptibles a la licuefacción clásica inducida cíclicamente.

(3) que los suelos intermedios entre estos criterios deben ser muestreados y probados para evaluar si son o no potencialmente licuables (Seed, y otros, 2003).

1.7.4. Parámetros de métodos actualizados

Si bien es cierto, han existido varios criterios para definir la susceptibilidad a la licuación basados en el contenido de finos y el límite líquido de los mismo, Seed et al. (2003) muestra dos criterios de autores diferentes y presenta el suyo destacando el hecho de que más que la influencia del contenido de finos, dependerá mucho más de la naturaleza de sus componentes y su plasticidad (Puma & Rincon , 2015).

Según el método de Ohsaki (1970) y Seed et al. (1983 y 1985), presenta una condición en la granulometría que debe cumplirse para que se dé la licuación. Según este planteamiento, un suelo con menos del 5% de finos no es susceptible de licuación, a pesar de que el método de cálculo lo indique. Sin embargo, esta condición no es de forma definitiva, es decir no es indispensable o limitante para que el fenómeno ocurra, ya que existen casos en que se ha manifestado presencia de licuación con menos de 5% de finos.

Por ejemplo, el pasado 15 de agosto del 2007, en la ciudad de Ica, registró un sismo de magnitud 8, en el cual generó una amplia variedad de fallas del terreno por licuación. Daños significativos por licuación incluyen un desplazamiento lateral masivo que se extendió aproximadamente 3 km, un deslizamiento de talud de 400 m de largo inducido por licuación en el pie del talud, fallas espectaculares de fundaciones superficiales de edificios de baja altura resultando en asentamientos de hasta 0.90 m, numerosos terraplenes de carreteras que fueron dañados por desplazamientos laterales, colapso de postes de tendido eléctrico fundados en suelo licuado, rompimiento de ductos de agua y alcantarillado, y daños en instalaciones portuarias. La ocurrencia de licuación del suelo en cada uno de estos sitios fue confirmada por la presencia

de conos de arena en la superficie y por la presencia de eyecciones de arena húmeda en grietas (Rodríguez , y otros, 2007).

Fueron encontrados conos de arena en ambos lados de la carretera y se reportaron agua y arena saliendo en gran cantidad del suelo durante el terremoto, alcanzando alturas de hasta 1 m. Un cono de arena hallado en el extremo sur de la falla de talud tenía grietas de contracción en el material perimetral, indicando la presencia de finos plásticos (Figura 15). Los finos fueron encontrados sólo en una capa delgada en lo más alto del material eyectado. Pruebas de laboratorio realizadas al material de este cono indicaron su clasificación como arena arcillosa (SC) conteniendo aproximadamente 43% de finos (11% de partículas del tamaño de arcilla) con un Índice de Plasticidad (IP) de 8 y un Límite Líquido (LL) de 25. También cabe destacar que un cono de arena en el lado opuesto del camino clasificó como arena mal graduada (SP) con menos de 3% de finos no plásticos como se aprecia en la Tabla 4 ((Rodríguez , y otros, 2007).

Tabla 4: Granulometría y límites de Atterberg de suelos obtenidos de conos de arena en Jahuay

Suelo deyectado	USCS	%Finos	LL	LP	IP
Jahuay (LMS-540)	SC	43	25	17	8
Panamericana (LMS-504)	SP	2.9	NP	NP	NP

Fuente: (Rodríguez , y otros, 2007)

Como se observa en Tabla 4, en uno de los lugares donde se presentó licuación (Panamericana (LMS -504)) y presentaba menos de 5% de finos.

Otro caso particular fue el ocurrido en Tambo de Mora donde se documentaron fallas de fundaciones superficiales provocadas por licuación de suelo. Esta localidad está ubicada sobre depósitos eólicos y aluviales del holoceno (INGEMMET, 1999), con nivel freático relativamente superficial. Evidencias de licuación, tales como conos de deyección pequeños y asentamientos menores, se encontraron en la mayor parte de la zona noroeste de la ciudad. Sin embargo, las casas de uno y dos pisos de la calle Alfonso Ugarte se vieron particularmente afectadas (por asentamientos excesivos). Se encontró material de deyección en grandes cantidades en las grietas que se produjeron en la calle y dentro de las edificaciones que poseían pisos de hormigón no reforzado; en ellas el suelo licuado destruyó completamente el hormigón levantándolo hacia dentro de las edificaciones. El material de deyección encontrado, en la

mayoría de los casos, correspondió a arenas grises, no plásticas, mal graduadas (SP a SM). Una excepción fue un limo plástico (ML, LL = 48) encontrado en el interior de una de las casas afectadas. La profundidad del nivel freático (NF) era de 0.3 m al momento de la visita del equipo del GEER; sin embargo, lugareños reportaron que antes del sismo el NF se encontraba entre 0.5 y 1.0. En esta oportunidad también se observó que algunas de las zonas analizadas que presentaron licuación contenían porcentajes de finos menores a 5% como se puede observar en la Tabla 5.

Tabla 5: *Granulometría y límites de Atterberg de suelos obtenidos de material de deyección en Tambo de Mora*

Suelo deyectado	USCS	%Finos	LL	LP	IP
Ave. Benavides (LMS-507)	SP	2.9	NP	NP	NP
Plaza principal (LMS-550)	SP	2.7	NP	NP	NP
Fábrica Sol y Mar (LMS-509)	SM	12.9	NP	NP	NP
Torre de comunicaciones (LMS-505)	SP-SM	5.3	NP	NP	NP
Vivienda particular (LMS-542)	ML	93.7	48	32	16

Fuente. Tomado de (Rodríguez , y otros, 2007)

Capítulo 2

Propuestas de solución

En esta sección se estudiarán los distintos tipos de metodologías que pueden ser aplicables a los suelos con potencial de licuación, según las características que presenten y la situación en que se encuentren, es decir si requieren técnicas de mitigación o de prevención, lo cual servirá de guía para seleccionar los más factibles de ser implementados a los suelos que presenta la ciudad de Piura.

2.1. Métodos de prevención de licuación

2.1.1. Consolidación dinámica clásica (CDC)

Técnica por la cual se logra la compactación del terreno a través de impactos de energía que se aplican sobre el suelo en puntos estratégicos (ver Figura 20 y Figura 21). “El proceso de caída libre de peso, que densifica el terreno se hace con un cierto número de impactos hasta que ya no se obtiene ninguna disminución del volumen del suelo, ya que la elevación de la presión intersticial produce que el terreno que comporte como un líquido (se produce licuación)” (Henríquez, 2007).

“La permeabilidad del área a tratar es inversamente proporcional a la elevación de la presión intersticial causada por los impactos y al tiempo necesario para su disipación. En consecuencia, a medida que desaparece el exceso de presión intersticial y se gana resistencia la capacidad portante del terreno aumenta en comparación con los valores que poseía antes de iniciar el proceso” (KELLER GROUP, 2018).



Figura 20: Compactación dinámica clásica
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).



Figura 21: Impactos de energía de compactación dinámica clásica
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

Es importante que de manera previa se analicen los posibles resultados que se puedan obtener y a partir de esto definir los aspectos que involucra el método tales como: asentamiento instantáneo, grado de energía de saturación, distancia entre nodos de aplicación y energía, y el número de impactos por punto por cada etapa, períodos de disipación de presiones intersticiales, energía total, etc. esto podrá ser determinado en las pruebas que se realicen al comienzo del

proyecto. Cabe destacar que los aspectos fundamentales que determinan el diseño del proceso de compactación dinámica son la profundidad máxima que pueda lograr, el grado de mejora del terreno y el tipo de suelo que se presente.

Según la Figura 22, en suelos saturados o semisaturados, donde la presencia de finos que pasen la malla #200 excede entre el 15 a 20% la compactación dinámica no es eficiente y el proceso de ejecución se torna tedioso porque las fases previstas para aplicar la energía específica de proyecto deben dividirse en pasadas de impactos de energía con tiempos variables de espera.

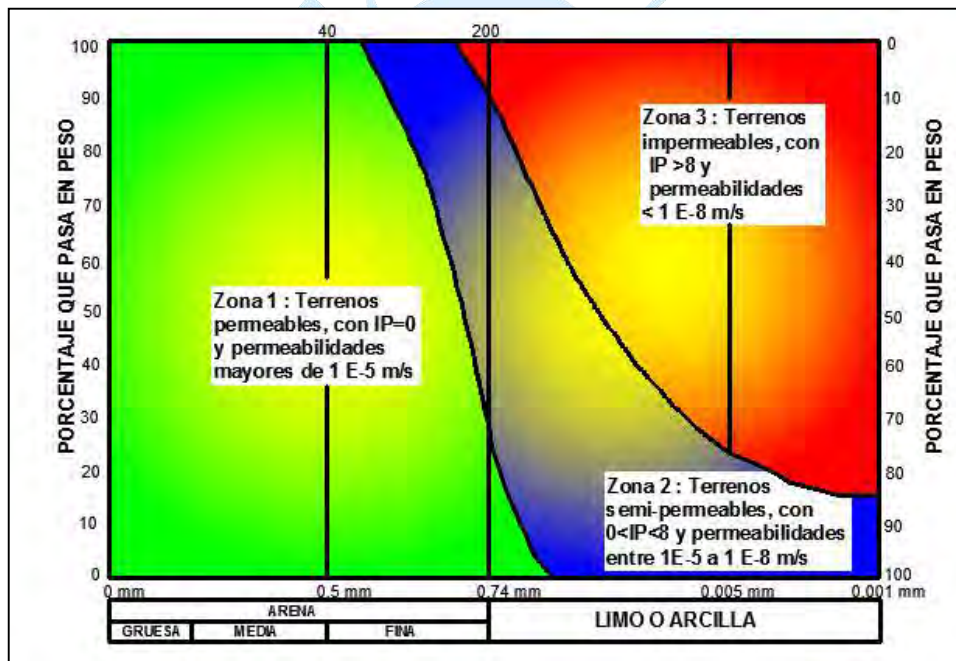


Figura 22: Aplicación de la compactación dinámica en función del tipo de suelo
Fuente. 1. Adecuados, 2 – intermedios, 3 no adecuados. Tomado de (Lukas, 1995)

“En función de los resultados obtenidos en seis casos reales (Armijo, 1995) y de los estudios de Mayne y otros (1984), la profundidad de influencia (D) de la compactación dinámica (CDC) vendría dada, aproximadamente, por la ecuación (14):

$$D = n\sqrt{W * H} \quad (14)$$

Donde:

W [ton] Peso de la masa aplicada, 20 ton máxima.

H [ton] Altura de caída, 30 m máxima

n	0.6	(Gravas y arenas limpias)
	0.35	(Arenas limosas y limos con IP=10%)

Teniendo en cuenta esto y las capacidades máximas de las grúas ($H \leq 30m$, $W \leq 20t$), se concluye que, para la CDC, los máximos valores de D oscilan alrededor de los 7 y 12 m.

Procedimiento

- De manera previa debe realizarse un estudio geotécnico del terreno, ya que tanto la aplicabilidad del método y su diseño dependerán del tipo de suelo y el estado en el que éste se encuentre.

- Realizar grandes impactos de energía en el terreno utilizando masas de entre 10 a 20 ton desde alturas considerables (15 a 30m).

- En la fase inicial deben definirse puntos distantes que son tratados con gran energía, de esta manera se compactan las zonas más profundas del terreno en tratamiento.

- Las fases siguientes, para capas más superficiales, serán con impactos en puntos más cercanos y con menor energía.

- Para verificar la eficacia progresiva del método se realizan pruebas de controles topográficos (descenso de huellas) como o ensayos de penetración dinámica estándar (SPT) o Ensayo de penetración dinámica Súper Pesado (DPSH), los cuales permiten determinar los terrenos más resistentes y a mayor profundidad y ensayos geofísicos como “*Continuous Surface Wave*” (CSW) que tienen como objetivo determinar la velocidad de fase o curva de dispersión del sitio, para luego calcular las velocidades de ondas de corte en la profundidad.

- El número de pasadas y la energía del tratamiento será determinado por el tipo de suelo y el estado en que se encuentre al inicio del proyecto y dependerá de los resultados obtenidos en los controles mencionados anteriormente.

- Este proceso se aplica hasta que ya no se obtiene disminución alguna en el volumen del terreno, es decir hasta que se elimine el exceso de presión intersticial (Henríquez, 2007).



Figura 23: Medida de descenso de huella, control topográfico.

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

2.1.2. Compactación dinámica rápida

La compactación dinámica rápida (CDR) es un método actual de optimizar el suelo. Esta es semejante a la CDC, ya que las dos tienen como finalidad densificar el área en cuestión a través de la aplicación reiterativa de impactos de energía en determinadas zonas fundamentales.

Procedimiento

- De manera previa debe realizarse un estudio geotécnico del terreno para comprobar la efectividad del tratamiento, ya que tanto la aplicabilidad del método y su diseño dependerán del tipo de suelo y el estado en el que se encuentre.

- Los estudios geotécnicos empleados son los ensayos de penetración dinámica, los cuales permiten la verificación del nivel freático. Dentro de estos el SPT es el más frecuente que se utiliza para realizar sondeos de reconocimiento acerca de la resistencia y capacidad portante del terreno, así como también obtener su grado de humedad, con lo cual se puede determinar el estado de permeabilidad de la zona de estudio. Otro ensayo utilizado cuando se requiere un registro continuo para caracterizar el suelo en profundidad es el DPSH, ya que emplea energía más elevada para llegar a zonas mucho más profundas, con lo cual se pueden determinar terrenos de mayor resistencia.



Figura 24: Compactación dinámica rápida (CDR)

Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018)

- Esta técnica realiza impactos de energía con una pesa de 7 ton levantada por un equipo hidráulico hasta una altura de 1.2 m sobre una zapata de acero con una intensidad de 50 golpes/min.
- Las distribuciones de los puntos a trabajar se distribuyen sobre mallas rectangulares o triangulares.
- En la primera etapa los puntos seleccionados deben ser distantes, según mallas cuadradas de 4 a 6m de lado y se aplica una mayor energía con el objetivo de compactar zonas profundas.
- En la siguiente fase los puntos de caída deben estar más próximos (2 a 3m en mallas cuadradas), a los cuales se les aplica una menor energía debido a que se busca compactar capas más superficiales.
- “Se ejecutan entre 40 a 60 golpes en los puntos de compactación definidos, hasta lograr alcanzar la Energía específica de diseño (E_e)” (Henríquez, 2007).

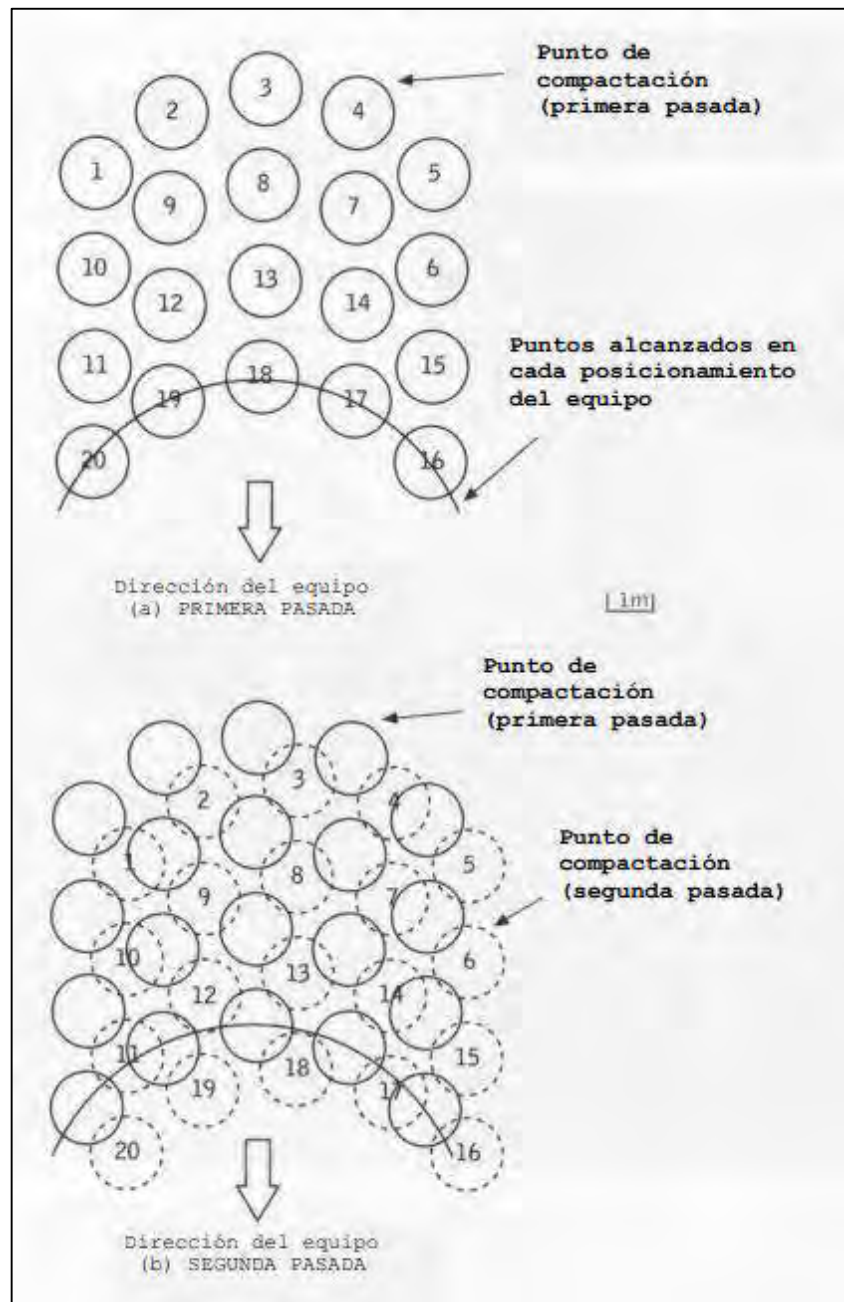


Figura 25: “Distribución de puntos de compactación habitual en la CDR”
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

La aplicación de este método pierde eficacia en los suelos que poseen de 15% a 20% de finos y permite alcanzar profundidades de 3 a 5 m aproximadamente, lo cual dependerá de las propiedades de la zona en tratamiento.

La ventaja de este tipo de compactación mejora las mismas propiedades que el método de compactación clásica, con la diferencia de que la presente es aplicable en zonas donde existen construcciones aledañas ya que no presenta problemas de ruido ni vibraciones (Henríquez, 2007).

2.1.3. Deep mixing

Esta técnica es utilizada a grandes profundidades (hasta 30 m) con la finalidad de incrementar la resistencia y potenciar la durabilidad de los terrenos blandos o flojos, por lo que el suelo es mezclado in situ y de manera mecánica con un agente estabilizante (tipo de aditivo químico) y se obtendrán una serie de columnas de material mejorado. Con este método se evita el incremento de presión intersticial durante la ocurrencia de fuerzas externas como un sismo, por lo que el terreno se mantendrá estable y no experimentará licuación.

Procedimiento

- De manera previa debe realizarse un estudio geotécnico del terreno para comprobar la efectividad del tratamiento, ya que la aplicabilidad del método (vía húmeda o vía seca) dependerá del tipo de suelo, de la resistencia, del contenido de agua, la plasticidad, la estratigrafía y la textura que presente el suelo. Es así que, si el contenido de humedad supera el 60%, la mezcla de suelo seco podría resultar más económica.

- Los estudios geotécnicos empleados son los ensayos de penetración dinámica, SPT o DPSH, según sean los requerimientos de profundidad.

- Esta metodología tiene como objetivo reducir los asentamientos, mejorar la capacidad portante y la resistencia al corte, ya que busca estabilizar y homogeneizar el terreno y reducir el tiempo de consolidación, obteniendo como resultado la prevención o mitigación de la licuación.

- Realiza una mezcla in situ del terreno y de manera mecánica con un aglomerante, agente estabilizante (tipo de aditivo químico siendo los más utilizados el cemento, la cal y la bentonita entre otras mezclas), para obtener una serie de columnas de material mejorado.

- La incorporación de los aglomerantes al terreno puede llevarse a cabo en forma de lechada (Método húmedo) o mediante aire comprimido (Método seco), a gran profundidad.

- La mezcla profunda de aglomerante implica extraer primero la tierra del suelo en la que se inyectará el material aglutinante.

- La ejecución se realiza mediante una mezcladora giratoria que perfora el terreno a rotación hasta obtener la profundidad de diseño, donde empieza la inyección del aglomerante.

- Como el suelo es suave, el material aglutinante se mezcla con el suelo que se difunde hacia el orificio excavado.

- A medida que la mezcla de aglomerante y suelo comienza a endurecerse, se agrega más aglomerante en la parte superior de la columna de crecimiento hasta que la columna llega hasta el principio (Sfriso , 2015).

Cabe recalcar que también existen otras formas: rotatorio/jet o hélice/paleta. “Además, se pueden clasificar de acuerdo al tipo de agente estabilizante que se emplee como cemento, cal y posibles aditivos, como yesos y cenizas volantes)” (Henríquez, 2007).

Método seco

Esta técnica es posible en suelos que tienen contenido de humedad suficiente para permitir una reacción química de aglutinantes estabilizadores inyectados en forma seca con el suelo y las aguas subterráneas. La estabilización se realiza a grandes profundidades en suelos muy débiles, como arcillas, turbas, incluyendo suelos orgánicos de alta humedad, los cuales se mezclan con un aglomerante de cemento seco para crear el suelo. Para ello una especie de taladro de alta velocidad que posee paletas de mezcla radiales avanza hacia el suelo cerca de la parte inferior de la perforación. Durante este procedimiento la herramienta corta los suelos para prepararlos para la mezcla, es así que alcanzada la profundidad deseada el aglomerante se bombea a través de la broca de acero hasta la herramienta, donde se mezcla con el suelo. Este método se emplea para aumentar la capacidad de carga y reducirla deformación y asentamiento de varios sistemas de infraestructura (Bredenberg, Holm, & Broms, 1999).

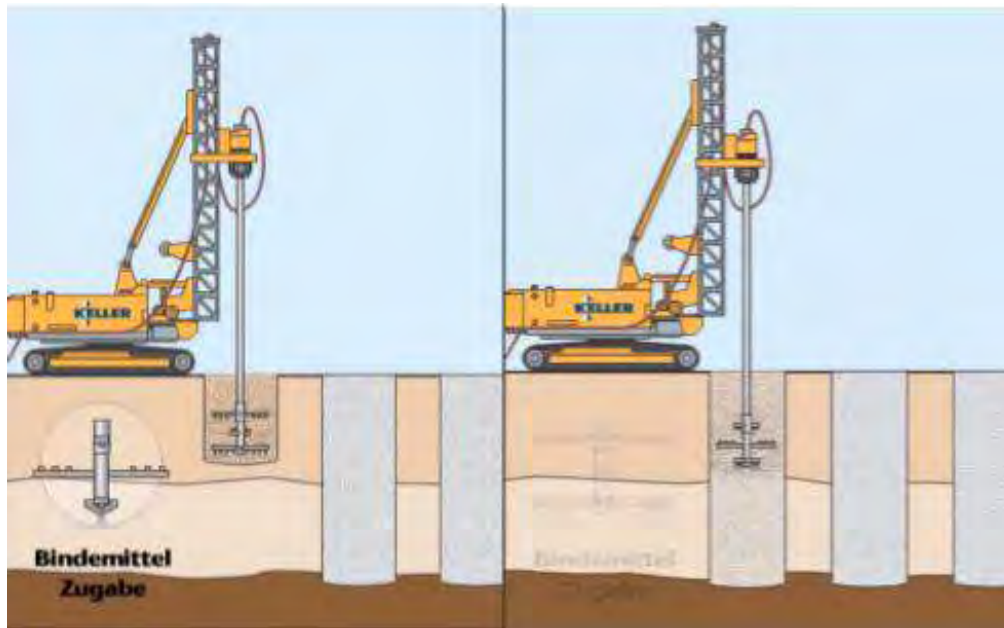


Figura 26: Deep mixing, método seco
 Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018)

Método vía húmeda o método de mezcla profunda

Su aplicación se da a través de un energético taladro que hace avanzar una herramienta de mezcla a medida que se bombea lodo aglomerante a través del acero de perforación de conexión, mezclando el suelo con la profundidad deseada. La mezcla adicional del suelo se completa a medida que la herramienta se retira de la superficie.

Este método es más apropiado en suelos blandos, limos y arenas de grano fino con menor contenido de agua, incluyendo intercalaciones suaves y capas de suelo rígido y denso (Swedish Deep Stabilization Research Centre, 2005).

Esta es una buena herramienta para construir una vasta gama de estructura de suelo tratado:

- Elementos aislados y/o solapados.
- Filas de elementos solapados
- Cuadrículas o emparrillados
- Bloques
- Combinaciones de las antes citadas (Henríquez, 2007).

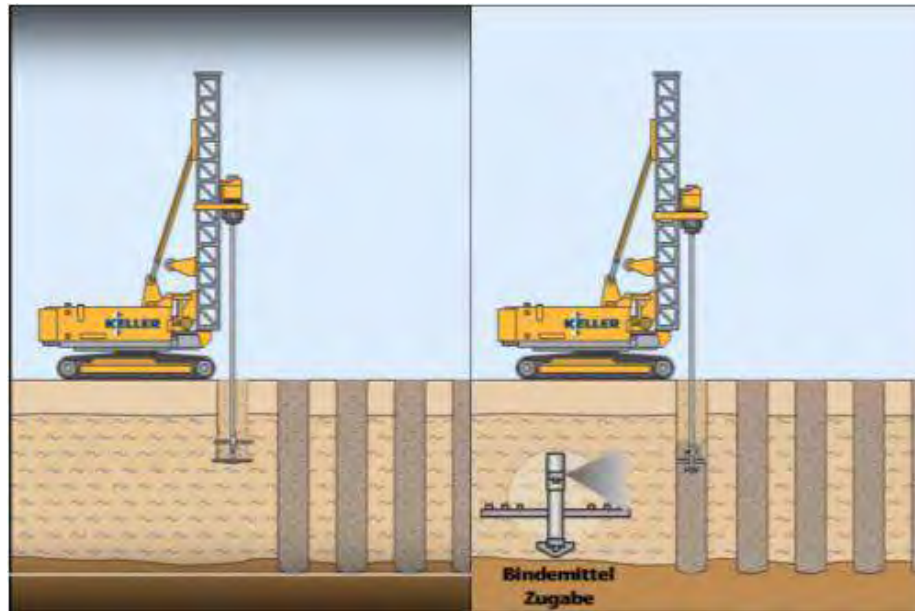


Figura 27: Deep mixing método húmedo
Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018)

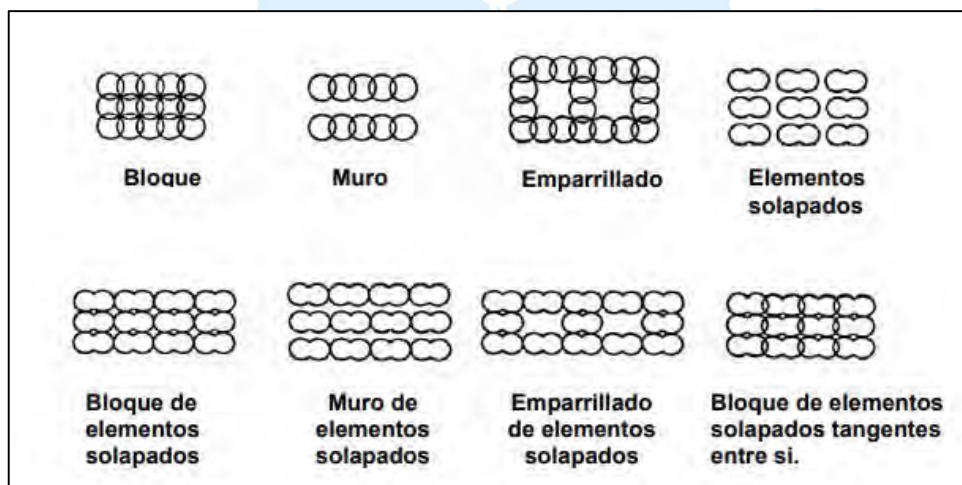


Figura 28: “Configuraciones de tratamiento con Deep Mixing (según la sociedad japonesa de mecánica de suelos)”

Fuente. Tomado de (TERRATEST, 2018)

2.1.4. Premezclado

A través de este método los suelos arenosos son mezclados con un agente estabilizante como cemento u otra solución química, buscando de esta manera obtener un terreno mejorado.

La aplicación de la mezcla in situ se da por medio de bandas transportadoras.

Este sistema de transporte en obra permite trasladar horizontalmente la mezcla a un nivel mayor o menor, su velocidad y alcance son ajustables.

Se debe tener en cuenta que cuanto mayor sea la cantidad de finos presentes en el terreno a consolidar mayor deberá ser la cantidad de cemento o aditivo a aplicar (Sfriso , 2015).

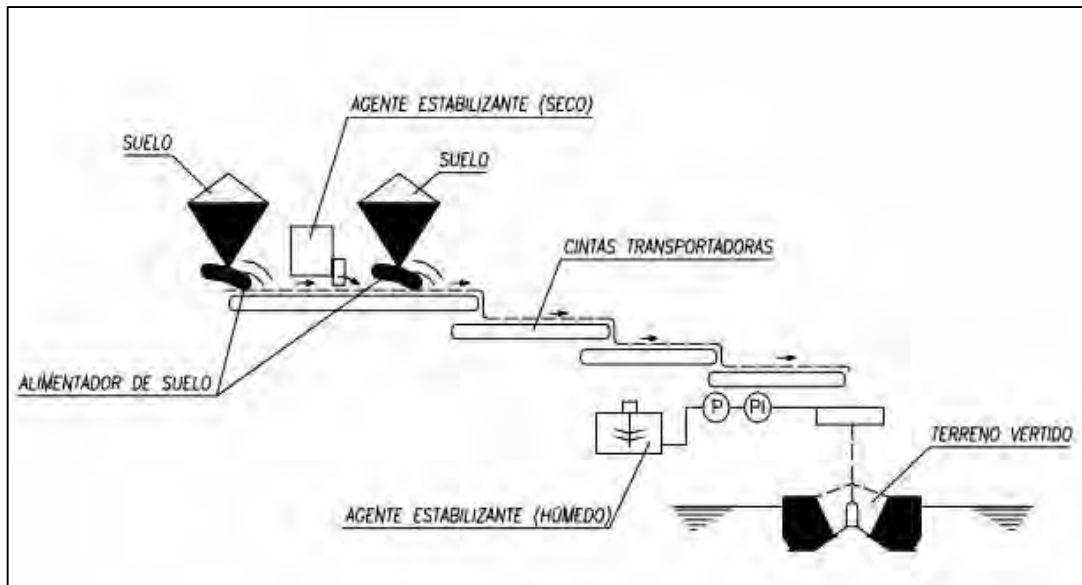


Figura 29: Proceso de técnica de premezclado

Fuente. Tomado de (Refuerzo de suelos por los métodos de Deep Soil Mixing e Inyecciones, 2018)

A través de este método los suelos arenosos se tornan terrenos mejorados en cuanto a sus propiedades de resistencia, compactación y permeabilidad que sean propias para resistir el fenómeno de licuación.

Su utilización se da principalmente en territorios en la cercanía del mar, en rellenos, en trasdosado de cajones y en muros de muelles, aunque adicionalmente se utilizan en la construcción de ataguías para protección de terraplenes en la construcción de presas, en construcción de presas de almacenamiento y en inyecciones de pantallas y delantales para el control de flujo de agua (Refuerzo de suelos por los métodos de Deep Soil Mixing e Inyecciones, 2018).

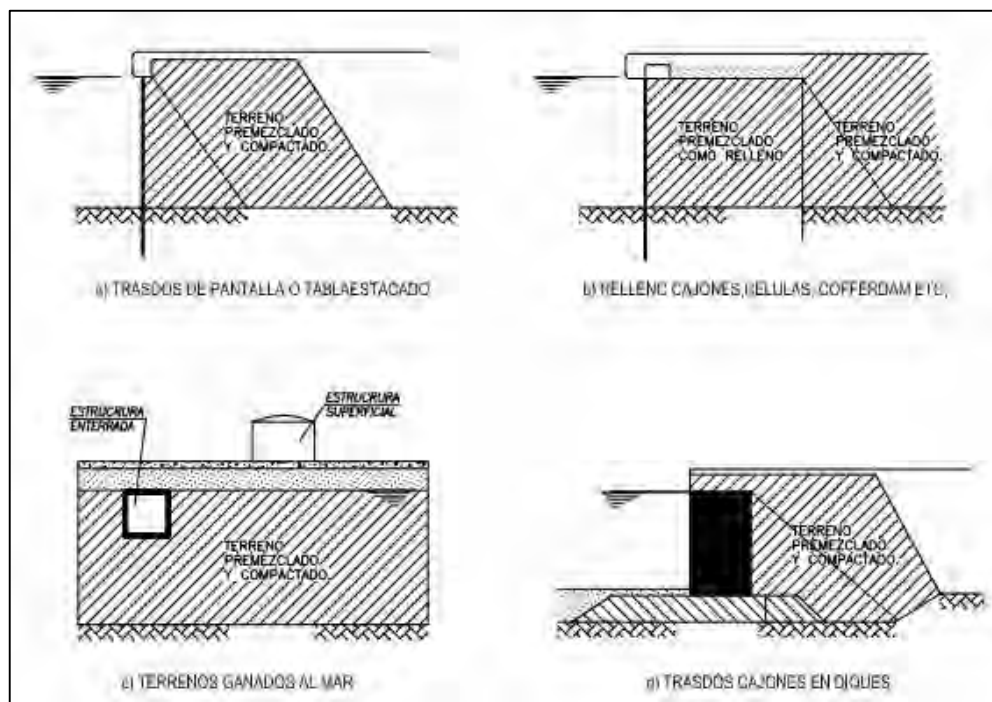


Figura 30: Proceso de técnica de premezclado
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

2.1.5. Voladura

Con la aplicación de este método “se aumenta significativamente la resistencia a la penetración estándar en suelos arenosos” (Garzón, 2012).

El diseño previo debe incluir los siguientes puntos:

- Procedimiento de perforación y carga de los barrenos.
- Tipos de explosivos a utilizar.
- Densidad de carga necesaria (espaciamiento entre barrenos, profundidad, cargas de explosivos, etc).
- Número de seccionado de cargas dentro de cada barreno y retardos entre cargas.
- Tamaño de las voladuras y tiempo transcurrido entre detonaciones sucesivas.
- Efecto de las voladuras sobre las estructuras existentes.
- Efectividad de las voladuras y criterios de aceptabilidad de las mismas.

Además de los ensayos en barrenos con cargas aisladas o en pequeñas mallas son muy útiles que ayudan a determinar la cantidad de energía necesaria para alcanzar el grado de compactación requerido para el proyecto determinado (Molina, 2009).

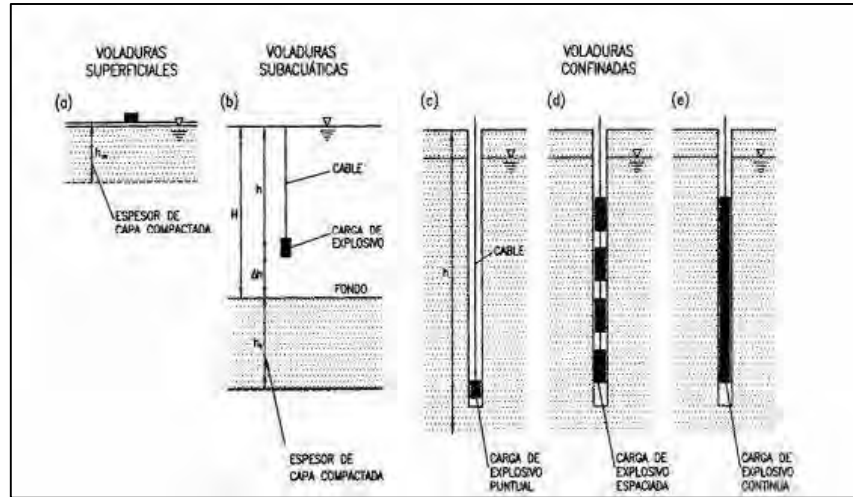


Figura 31: Clasificación de voladuras en función de las cargas de explosivo
Fuente. a) Voladuras superficiales; b) Voladuras subacuáticas; c) Voladuras confinadas, carga de explosivo puntual; d) Voladuras confinadas, carga de explosivo espaciada; e) Voladuras confinadas, carga de explosivo continuo.
Tomado de (Molina, 2009)

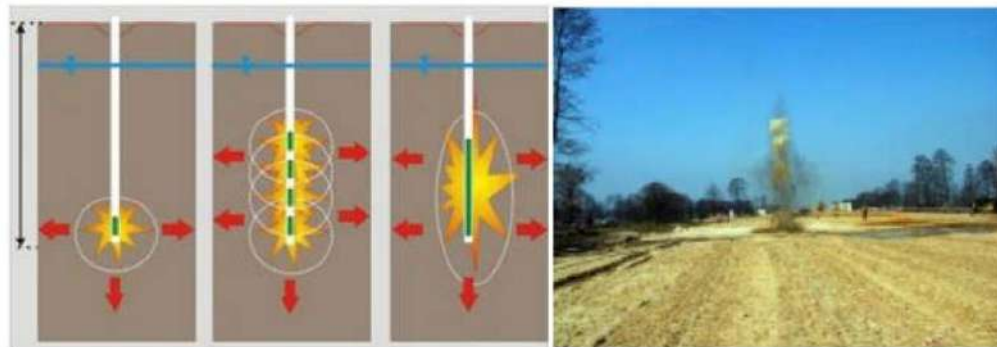


Figura 32: Método de explosivos
Fuente. Tomado de (Sfriso, 2015)

Procedimiento

- Se colocan cargas a profundidades determinadas a raíz de las cuales se generará la rotura en el entorno de la carga.
- El impacto producido por este tipo de técnica hace que las ondas que viajan por el suelo compriman las partículas para luego expandirse en la misma dirección.
- El objetivo del método es el desplazamiento transitorio y finalmente el reacomodamiento a una posición más estable y densa de las partículas.
- El éxito de este método depende del diseño de voladuras, que está en función de que el terreno presente una adecuada permeabilidad y a que se encuentre más suelto y granular, lo que en presencia de óptimas condiciones específicas del emplazamiento garantizarán el aumento del 70 a 80% la densidad relativa de la zona tratada. Cabe destacar que esto será posible mientras los barrenos se encuentren a una profundidad de 30 a 40 metros (Sfriso , 2015).

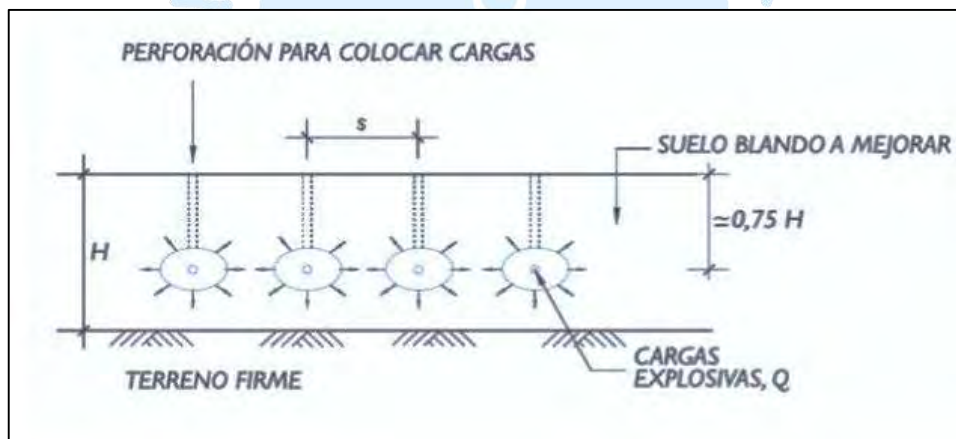


Figura 33: Proceso técnico de voladura
Fuente. Tomado de (Sfriso , 2015)

2.1.6. Vibro- compactación

“Es una técnica que brinda mejoras al terreno a través de vibración profunda del suelo, la cual produce la densificación de suelos no cohesivos, como se puede apreciar en la Figura 34. La vibro- compactación es aplicable en suelos que presenten un porcentaje de fino menores de entre 10 y 15 %” (KELLER GROUP, 2018).

“El proceso se ha utilizado con éxito en Estados Unidos, Alemania y el Medio Oriente. Resultando de una manera exitosa en sitios de arenas sueltas y limpias” (Coy.A, 2005).



Figura 34: Reordenación de partículas durante vibrocompactación
Fuente. Tomado de (Coy.A, 2005)

La Figura 35, ilustra los rangos granulométricos para poder utilizar el método de vibrocompactación, de manera que, si un suelo presenta un porcentaje mayor al 20% de finos, su efectividad disminuye.

Para el proyecto se fijan los criterios básicos:

- Asentamientos admisibles.
- Capacidad portante necesaria.
- “Alcanza hasta 3m de diámetro de suelo compactado y es aplicable hasta 70m de profundidad, aunque habitualmente se compacta solamente la profundidad de suelo necesaria para que los bulbos de presiones produzcan tensiones admisibles” (Quijada, 2008).

Los resultados que se puede lograr con este método son:

- “Disminuye los asentamientos
- Mitiga el potencial de licuefacción
- Permite las construcciones sobre el relleno con fundaciones superficiales
- Incremento medio del ángulo de rozamiento en 10°
- Reducción de la permeabilidad de 2 a 50 veces” (Quijada, 2008)

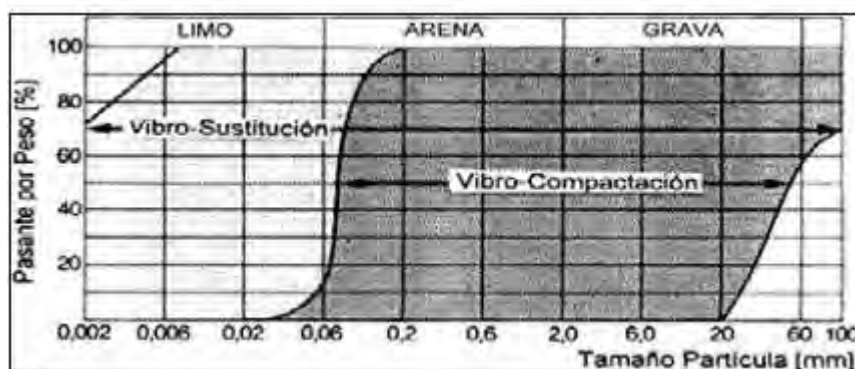


Figura 35: Límites granulométricos representativos de la aplicación de Vibro-compactación.

Fuente. Tomado de (Coy.A, 2005)

Cálculos para el diseño

Para poder desarrollar este método primero se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

Estudio geotécnico, para clasificar el suelo que se quiere mejorar, y también la granulometría y conocer el porcentaje de finos, que debe ser menor al 20%.

Para determinar si el método es aplicable o no, se determina el valor S en la fórmula de Brown: (Quijada, 2008)

$$S = 1.7 \left(\frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

Donde:

D_{50} es el diámetro en mm, tal que el 50% en peso de partículas tiene un diámetro menor.

D_{20} Ídem para el 20%

D_{10} Ídem para el 10%

$$\text{si } S > 40 - 50 \quad (16)$$

Vibro. compactación no es aplicable

“Ubicar los puntos de aplicación, y estimar la resistencia que se opone el suelo al vibrador, considerando la calidad del material de aporte para mantener cotas, realizando ensayos de prueba” (Quijada, 2008).

Estos ensayos son:

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
- Ensayo de Penetración de Cono (CPT)
- Ensayo Presiométrico (mide las relaciones esfuerzo/deformación) (PMT) (Coy.A, 2005).

Procedimiento

- “La técnica se aplica a los nodos de una red triangular equilátera, separados entre sí, según las características iniciales del suelo y de la mejora que se pretende conseguir, pero por lo general varía el de lado de la malla entre 1.80 – 3 m” (Quijada, 2008).

Esta malla generalmente triangular equilátera, se obtiene de la siguiente manera:

Donde:

S: longitud lados del triángulo o separación entre puntos de ubicación entre perforaciones.

As: Área de suelo que corresponde a cada columna.

Ac: Área de la perforación.

De: Diámetro del círculo inscrito.

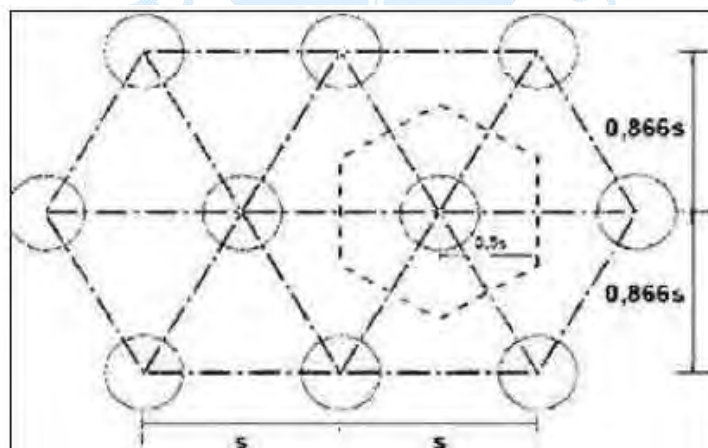


Figura 36: Mallado del método de vibro-compactación
Fuente. Tomado de (Coy.A, 2005)

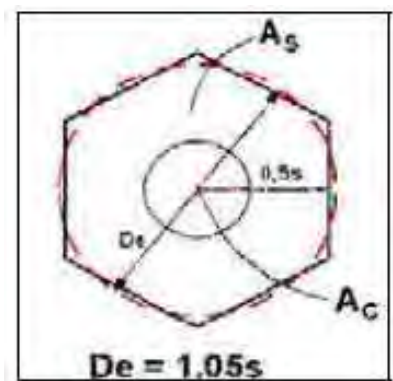


Figura 37: Área de influencia de la vibrocompactación
Fuente. Tomado de (Coy.A, 2005)

Relación de sustitución:

$$A_s = \frac{A_c}{A} = \frac{A_c}{A_c + A_s} \quad (17)$$

- Se colocan cargas a profundidades determinadas a raíz de las cuales se generará la rotura en el entorno de la carga.
- Consiste en la penetración de un dispositivo vibratorio que genera la reordenación de los granos en el terreno hasta una profundidad determinada.
- Densifica el terreno ya que transmite elevados niveles de energía vibratoria y al traslado adyacente del terreno.
- “El vibrador se adhiere a unos tubos de extensión facilitando el tratamiento hasta la profundidad requerida; el tubo de extensión junto al vibrador se acopla al brazo de una grúa quedando todo el varillaje verticalmente suspendido” (KELLER GROUP, 2018).
- Esta grúa, equipada, se ubica en zonas determinadas, previamente evaluadas con el fin de obtener la densidad requerida del suelo.
- “La perforación se produce gracias al peso propio de todo el varillaje (tubos de extensión y vibrador) y al uso de jets o chorros de agua integrados a la parte inferior del vibrador” (KELLER GROUP, 2018).

- Luego empieza con el proceso de densificación mediante subidas y bajadas del vibrador con desplazamientos verticales de aproximadamente 0,5 m a 1 m, como se aprecia en la figura número 29 (KELLER GROUP, 2018).

- “El proceso de densificación se produce ayudado por el efecto combinado de los chorros de agua y la vibración inducida” (KELLER GROUP, 2018).

- “La reducción de volumen se compensa colocando arena limpia vertida en la superficie del punto de compactación, rellenando el cráter producido tras el tratamiento” (Quijada, 2008).

Aplicaciones

La vibro compactación se utiliza con frecuencia para el tratamiento anti-licuación de los suelos. De hecho, los terrenos compactables por vibración corresponden muy bien con los espectros granulométricos de los suelos potencialmente licuables:

- Tratamiento de terraplenes hidráulicos y de plataformas ganadas al mar por dragado.
- Compactación de pozos de cimentación con aporte de materiales. (Coy.A, 2005)

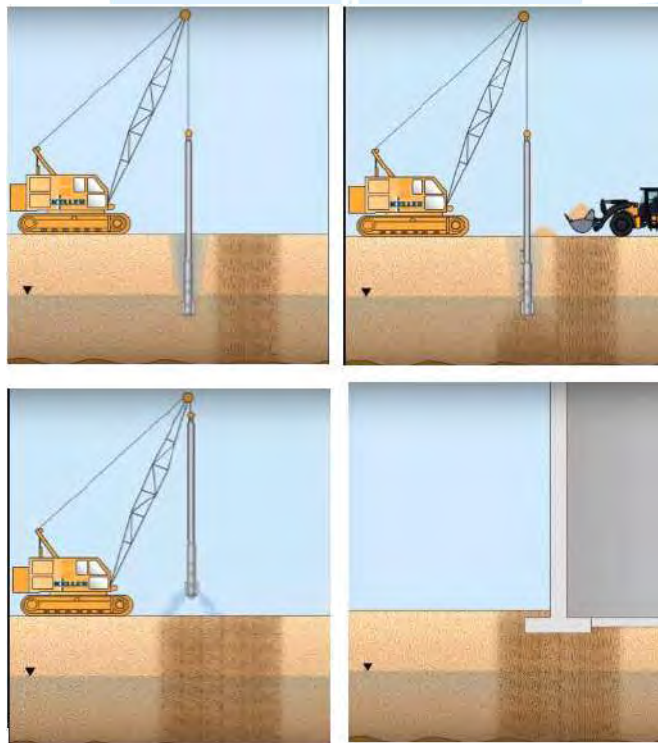


Figura 38: Proceso de Vibro-compactación
Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018)

2.1.7. Vibro- sustitución

La ejecución del método constituye “una técnica de mejora y refuerzo del terreno, basado en la vibración profunda basada en el desplazamiento lateral del terreno y en la incorporación y compactación de grava contra el terreno, distribuyendo la carga uniformemente repartida en la superficie, produciendo una disipación de las tensiones y por tanto el terreno tenderá a tener asentamientos despreciables” (KELLER GROUP, 2018).

Procedimiento

- La optimización del terreno, se obtiene al introducirle columnas de grava, a fin de distribuir la carga de manera equitativa en la superficie.

- Se introduce un vibrador metálico suspendido de grúa con un chorro de agua o aire. “Este equipo cuenta con las siguientes características: masa excéntrica de giro vertical, aletas, tubos de prolongación, aislador, toberas de agua, diámetro de 35 a 45m, longitud 2-4.5m, peso 2-4t, potencia 35 – 100 -160 kw, impacto lateral 10 – 30t” (Quijada, 2008).

- A medida que el vibrador sube, se llena parcialmente con grava y se realiza la compactación durante el ascenso.

- Luego se repite el procedimiento hasta llegar a la superficie.

- La profundidad de la mejora del terreno no depende de donde se encuentra el estrato competente del terreno, sino que es necesario alcanzar la profundidad suficiente que asegure que los asientos producidos tiendan a ser despreciables. Se calcularán asentamientos preferentemente elásticos para determinar la profundidad necesaria de las columnas de grava (Quijada, 2008).

- Las columnas de grava mitigan la licuación por la acción conjunta de varios efectos que tienden a reducir la acción sísmica y aumentar la resistencia al corte frente a cargas cíclicas como son:

- Capacidad de drenaje para disipar rápidamente los incrementos de presiones de poros.

- Efecto de refuerzo debido a la elevada rigidez y ángulo de rozamiento de las columnas.

- Mejora en el suelo alrededor de las columnas.

- Efecto de precarga dinámica, debido a que durante la ejecución se aplica un movimiento vibratorio que induce aceleraciones en el suelo mayores que las producidas por los sismos (Castro, 2008).

Cálculos de diseño

- a = radio de la columna
- b =radio de influencia de la columna de grava= $\frac{a}{2\pi}$
- S_x = espaciamiento entre columnas en dirección “x”
- S_y = espaciamiento entre columnas en dirección “y”
- A_c = área del corte transversal de la columna de grava = πa^2
- A = área de influencia de la columna de grava = $(S_x)(S_y)$

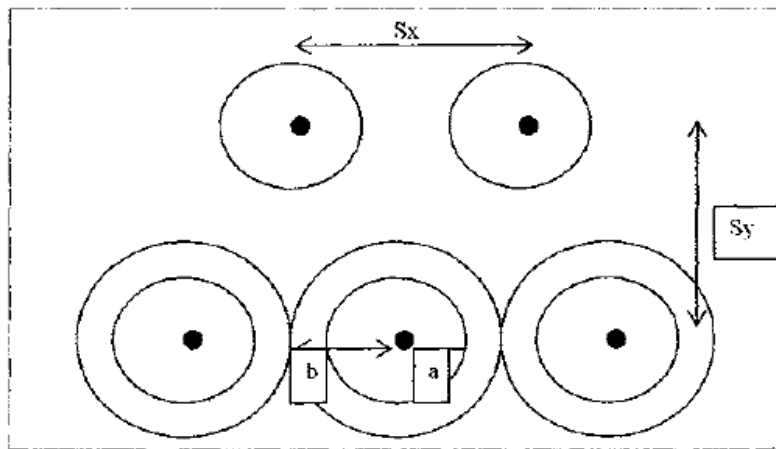


Figura 39: Espaciamiento efectivo entre columnas de grava
Fuente. Tomado de (Coy.A, 2005)

Los drenajes pueden actuar de manera satisfactoria siempre y cuando la permeabilidad sea 200 veces mayor que la del suelo circundante. En relación con el material de drenaje, se debe cumplir con dos restricciones:

1.- La diferencia en permeabilidad entre el material de drenaje y el suelo circundante debe ser grande, para permitir un gradiente hidráulico.

2.- El tamaño de la partícula del material de drenaje debe ser pequeña, para prevenir el taponamiento.

Las pruebas de laboratorio hechas por la “Konoike construction Company” de Japón, indica que, para una carga dinámica, se necesita un material de drenaje más grueso para que haya permeabilidad efectiva, y un límite inferior restrictivo menor para el taponamiento. (Coy.A, 2005). Sus lineamientos se resumen como sigue:

$$20D_{S15} < D_{g15} < 9D_{S85} \quad (18)$$

D_S y D_g son el diámetro efectivo del suelo y del relleno respectivamente.

La grava bien graduada y durable con una graduación entre 3/8 y 2 pulgadas (9.5 y 51 mm) se recomienda para columnas de piedra, se han utilizado tamaños de hasta 4 pulgadas (100 mm).

El refuerzo por columnas de grava es posible debido a la mayor rigidez material de columna con 2 materiales en condiciones uniformes de carga y deformación, los esfuerzos se concentran alrededor del material que menos cede, se puede demostrar por consideraciones de equilibrio. La carga llevada por las columnas de grava depende de las características de la misma:

- Rigidez relativa del suelo
- Columna
- Diámetro
- Espaciamiento entre columnas

La solución que se utiliza para estimar la concentración de carga la elaboró Priebe, (1976). A partir de las consideraciones estáticas, el método se presentó como un medio para la reducción del asentamiento que resulta de la densificación y de la concentración de cargas, por consecuencia la reducción del asentamiento se expresa en términos de una relación de reemplazo de área o la cantidad relativa de suelo reemplazada por grava:

Relación de reemplazo de Arena = ac

$$ac = \frac{A}{A_c} \quad (19)$$

Donde:

A_c es el área de corte transversal de cada columna de grava

A es el área de influencia de columna

En 1989, se llevó a cabo un procedimiento para analizar los efectos del refuerzo durante un evento sísmico, en donde las columnas de piedra no se licuan por su alta permeabilidad, densidad y el suelo no licua por su densificación y por la capacidad de drenar hacia las columnas.

En este método, la columna de grava se divide en elementos discretos y elásticos, cada uno tiene una deformación incremental en el asentamiento. Para una relación de reemplazo del área y de ángulo de fricción de relleno, se obtiene una relación de mejora el asentamiento $\frac{Se}{S}$, y ésta se relaciona con el asentamiento que la matriz suelo / columna sufra en relación con el asentamiento que el sitio experimente sin ser intervenida. Cuando mejora el asentamiento se permite y acelera el drenaje del suelo, mejorando su resistencia (Coy.A, 2005).

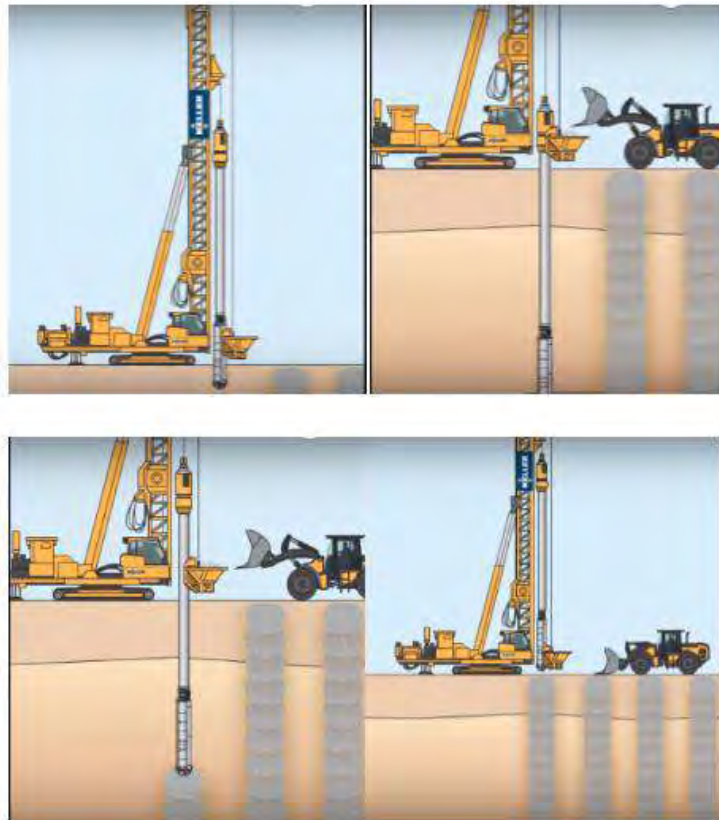


Figura 40: Aplicación de Vibrosustitución
Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018)

Aplicaciones

- Terraplenes
- Plataformas de obras lineales
- Depósitos, tanques, piscinas o balsas
- Tratamientos en fondos marinos, lacustres o fluviales (Sfriso , 2015).

2.1.8. Pilotes

Henríquez (2007), afirma : “Los pilotes mejoran el comportamiento sísmico del terreno mediante tres mecanismos distintos, los cuales mejoran la resistencia a la licuación”, esto son los siguientes:

“Las resistencias a flexión de los pilotes confinan el suelo, reduciendo sus desplazamientos tangenciales cíclicos ante acciones sísmicas (efecto de refuerzo)” (Henríquez, 2007).

“Las vibraciones y los desplazamientos producidos durante su instalación provocan la densificación del terreno” (Henríquez, 2007).

“Durante el proceso del hincado se incrementan las tensiones de confinamiento lateral en el terreno circundante a los pilotes” (Henríquez, 2007).

Pasos para el diseño

- Calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales para lo cual existen diversos procedimientos de diseño.
- Calcular la capacidad de carga admisible de cada pilote.
- En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción laterales del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como “fricción negativa”, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante.
- La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo (KELLER GROUP, 2018).

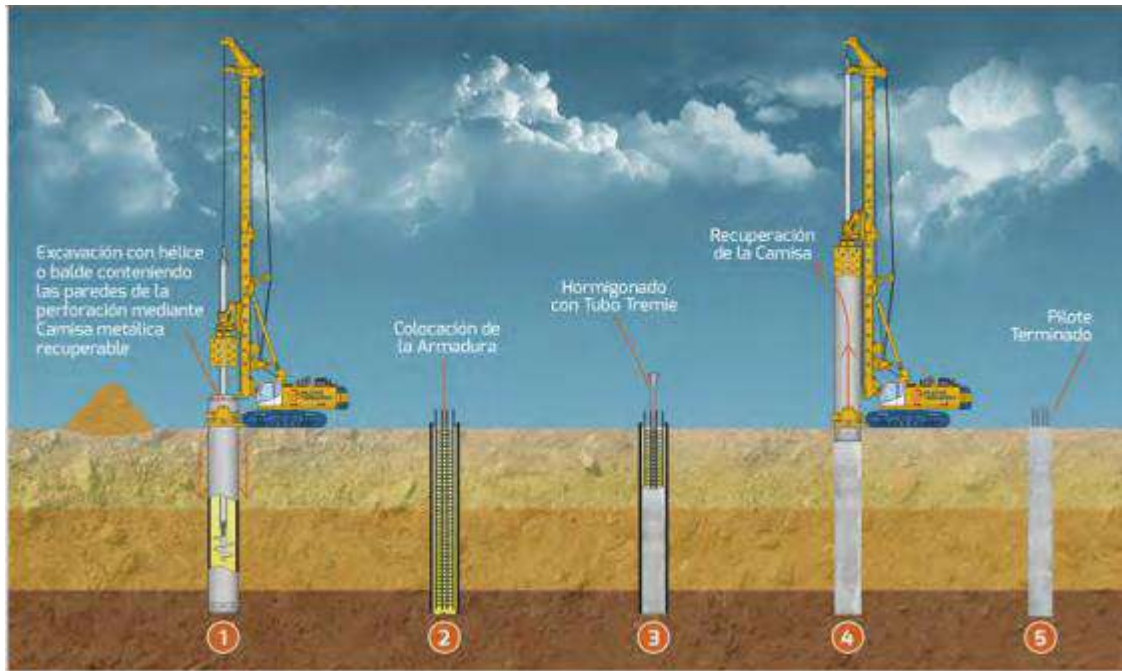


Figura 41: Aplicación de pilotes
Fuente. Tomado de (KELLER GROUP, 2018).

Procedimiento

- La construcción de pilotes de hormigón “in situ” se realiza previa excavación del terreno, aunque también pueden realizarse mediante desplazamiento del terreno o con técnicas mixtas (excavación y desplazamiento parcial). Por la forma de ejecución del vaciado, se distinguen los pilotes in situ de extracción y los pilotes in situ de desplazamiento.
- El tipo de pilotes más utilizados son los de extracción con entubación recuperable.
- Son elementos estructurales formados por hormigón armado o perfiles metálicos de gran longitud comparada con su sección transversal, que transmiten las cargas a niveles profundos del terreno.
- Inicialmente se realiza una perforación para colocar por medio de rotación o vibración una camisa recuperable.
- Luego se procede a la colocación de la armadura y al hormigonado de la tubería.
- La extracción de la camisa recuperable se da simultáneamente con el proceso de hormigonado, con lo que se termina la elaboración del pilote ver.

2.1.9. Precarga

Este proceso se realiza colocando una carga sobre un depósito de suelos finos blandos con la finalidad de compactar el terreno.

Es necesario colocar la precarga por un periodo prolongado (meses).

La técnica de precarga puede reducirse con la implementación de drenes verticales en el área en tratamiento (la longitud de los drenes verticales 2500 m por equipo y día y de 15 a 50 m de profundidad (Henríquez, 2007).

Esta técnica mejora las siguientes propiedades:

- Aumento de presión de preconsolidación
- Reducción de relación de vacíos
- Aumento de resistencia al corte
- Reducción de permeabilidad

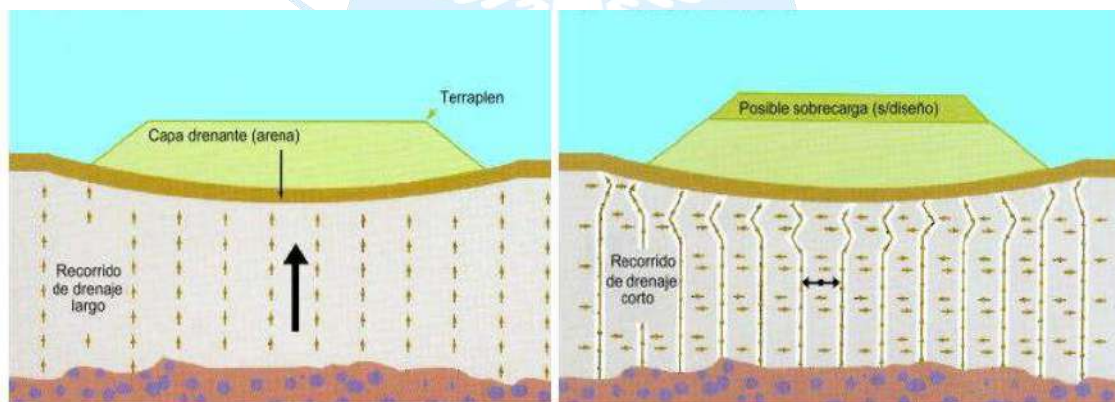


Figura 42: Aplicación de técnica de precarga

Fuente. Tomado de (Sfriso , 2015)

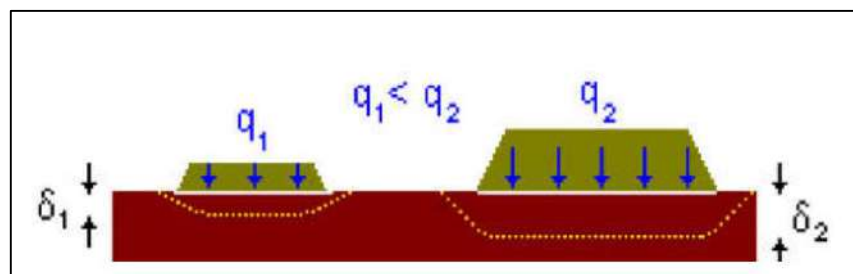


Figura 43: Reducción de relación de vacíos

Fuente. Tomado de (Sfriso , 2015)

El uso de la precarga es recomendable cuando se presentan las siguientes condiciones:

- E suelos consolidados o ligeramente preconsolidados.
- El perfil de subsuelo lo constituyen estratos de limos orgánicos, limos sueltos y arenas finas sueltas.
- Cuando es necesario reducir el nivel freático del suelo para facilitar la excavación
- Cuando se requiere mejorar el terreno bajo una estructura existente
- Su aplicación se limita a casos en los que el espesor del estrato compresible es de 5 a 10 m (Espinosa, 2016).

2.1.10. Geomallas

Las geomallas son geosintéticos compuestos principalmente por poliéster, polipropileno y/o polietileno de alta intensidad. Consisten en juegos de costillas paralelas conectadas con aberturas de tamaño suficiente para generar la trabazón del material con el que se encuentran en contacto (Orrego, 2014).

Existen dos tipos de geomallas las cuales tienen múltiples aplicaciones:

- Geomallas uniaxiales, son aquellas en la que se desarrolla una alta resistencia a la tensión en una sola dirección y se emplean para el refuerzo en muros, terraplenes y taludes de suelo reforzados con todo tipo de materiales de relleno.
- Geomallas biaxiales, posee resistencia a la tensión en dos direcciones, se emplea para estabilizar suelos blandos, ya que minimizan los efectos de posibles hundimientos, y disminuyen el espesor de las capas granulares del suelo de vías tanto pavimentadas como no pavimentadas. Además, son de gran uso en estabilización de plataformas de construcción y refuerzo de fundaciones, ya que no solo aumentan la capacidad portante del suelo, sino que controlan los posibles asentamientos diferenciales o desniveles que se puedan presentar (Orrego, 2014).

Las geomallas se recomiendan para contrarrestar el efecto del fenómeno de licuación en: pavimentos, tanques, depósitos metálicos pesados y otras estructuras especiales.

Este método consiste en excavar hasta el nivel de suelo licuable y colocar un colchón de grava conectado al exterior por medio de columnas llenas de grava con la finalidad de que

funcione como un sistema drenante y permita la evacuación de agua y así poder disminuir las presiones intersticiales acumuladas en los estratos licuables. Seguidamente del colchón de grava, se coloca la geomalla, posteriormente encima de esta se coloca relleno compactado y se alterna según en diseño conveniente, este procedimiento se puede apreciar en la Figura 44 (Carrillo & Alcayhuaman, 2008).

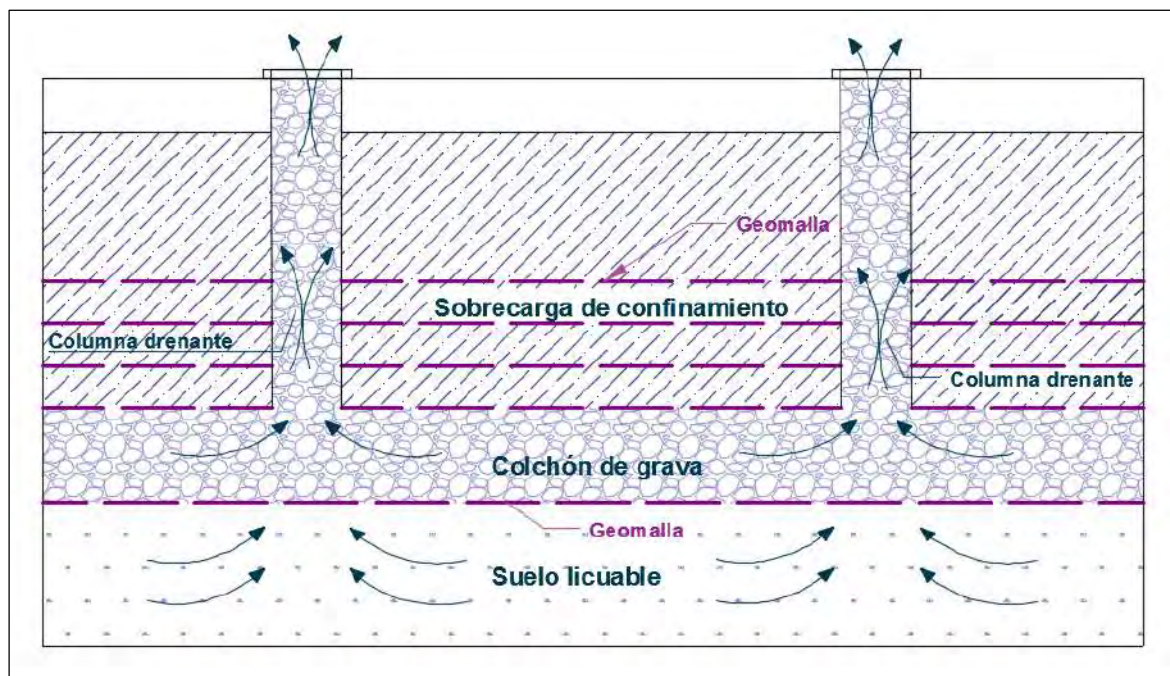


Figura 44: Mecanismo disipador de presiones, para reducir efectos de licuación en arenas saturadas
Fuente. Tomado de (Carrillo & Alcayhuaman, 2008)

2.2. Métodos de mitigación ante licuación

2.2.1. Inyecciones de compactación

“Este método consiste en inyectar de manera gradual (60 lts/min) un mortero seco de baja movilidad, la cual se comporta como una mezcla homogénea desplazando y compactando el terreno circundante” (Henríquez, 2007).

“La mezcla, constituida por arenas limosas, cemento, cenizas volantes y agua, se prepara en la mezcladora y se inyecta a presión en el terreno a través de una bomba específica” (Henríquez, 2007).

Para conseguir una compactación uniforme del terreno es necesario que las inyecciones se realicen en primera instancia en una malla primaria y luego en una secundaria (Henríquez, 2007).

“Al inyectar en el terreno mortero bajo presión, se produce una expansión que desplaza y compacta el terreno” (Henríquez, 2007).

Mediante la inyección de compactación se mejoran las propiedades del terreno:

- Aumenta la densidad relativa.
- Aumenta la rigidez.
- Disminuye la permeabilidad (Henríquez, 2007).

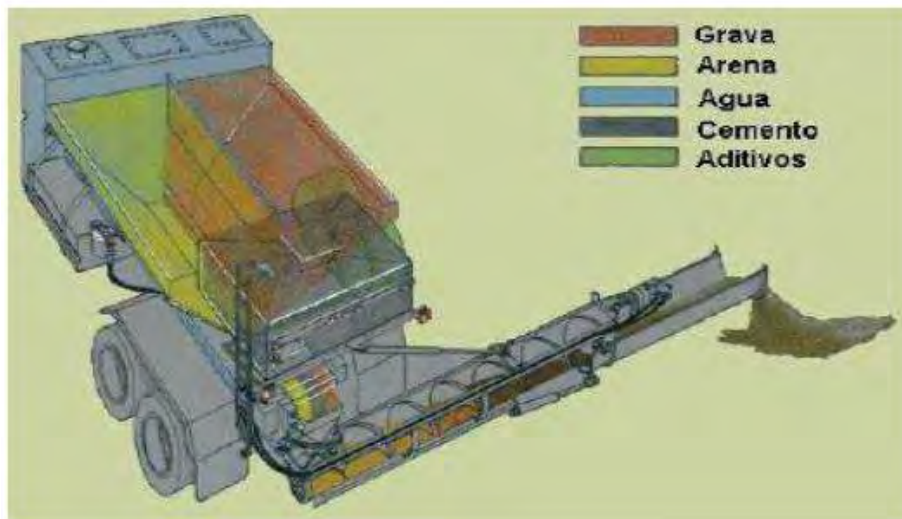


Figura 45: Inyecciones de Compactación
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

Aplicaciones:

1. Mejora de suelos:

Aumenta la capacidad portante, ya que aumenta la densidad relativa del suelo.

En suelos no cohesivos con baja o media densidad este método se realiza con intercalaciones de capas duras o cementadas que a la vez pueden complementarse con pilotes o columnas de grava.

Mejora terrenos en suelos sueltos y/o colapsables, con valores de N_{spt} típicos de 0 a 15-20 golpes.

Ayuda a compensar asentamientos.

2. Estabilización y recalce de cimentaciones:

Incrementa o restaura la capacidad portante del suelo bajo cimentaciones existentes, en caso de sobrecargas o para arreglar daños causados por asentamientos.

Recupera o incrementa la capacidad portante a lo largo de cimentaciones profundas.

Sirve como tratamiento previo a las técnicas de Jet grouting e inyecciones de fracturación.

3. Relleno de cavidades:

Se puede utilizar en zonas de relleno que no se han compactado lo suficiente, en terrenos porosos, erosionados o con cavidades (TERRATEST, 2018).

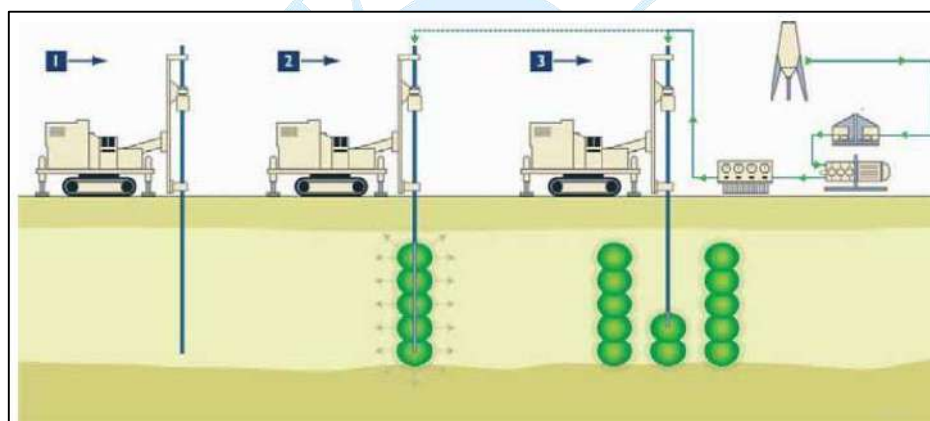


Figura 46: Aplicación de inyecciones de compactación
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

2.2.2. Chemical grouting

Método por el cual se inyecta al suelo una solución químicamente reactiva que en primera instancia actúa como un fluido y luego de determinado periodo de tiempo, se convierte en un sólido, semisólido o un gel.

Según el tipo de suelo y la finalidad de la técnica de la inyección, se pueden clasificar en tres tipos de penetración:

Por fracturamiento

- Es resultado de inyectar la mezcla viscosa (por lo general a base de cemento) a grandes presiones, lo cual ocasiona fracturamientos controlados de las formaciones en las cuales la

mezcla no penetra en las partículas individuales del suelo, sino que constituyen lentes o capas de mezclas de inyección.

- Es eficiente cuando se necesita aumentar la capacidad de carga de los suelos de tipo blando o suelto, en el nivelado de las cimentaciones y en la formación de capas impermeables (Antonio , 2006).

Por impregnación

- Proceso en el cual la mezcla de la inyección es obligada a penetrar en el interior de los vacíos del suelo, retirando el agua y el aire incorporado en los mismos, sin alterar de manera relevante la estructura física del suelo.

- Se utilizan los compuestos de partículas en suspensión como el cemento, la arcilla, la puzolana, la bentonita, y las mezclas de inyección química como los acrilatos, el silicato de sodio, los lignitos y las resinas fenoplásticas (Antonio , 2006).

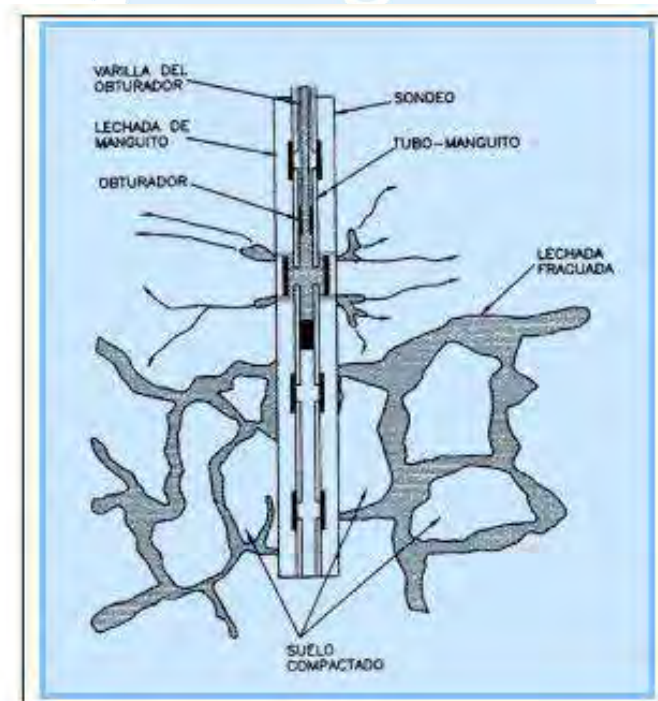


Figura 47: Esquema de la inyección por fracturamiento
Fuente. Tomado de (Kutzner, 1996)

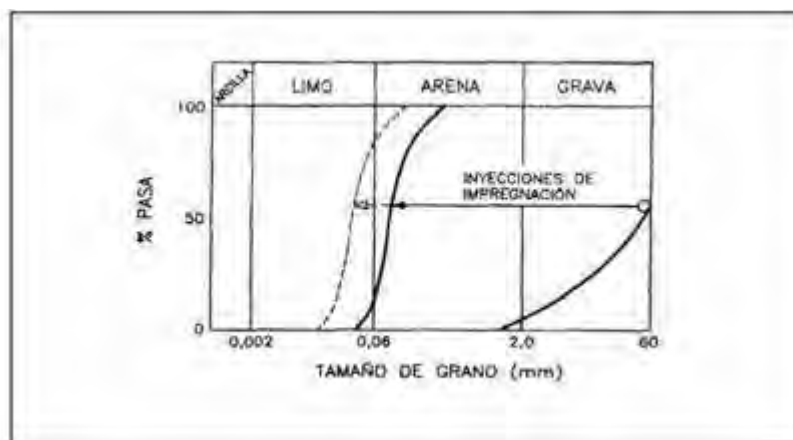


Figura 48: Distribución granulométrica de los suelos que pueden ser tratados con inyecciones de impregnación
Fuente. Tomado de (Antonio , 2006)

Por fracturamiento-impregnación

- La inyección se debe aplicar a velocidades mayores, aumentando la presión de tal manera que la mezcla ingrese por la acción combinada entre fracturamiento e impregnación que dan origen a fracturas en forma de disco alrededor de la perforación, y la mezcla de inyección química ingresa por medio de éstas (Antonio , 2006).

El tipo de material utilizado para preparar la inyección química es definido por el tipo de suelo a inyectar. De manera general, las mezclas de inyecciones se agrupan de la siguiente manera:

- Mezclas de cemento
- Mezclas cemento-arcilla
- Mezclas de arcilla
- Mezclas de arcilla con productos químicos
- Mezclas químicas (chemical grouting)
- Mezclas de emulsiones bituminosas

Esta diversidad de productos se divide en dos grupos principales: suspensiones y soluciones. La diferencia entre ambos grupos es que las primeras se inyectan en las rocas fisuradas y en medios granulares de alta porosidad, mientras que las soluciones actúan con eficiencia en los suelos granulares finos en los que las suspensiones no pueden penetrar. Es

por ello que la elección de su aplicación depende las características del suelo y de las condiciones de trabajo (Antonio , 2006).

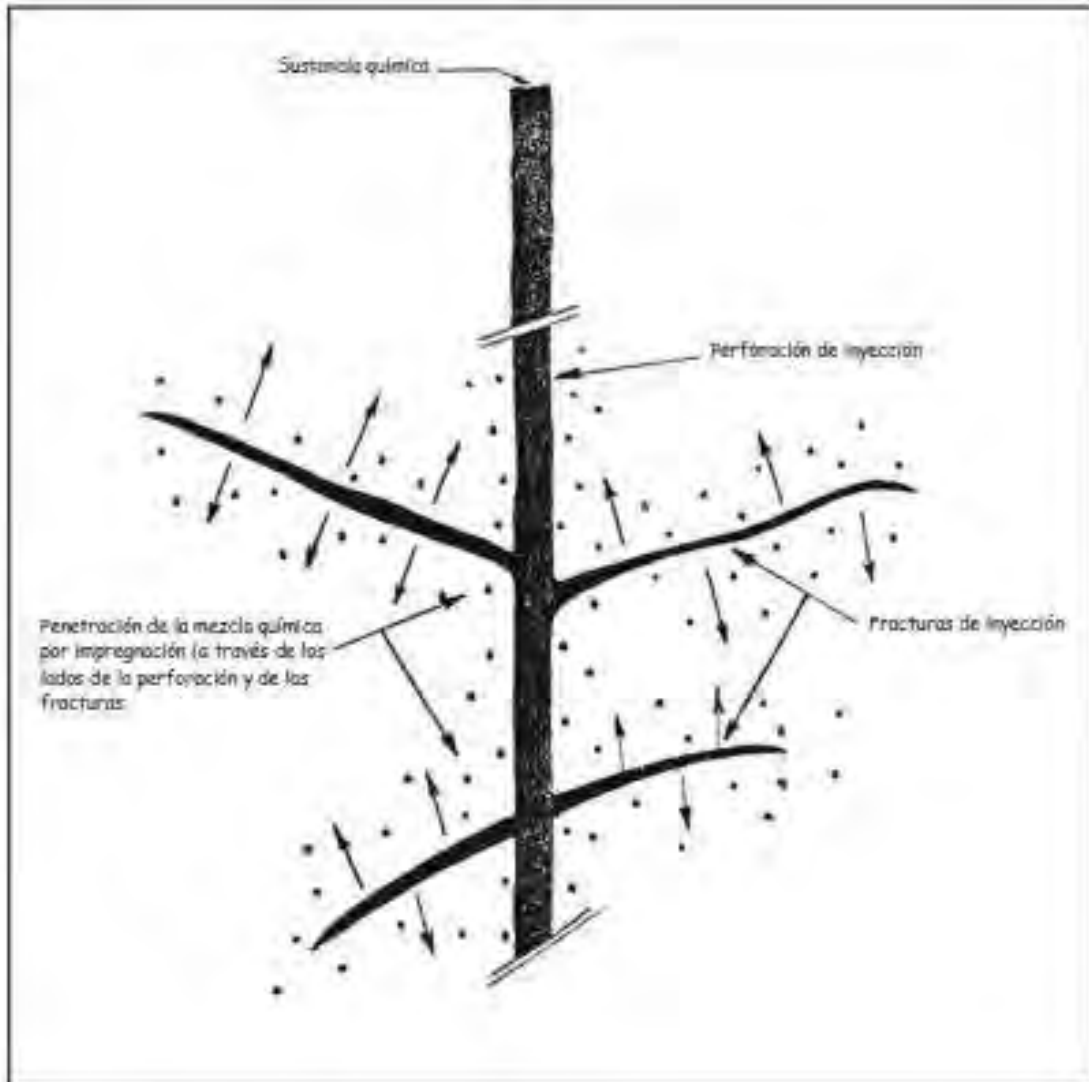


Figura 49: Inyección por fracturamiento-impregnación
Fuente. Tomado de (Caron, 1982)

Hayward (1982) estudió la penetrabilidad de las mezclas químicas en depósitos de suelos granulares. En la Figura 50 muestra dicho parámetro en función de la distribución de tamaños de los suelos.

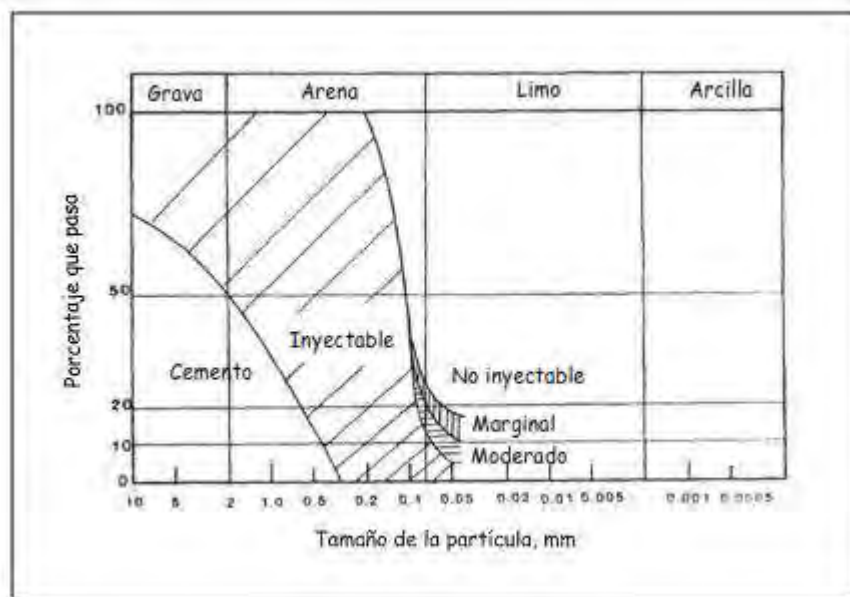


Figura 50: Penetrabilidad de los suelos según su tamaño de partícula
Fuente. Tomado de (Antonio , 2006)

Los suelos con un contenido de finos de menos de 12% (material que pasa la malla 200), son fácilmente inyectables, los suelos con contenidos de finos de entre 12% y 20% son moderadamente inyectables, y los suelos con contenidos de finos de entre 20% y 25% son marginalmente inyectables (Antonio , 2006).

2.2.3. Micropilotes

El micropilote es un elemento para las cimentaciones, resistente a los esfuerzos de tracción y compresión. Está compuesto por un tubo de acero colocado en el interior de un taladro perforado en el terreno y recibido en el mismo mediante una lechada de cemento inyectado (Henríquez, 2007).

“Son elementos de cimentaciones profundas, de sección circular y pequeño diámetro, de hasta 350 mm, con alta capacidad portante a compresión, que transfieren cargas al terreno en profundidad” (KELLER GROUP, 2018).

“De igual modo, los micropilotes pueden ser diseñados para soportar esfuerzos de flexión y cortante, e incluso de tracción” (KELLER GROUP, 2018).

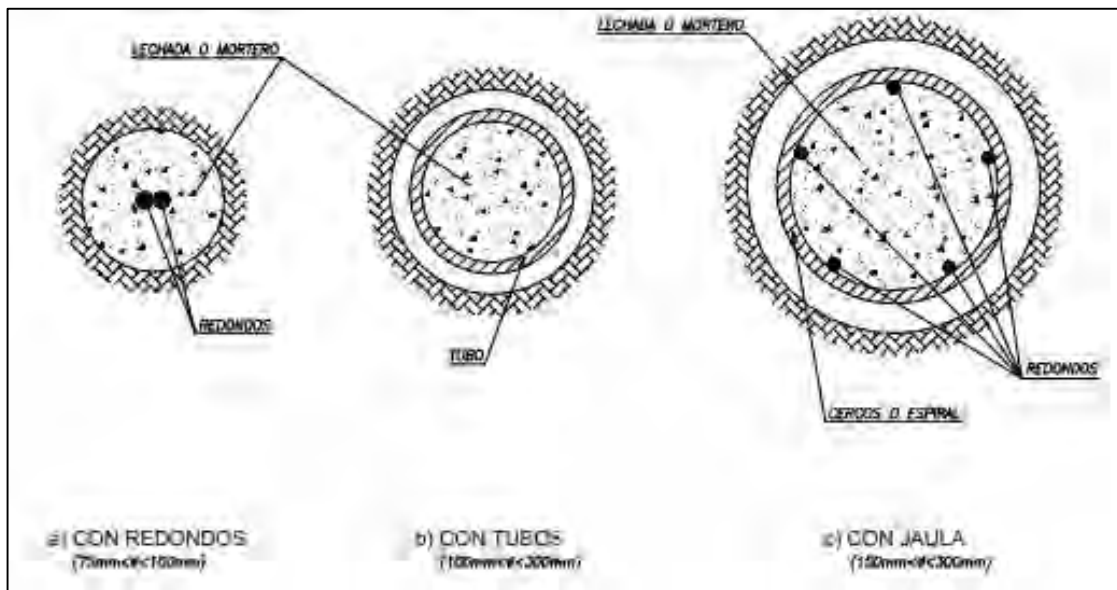


Figura 51: Diámetros de micropilotes
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

“Es una técnica utilizada como recalce, en el cual las cargas de una estructura son transmitidas a capas más profundas del terreno atravesando las susceptibles a licuar” (Henríquez, 2007).

“Especial para espacios reducidos y restricciones de altura, en cimentaciones profundas no aptas para otras técnicas debido a la heterogeneidad del terreno.” (KELLER GROUP, 2018).

Los micropilotes están compuestos por un tubo de acero corrugado (siguiendo lo dispuesto en La Instrucción Española del Hormigón Estructural EHE 08) colocado en el interior de un taladro perforado en el terreno y recibido por el mismo mediante una lechada de cemento inyectada.

“La inyección del micropilote se realiza siempre por circulación inversa, bombeándose desde la central de fabricación de lechada y mediante el empleo de batidoras de alta turbulencia” (KELLER GROUP, 2018).

Existen varios tipos de micropilotes, clasificándose según las siguientes características:

- “Por la forma de transmitir los esfuerzos al terreno:

- Puntualmente, cada uno de los micropilotes a través de su fuste, y su punta, como cimentación profunda.
- En conjunto, mejorando una zona determinada del terreno.

- Por el tipo de sollicitación dominante a la que están sometidos:

- Esfuerzos axiales a compresión o tracción (cimentaciones y recalces).
- Momentos flectores y esfuerzos cortantes (estabilización de laderas, contención de excavaciones, etc)” (Henríquez, 2007).

- “Por el sistema de inyección de la lechada o mortero de cemento

Siguiendo estas solicitaciones se pueden clasificar de acuerdo a lo siguiente:

Según su forma de trabajo

- Rígidos de primer orden
- Flotantes
- Semi-rígidos” (Henríquez, 2007).

“Según su ejecución y sistema constructivo

- Micropilotes de hinca prefabricados
- Prefabricados apisonados
- Excavados o perforados.”

En el tratamiento de suelos potencialmente licuables, los micropilotes se han utilizado como técnica de recalce, en la cual las cargas de una determinada estructura son transmitidas a capas más profundas del terreno con mejores características, atravesando los estratos susceptibles a licuar (Henríquez, 2007).

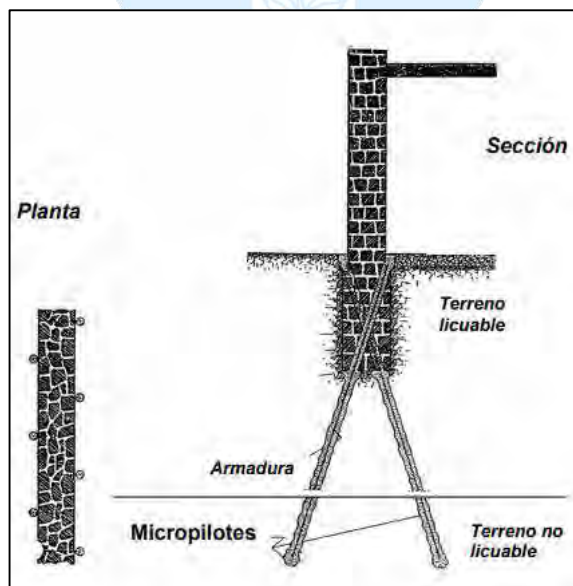


Figura 52: Recalce con micropilotes
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

“También se puede aplicar esta técnica en forma de reticulado en todo el perímetro de la cimentación, de tal manera que además de recalzar confinan el terreno, disminuyendo las deformaciones tangenciales cíclicas al ser sometido este a las acciones sísmicas” (Henríquez, 2007).

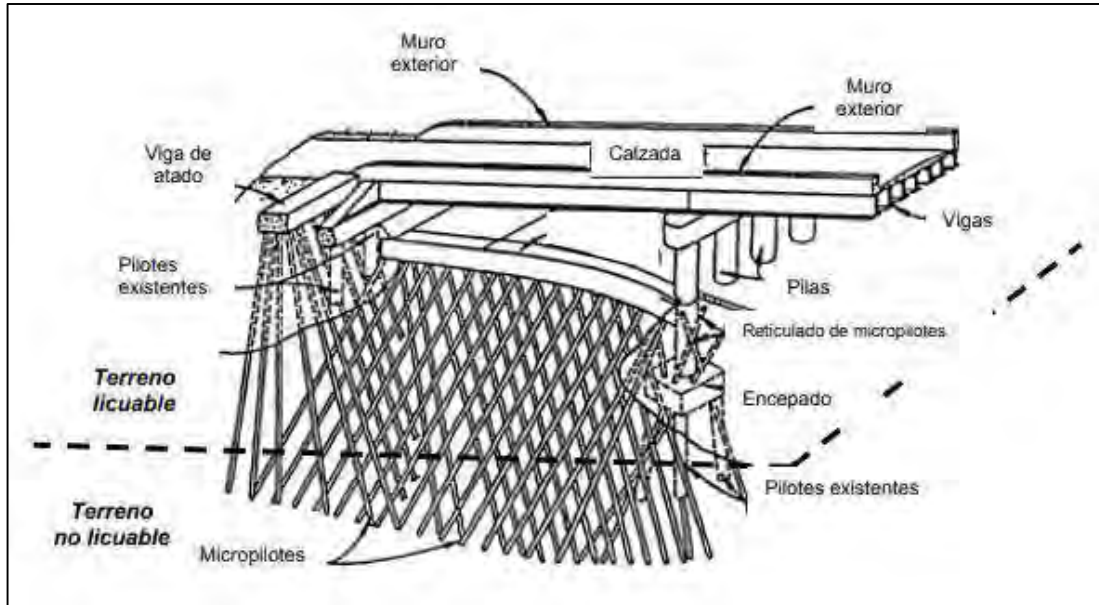


Figura 53: Recalce mediante reticulado de micropilotes.

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007)

2.2.4. Jet grouting

“Es una inyección radial de fluidos, a elevada velocidad, para erosionar el terreno, reemplazando parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente cementante dando origen a un producto denominado “*soilcrete*” (KELLER GROUP, 2018).

“Se requiere de una tubería de perforación equipada en su extremo, monitor con toberas de inyección y bombas de alta presión que deben suministrar constantemente grandes volúmenes de lechada” (KELLER GROUP, 2018).

Se utiliza en recalces de estructuras cimentadas sobre terrenos licuables, mediante la ejecución de columnas de jet en todo el perímetro de la cimentación, transmitiendo la carga de la estructura a estratos mejor calificados (KELLER GROUP, 2018).

Este método mejora las siguientes propiedades:

- Confina el área circundante de manera representativa.

- Mejora propiedades geo- mecánicas y físicas.

Las clasificaciones están ligadas al sistema de desplazamiento y fracturación del terreno y la mezcla de éste con la lechada de cemento inyectado. Estos sistemas son:

- “Sistema de fluido único. Se consigue la disgregación y cementación del suelo, con un chorro de un solo fluido a alta presión. (Es una lechada de cemento)” (KELLER GROUP, 2018).

- “Sistema de doble fluido (aire). La disgregación y cementación del suelo es potenciada por la presencia de aire, que a la vez favorece la evacuación del detritus resultante” (KELLER GROUP, 2018).

- “Sistema de doble fluido (agua). La disgregación del suelo se obtiene por un chorro de agua a alta presión que sale por la tobera superior, mientras que por la tobera inferior se utiliza como segundo fluido una lechada, para conseguir la cementación del suelo” (KELLER GROUP, 2018).

- Sistema de triple fluido

“Este sistema consigue con un chorro de agua a alta presión más aire, la disgregación del suelo, utiliza como tercer fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo” (KELLER GROUP, 2018).

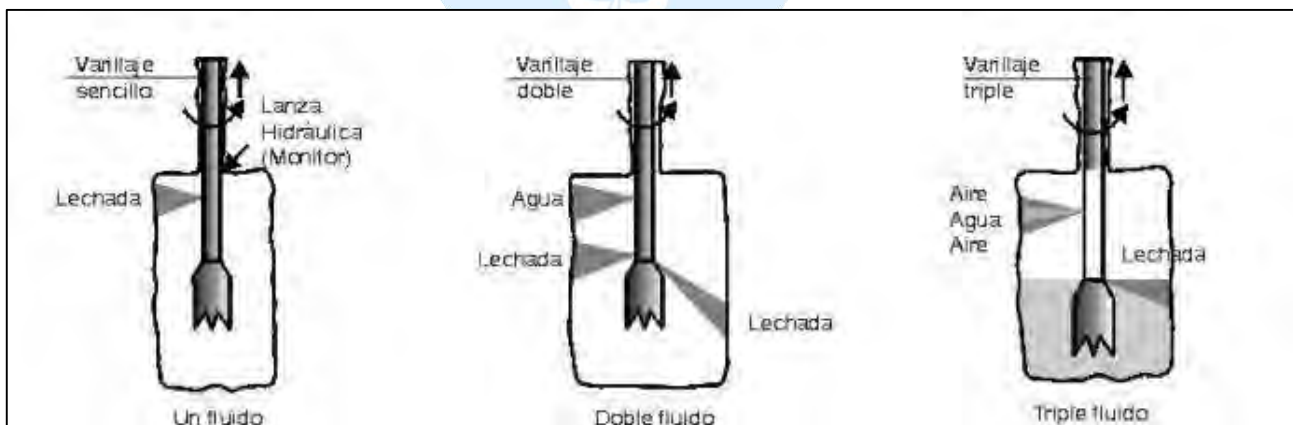


Figura 54: Sistemas de fluido de la técnica Jet Grouting

Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

- SuperJet (doble fluido, aire): este sistema utiliza la base de un sistema de doble fluido (aire+lechada), pero con un monitor altamente sofisticado, especialmente diseñado para

gobernar y focalizar de una manera precisa la energía de la materia inyectada. La lechada es empleada para erosionar y mezclarse con el suelo. El aire envuelve el jet de lechada para incrementar la eficacia de la erosión. Valiéndose de una baja velocidad de rotación y ascenso, se alcanzan grandes diámetros de columnas de suelo tratado (Henríquez, 2007).

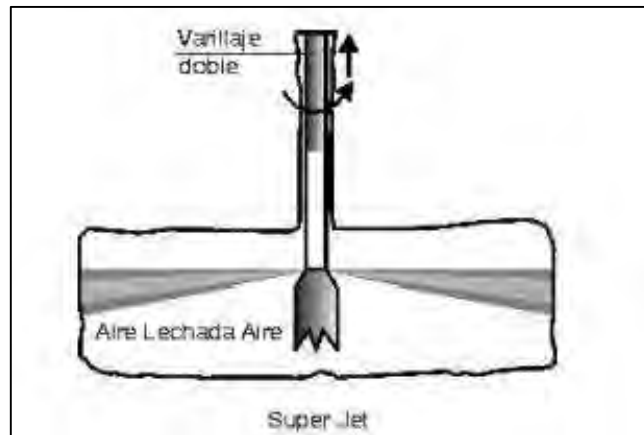


Figura 55: “Sistema Superjet, Jet Grouting”
Fuente. Tomado de (Henríquez, 2007).

Ámbitos de aplicación

- Obras hidráulicas
- Puentes y estructuras
- Edificaciones
- Obras ferroviarias
- Carreteras

“El Jet Grouting se ha utilizado también en recalces de estructuras cimentadas sobre terrenos licuables, mediante la ejecución de columnas de jet en todo el perímetro de la cimentación, transmitiendo la carga de la estructura a estratos mejor calificados, ya que atraviesan las capas propensas a licuar, además de que confinan y/o encapsulan el terreno potencialmente licuable evitando grandes deformaciones tangenciales, la generación de presión intersticial y la propagación de la misma desde áreas licuadas al terreno bajo la cimentación, al ser sometido a las acciones sísmicas” (Sfriso , 2015).

2.2.5. Ampliación de cimientos

Es requerida cuando los cimientos actúan de manera deficiente por trabajar a grandes presiones o en caso se hayan degradado y en consecuencia se haya visto afectada su área efectiva, aunque también es aplicable esta técnica en situaciones en las que se necesite aplicar mayores cargas a las preexistentes.

La dificultad principal es integrar totalmente el concreto nuevo con el viejo, para ello es necesario que el hormigón nuevo tenga una resistencia similar o ligeramente superior al existente ya que es en vano que sea mucho mayor, entonces para que el conjunto funcione como una sola pieza se ha de preparar bien la unión, como por ejemplo limpiar y picar la superficie de contacto de la zapata antigua y obtener un perfil óptimo de ambas partes (Ascurra & Muriel , 2019).

La conexión entre el cemento antiguo y el nuevo debe garantizarse. Para ello puede emplearse una de las siguientes soluciones:

- Barras corrugadas de acero colocadas en taladros insertadas con resina epoxi
- Llaves o cajeados laterales practicados en la zapata existente
- Aplicación manual de una imprimación activa de dos componentes a base de resina epóxica (Romero B. , 2005).

“En líneas generales puede hacerse la siguiente clasificación de soluciones:

Ensanche del cimiento en su plano. La trabazón puede conseguirse mediante bulones, resinas, dentado de la junta de contacto o acuñaamiento de forma” (Peréz , 2005).

Una variante patentada la constituye el sistema Pynford, que consiste en “introducir unos castilletes metálicos en huecos abiertos en las cimentaciones pasando entre ellos las armaduras y sustituyendo así los viejos cimientos de mampostería por bloques de hormigón armado” (Romero B. , 2005).

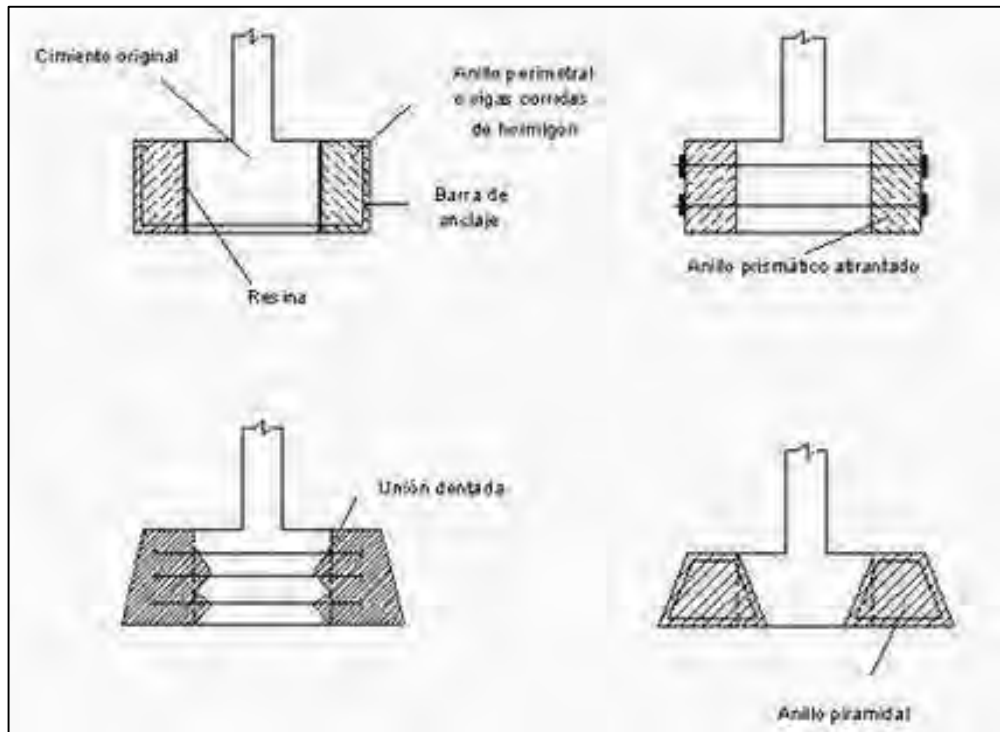


Figura 56: Soluciones para ensanche de cimientos
Fuente. Tomado de (Peréz , 2005)

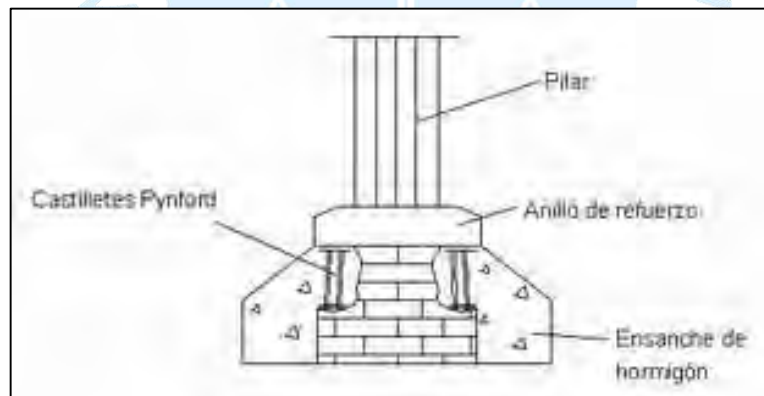


Figura 57: Recalce con castilletes pynford
Fuente. Tomado de (Romero B. , 2005)

“Punteo del cimiento por encima del mismo, transmitiendo las cargas a un anillo que contornea y ensancha la cimentación. En el caso de muros, el puente puede formarse mediante vigas de acero u hormigón (“needle beams”) que descansan sobre carreras preformadas paralelamente al cimiento” (Romero B. , 2005).

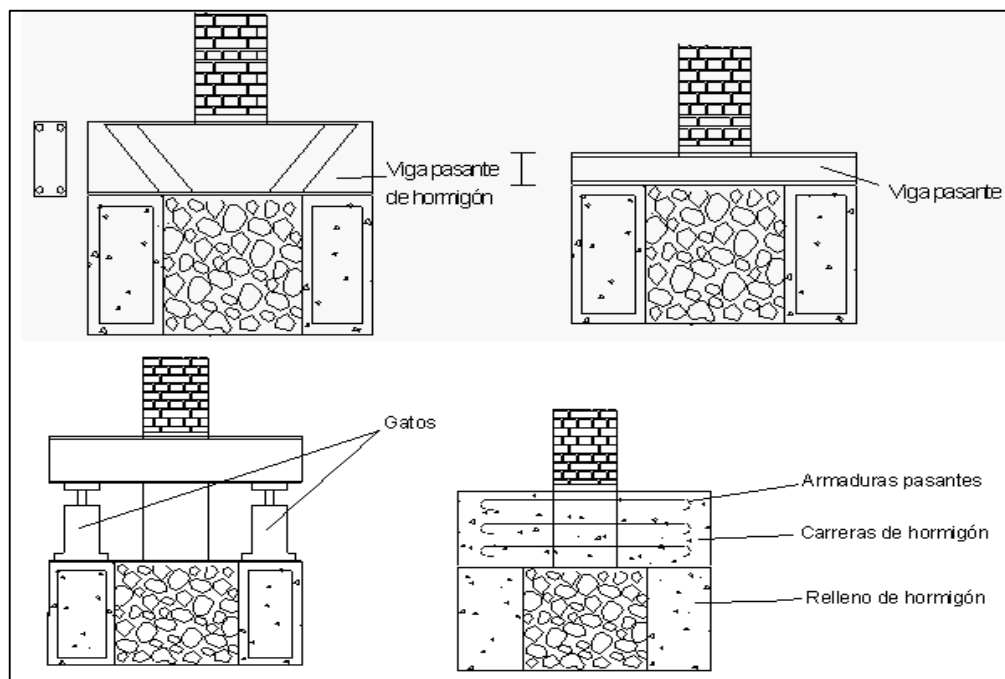


Figura 58: Soluciones de puenteo y ensanche de cimientos corridos
Fuente. Tomado de (Pérez , 2005)

“Si se trata de pilares o columnas aisladas es necesario formar una base armada contorneando el arranque de los mismos, lo cual plantea problemas de espacio. El ensanche de los cimientos puede tener una configuración distinta de la original” (Romero B. , 2005).

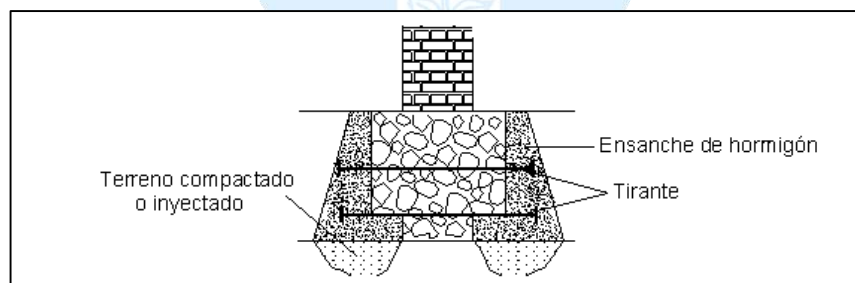


Figura 59: Ensanche del cimiento corrido con mejora local del terreno
 Tomado de (Pérez , 2005)

“La unión del hormigón fresco con el antiguo se efectúa mediante la presión que resulta de la contracción del hormigón fresco por la retracción. Para evitar las grietas que podrían producirse y que perjudicarían a esta unión, y para resistir a los esfuerzos resultantes de la descomposición de las fuerzas aplicadas, es necesario armar este hormigón mediante cercos suficientemente numerosos” (Pérez , 2005).

“Cuando la losa no es accesible en todas sus caras (columnas en medianería); la reconstrucción es muy delicada, siendo necesario constituir una viga completa que envuelva la columna y haga cuerpo monolítico con el mismo” (Pérez , 2005).

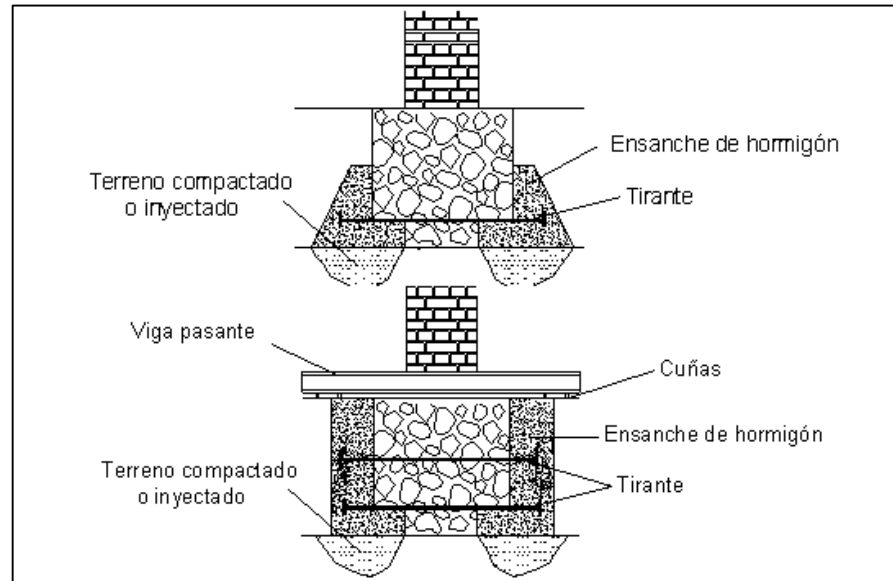


Figura 60: Ensanche de Hormigón
Fuente. Tomado de (Pérez , 2005)

2.3. Resumen de métodos de prevención y mitigación a licuación

Con la finalidad de simplificar la información brindada previamente, se desarrolló un cuadro con cada uno de los métodos estudiados, resaltando ciertas características como, por ejemplo: metodología, requisitos, tipo de suelo, profundidad, parámetros que mejora y aplicación.

Tabla 6*Resumen de métodos de prevención para la licuación*

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
CONSOLIDACIÓN DINAMICA CLÁSICA (CDC)	Deja caer pesos (10 a 20 ton) desde alturas de 15 a 30 m. Inicialmente entre puntos distantes y de mayor energía, luego entre puntos más cercanos y con menor energía	Los finos no deben exceder entre el 15 y 20%	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC	En rellenos de grano grueso sin finos hasta 20 m, en arenas limosas 12-14 m, en general de 7 a 12 m	Disminuye la permeabilidad, disminuye el exceso de presión intersticial, aumenta la resistencia de la capacidad portante, disminuye los asentos instantáneos	Aplicable a zonas alejadas por el ruido que genera
CONSOLIDACIÓN DINÁMICA RÁPIDA (CDR)	Deja caer una pesa de 7 tn levantada por un sistema hidráulico hasta 1.2 m sobre una zapata de acero con intensidad de 50 golpes/min.	Los finos no deben exceder entre el 15 y 20%	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC	3-5 m	Disminuye la permeabilidad, disminuye el exceso de presión intersticial, aumenta la resistencia de la capacidad portante, disminuye los asentos instantáneos	Aplicable a zonas con construcciones próximas

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
DEEP MIXING	Utiliza una mezcladora giratoria para perforar para luego continuar con la inyección del aditivo mediante la propia perforadora	Sin restricción	-	hasta 30 m	Incrementa la resistencia, reduce la deformabilidad, mejora la cohesión entre 0.05 y 5 MPA y evita el incremento de presión intersticial	Permite la cimentación de todo tipo de estructuras
VOLADURA	Perfora el terreno para luego colocar cargas explosivas que producen el reacomodo a una posición más estable de las partículas	Los finos y las arcillas no deben exceder el 20 y 5% respectivamente	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC	Depende del tipo y la cantidad de explosivo empleado	Aumenta la densidad relativa e incrementa la capacidad portante.	Aplicable a zonas alejadas
VIBROCOMPACTACIÓN	Introduce un equipo vibratorio que genera la reordenación de los granos en el terreno.	Los finos no deben exceder entre el 10 y 15%	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC,	3-70 m	Aumenta la densidad relativa, reduce asentamientos, reduce la permeabilidad de 2 a 50 veces.	Tratamientos de los terraplenes hidráulicos, de muelles fluviales, etc

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
VIBROSUSTITUCIÓN	Utiliza la vibración con inyección hasta llegar a la profundidad máxima, luego se rellena con grava de 2 a 80 mm que el vibrador va compactando hasta forma una columna de grava compacta	Limos o limos arcillosos, mezclas de gravas, arenas y arcillas con contenidos pasantes del tamiz 200 en exceso de 20%	SP-SM, SP-SC ML, CL, LO, GC-GM, SM, SC	hasta 30 m	Reduce los asentamientos, aumenta la resistencia al corte, reduce la presión intersticial, aumenta la rigidez	Terraplenes, plataformas de obras lineales, tanques, piscinas, etc.
PRECARGA	Se coloca una carga sobre el terreno por un periodo prolongado de tiempo (meses)	Suelos con alto contenido de finos, como arenas sueltas y limos, arcillas limosas blandas, limos orgánicos, turbas y depósitos aluviales erráticos, al igual que en suelos	ML, CL, LO, PT	15-50 m	Aumenta la presión de pre consolidación, reduce la relación de vacíos, aumenta la resistencia al corte, reduce la permeabilidad.	Mejoramiento del suelo para puertos y estructuras portuarias

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
		artificiales formados de materiales dragados sin compactar, residuos industriales (cenizas) y depósitos de residuos urbanos				
PREMEZCLADO	Proceso de premezclado de un terreno granular con una pequeña cantidad de agente impermeabilizante como cemento u otra solución química	suelo arenoso con alto contenido de finos.	SM	-	Mejora la resistencia al corte, compactación y permeabilidad	Protección de terraplenes en la construcción de presas
PILOTES	Depende del tipo de pilote	Se deben evitar suelos excesivamente blandos	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC,	Dependiendo del tipo de pilote de 15 a 50 m	Reduce los desplazamientos tangenciales ante el sismo, aumenta la densidad relativa, incrementa las	Empleados en terrenos poco homogéneos en los que se necesita apoyar la carga de la superestructura

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
GEOMALLAS	La geomalla se coloca sobre el estrato licuable, luego se coloca un colchón de grava conectado al exterior con columnas de gravas, posteriormente se rellena por capas compactadas separadas por geomallas.	-	-	Dependerá del estrato licuable	Disminuye las presiones intersticiales, mejora la capacidad portante del suelo.	Pavimento tanques, depósitos metálicos pesados y estructuras especiales.
			SP-SM, SP-SC		tensiones de confinamiento lateral.	e infraestructura a un estrato resistente

Tabla 7
Resumen de métodos de mitigación para la licuación

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
INYECCIONES DE COMPACTACIÓN	Inyecta por medio de una tubería un mortero seco (60 lts/min) que se comporta como una mezcla homogénea desplazando y compactando el terreno circundante	Se aplica a suelos con bajo contenido de finos.	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC	Hasta 100m	Aumenta la densidad relativa, incrementa la rigidez, disminuye la permeabilidad, aumenta la capacidad portante, reduce los asentamientos	Para mejorar el suelo, estabilización y para recalce de cimentaciones.
CHEMICAL GROUTING	Fracturación: inyecta mezcla viscosa a grandes presiones que crean fracturas controladas de las deformaciones. Impregnación: la mezcla es obligada a penetrar en los vacíos del suelo	Suelos granulares finos, con porcentaje de finos máximo entre 12 a 20% (material que pasa la malla 200)	GW, GP, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC	Hasta 100m	Reduce la presión intersticial, incrementa la resistencia de la capacidad portante, reduce la compresibilidad.	Re nivelado de cimentaciones, estabilización formando capas impermeables.

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
MICROPILOTES	Perforados en el terreno, armados con tubería de acero de alta resistencia e inyectados con lechada/mortero de cemento que recubre la armadura y consigue la adhesión al suelo	Cualquier tipo de suelo independientemente de su dureza	-	Al menos 6 veces su diámetro	Aumenta la resistencia a los esfuerzos de tracción y compresión	Se aplica en espacios muy reducidos y con restricciones de altura
JET GROUTING	Disgrega el terreno en sentido ascendente con alta energía y la mezcla con una lechada de cemento con lo cual crea columnas pseudo-cilíndricas de suelo-cemento.	Cualquier tipo de suelo	-	Hasta 20m	Reduce la permeabilidad, reduce la deformación, aumenta la resistencia de la capacidad portante, disminuye asentamientos por consolidación	Se aplica en obras hidráulica, puentes, estructuras, edificaciones, etc.

Tipos	Metodología de aplicación	Características del suelo	Tipo de suelo (SUCS)	Profundidad	Parámetros que mejora	Restricciones
AMPLIACION DE CIMIENTOS	Ensanche del cimiento en su plano, recalce con castilletes Pynford, soluciones de puenteo y ensanche de cimientos corridos, ensanche del cimiento con mejora del terreno	Depende del tipo de suelo, en general cualquier tipo de suelo	-	Excavaciones mínimo de 0.80-1.00 metros	Aumenta la superficie de transmisión de cargas, apoya a mayor profundidad en terreno más competente, mejora la capacidad portante del suelo	Reparación o refuerzo de zapatas, aumento de las dimensiones de zapatas, profundización del plano de apoyo de la cimentación.

2.4. Métodos aplicados en Perú

Los métodos descritos previamente, se han realizado de manera exitosa en muchos países como por ejemplo Chile, Colombia, México entre otros, sin embargo, Perú no se queda atrás, ya que estas alternativas de solución, se vienen poniendo en práctica en algunas ciudades del país con la finalidad de contrarrestar los daños potenciales causados por el fenómeno de licuación. A continuación, se citan algunos:

2.4.1. Puente de río Quilca – Arequipa

En los años 2014 y 2015 se ejecutó el proyecto del puente Quilca en Arequipa, para mitigar el potencial de licuación que presentaba, por ello se optó por el método de Jet Grouting, con la finalidad de aumentar la rigidez en la cimentación.

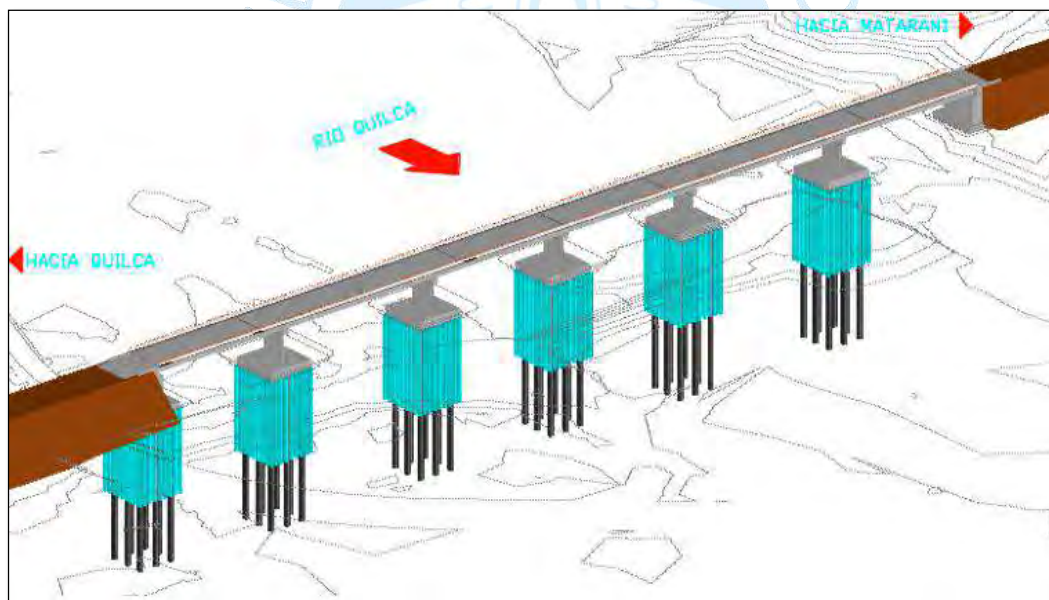


Figura 61: Diseño de cimentación de los pilares del puente Quilca
Fuente. Tomado de (Consortio Vial Quilca - Matarani, 2018)

El proceso consistió en colocar pilotes perforados in situ de 1.5 m de diámetro, entre 36 m y 38 m de longitud, confinados entre columnas de jet grouting de 1 m de diámetro y 20 m de profundidad, como se puede apreciar en la Figura 61 (Consortio Vial Quilca - Matarani, 2018).

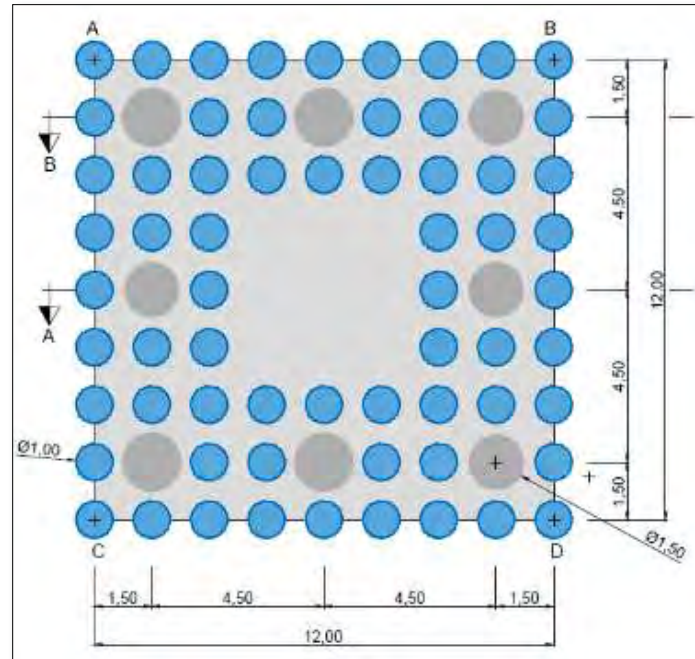


Figura 62: Distribución de pilotes y columnas de jet grouting.
Fuente. Tomado de (Consortio Vial Quilca - Matarani, 2018)



Figura 63: Proceso constructivo de jet grouting en puente Quilca
Fuente: a) Pre perforación, b) Perforación, c) Inyección de lechada y d) Resurgencia.
Tomado de (Consortio Vial Quilca - Matarani, 2018)

En la Figura 63, se observa el procedimiento del método de jet grouting, que consta de 4 pasos: la pre perforación, perforación, inyección de la lechada y la resurgencia. La resurgencia es la mezcla del suelo disgregado y la lechada que se expulsa a la superficie.

2.4.2. Bypass Sánchez Cerro – Piura

Con la finalidad de prevenir el fenómeno de licuación, en el proyecto *bypass* de la avenida Sánchez de la ciudad de Piura, se optó por aplicar el método de vibro sustitución.

El tipo de suelo que presentaba eran arenas y gravas limosas, en el cual se colocaron 252 columnas de grava, cuya profundidad es de entre 4.1 m y 4.7 m. La ejecución se desarrolló en el año 2017 en los meses de noviembre y diciembre, bajo la supervisión de COSAPI.



Figura 64: Aplicación de método de vibro sustitución en el bypass
Fuente. Tomado de (EMIN GEOESTRUCTURAS, 2018)

2.4.3. Planta de tratamiento de aguas residuales, San Martín – Piura

Para prevenir el fenómeno de licuación, en la planta de tratamiento de aguas residuales en San Martín – Piura, se optó por aplicar el método de vibro sustitución.

El tipo de suelo que presentaba eran arenas limosas, en el cual se colocaron 25 871 columnas de grava, cuya profundidad es de entre 2 m y 3 m. La ejecución se desarrolló de diciembre 2017 a julio 2018.



Figura 65: Aplicación de método de vibro sustitución en planta de tratamiento de aguas residuales San Martín – Piura.

Fuente. Tomado de (EMIN GEOESTRUCTURAS, 2018)

2.4.4. Planta industrial Stevia, Paita – Piura

En la planta industrial de stevia en Paita – Piura, se aplicó el método de vibro sustitución.

El tipo de suelo que presentaba eran arenas limosas, en el cual se colocaron 264 columnas de grava, cuya profundidad es de 2.20 m. La ejecución se desarrolló en junio 2016.



Figura 66: Aplicación de método de vibro sustitución en la planta industrial, Paita - Piura

Fuente. Tomado de (EMIN GEOESTRUCTURAS, 2018)

Capítulo 3

Caracterización de Piura

En el presente capítulo es fundamental empezar con la descripción de la ubicación de la ciudad y características principales de la ciudad de Piura que hacen de ésta una zona de vulnerabilidad latente ante este fenómeno detallarán los tipos de suelos que presente la ciudad de Piura, así como las características más relevantes que demuestran que Piura posee potencial de licuación debido a sus condiciones geológicas, topográficas, históricas, sísmica, etc.

En la búsqueda de fuentes de información para lograr el objetivo de la tesis se encuentra el estudio realizado por el “Proyecto SEDI/AICD/AE/306/07 Programa de Reducción de Desastres para el desarrollo Sostenible en las ciudades de Piura (Perú) y Machala (Ecuador), el cual fue ejecutado en el año 2009 por la Organización de Estados Americanos y el Instituto Nacional de Defensa Civil – Perú” (OEA - INDECI , 2009), en el cual se trabajaron una serie de ensayos demostrativos que concluyeron que Piura presenta zonas vulnerables a presentar el fenómeno de licuación.

3.1. Contexto geográfico de la ciudad de Piura

3.1.1. Ubicación geográfica

Piura es una ciudad que se encuentra en la parte central del departamento de Piura, a una altitud de 29 m.s.n.m., ubicada a 05°11'50" Latitud Sur y 80°37'34" Longitud Oeste

La provincia tiene por límites a:

+ Por el Norte: Sullana.

+ Por el Este: Ayabaca y Morropón.

+ Por el Oeste: Paita y Sullana.

+ Por el Sur: Sechura y la región Lambayeque (Provías Descentralizado, 2010).

3.1.2. Climatología

El clima de la región Piura es desértico y semi-desértico, se manifiesta cálido, y con precipitaciones de verano influenciado por la corriente El Niño, de aguas cálidas. Según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI, 2019), los meses con temperaturas más altas son: febrero y marzo (34.1 °C); la temperatura más baja se da en los meses de julio, agosto y setiembre (17.1 °C); y llueve con mayor intensidad en el mes de marzo (65.5 mm/ mes)” (Ver Figura 67).

La diversidad y fusión climática establecen propiedades únicas a esta región. Esto se presenta principalmente como consecuencia del choque de dos corrientes, la corriente fría de Humboldt con temperaturas de 13 a 19°C y la corriente cálida de El Niño de 22 a 27°C.

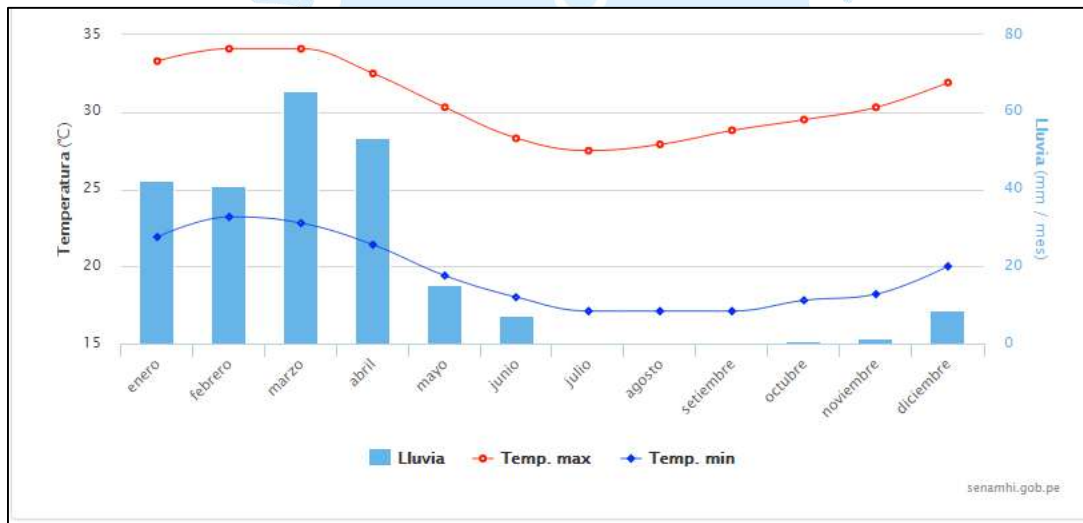


Figura 67: Promedio de temperatura normal en Piura

Fuente. Tomado de (SENAMHI,2019)

3.1.2.1. Fenómeno El Niño

El fenómeno El Niño, se produce por el calentamiento del Océano Pacífico y afecta principalmente el Sureste Asiático, Australia y Sudamérica. En la zona peruana, se caracteriza por el ingreso de temperaturas cálidas que ocasionan cambios climáticos anómalos, atmosféricos y en la temperatura del mar, lo que da origen a fuertes

precipitaciones, sequías que causan pérdidas en actividades agropecuarias, así como disminución de la productividad en la pesca (RPP, 2018).

Si bien es cierto que se han registrado varias temporadas de lluvia en la ciudad de Piura, recordaremos algunas de las consecuencias que se registró en los últimos años:

“En 1972 las intensas lluvias, destruyeron el sistema de agua y alcantarillado, el Malecón Eguiguren fue inundado y causó problemas en el mercado de abastos que hoy se le conoce como el parque Tres Culturas. Por otro lado, las pistas de la ciudad eran casi intransitables, debido a los baches que presentaba” (Vera , 2018).

“En 1982 y 1983, las lluvias se extendieron por toda la costa peruana, lo que provocó el desborde del río Piura y destruyó el malecón Eguiguren. Carreteras, puentes, viviendas, canales sufrieron grandes daños. Piura quedó aislada del resto del país durante largos días y el ambiente se volvió insalubre” (Rocha, 2007)

“En 1997-98, las lluvias eran superiores a los 250 mm. En tanto que el río Piura transportó más de 2000 m³/S. Esta creciente trajo como consecuencias la pérdida de dos puentes. Se puede decir, que este “Niño” ha sido el único que fue pronosticado con meses de anticipación y que permitió la realización de obras de prevención que dieron resultados favorables” (Vera , 2018).

“El “Niño costero” del 2017 se parece mucho al evento de 1982-83 por su impacto en las ciudades y también se parece mucho al de 1997-98 por las lluvias en las cuencas del Chira y del Piura. Este periodo lluvioso dejó ciudades poco funcionales y destruidas por las aguas de lluvia y vías afectadas y destruidas que limitaron el libre tránsito como sucedió en el periodo más grave que ha tenido la población de la región Piura como ha sido el evento de 1982-83.”

Las precipitaciones incontrolables ocasionaron “inundaciones, huaicos, deslizamientos y desbordes que afectaron viviendas, vías de comunicación, instituciones educativas, locales públicos y áreas de cultivo”, de acuerdo a los registros del Centro de Operaciones de Emergencia Nacional (COEN) del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI).



Figura 68: Fotografía de la caída del Puente San Miguel de Piura 1998
Fuente. Tomado de Universidad de Piura



Figura 69: Periodo lluvioso El Niño 2017- Piura
Fuente. Tomado de Universidad de Piura

3.2. Geología

La zona en materia de estudio está ubicada al Norte de la cuenca de Sechura, la cual posee una estructura de sedimentos constituidos por depósitos eólicos, fluviales y eluviales pertenecientes al Cuaternario Reciente depositado sobre una base de rocas de Edad Terciaria representados por la Configuración Zapallal.

3.2.1. Geomorfología

“La zona de estudio se encuentra en la depresión Para-Andina, la cual está compuesta por materiales de diferente composición, formando canteras de arcillas, arenas de origen

aluvial, eólico o marino, las que han dado paso a la formación de la llanura costanera, en la que se observan pequeñas depresiones y colinas y que en épocas de grandes avenidas las primeras son inundadas” (Villareal & Rodríguez, 2009).

La fisiografía se presenta ligeramente ondulada, con depresiones (Río Piura) y paleocauces del distrito de Piura (Quebrada Los Pajaritos, Dren Sullana- Pachitea) y del de Castilla (El Indio, quebrada El Gallo y Ramal El Gallo). Además, se observan colinas o elevaciones como dunas de origen eólico (Sector de Santa María del Pinar, Vicús; en Piura y Lagunas de oxidación en El Indio en Castilla). En otros sectores se manifiesta un relieve relativamente plano con elevaciones hacia el Norte de Piura en Los Ejidos y Sur de Piura en La Legua.

“El área de estudio es una llanura constituida por un relleno sedimentario cuaternario aluvial la que cubre unidades de edad más antigua y hacia el sur a su vez cubiertas por depósitos eólicos de edad reciente. Los suelos que afloran corresponden a depósitos cuaternarios recientes” (Villareal & Rodríguez, 2009).

La cota más baja, entre los de 26.00 m.s.n.m. a 28.0 m.s.n.m. en promedio, se encuentra en la zona Sur-Oeste de las ciudades de Piura (Laguna Coscomba y Santa Julia) y Castilla (Zona de entrega de la quebrada el Gallo) y la más alta se presenta en la zona Nor-Este de la ciudad a 40.0 m.s.n.m. aproximadamente. Con esto se puede apreciar un desnivel en dirección Nor-Este a Sur-Oeste, que resulta determinante en relación con la orientación del flujo de agua por escorrentía superficial en épocas del Fenómeno El Niño. En ese contexto, la Laguna Santa Julia resulta como el principal receptor de las aguas de escorrentía superficial producto de las precipitaciones, más aún si se toma en cuenta que, el sistema de drenaje pluvial existente descarga sus aguas hacia esta zona. Las aguas de escorrentía superficial, resultado de las precipitaciones, toman una trayectoria principalmente de Nor-Este a Sur-Este y desembocan en la zona Sur de menor cota (Laguna Santa Julia, Laguna Coscomba en Piura y Entrega de quebrada El Gallo en Castilla).

Por otro lado, cabe resaltar que sobre la superficie horizontal en la que se ubica la ciudad de Piura también existen ondulaciones y depresiones aisladas a un nivel más bajo del mencionado anteriormente, las cuales conforman zonas de cotas topográficas de menor nivel y cuencas ciegas en la cual el agua de lluvia puede quedar almacenada por periodos extensos. Esta configuración conlleva a la presencia de depresiones aisladas en áreas de cotas altas

(40.0 m.s.n.m.) que dan paso a la formación de cuencas ciegas en donde el agua de lluvia puede estancarse y resulta ser una Zona de Peligro Alto. Esta información se puede apreciar en anexo C (Mapa 6 y Mapa 7).

3.2.1.1. Estratigrafía

“Piura está conformada por depósitos de origen aluvial, fluvial y eólico de edad cuaternario reciente, debajo de estos yacen depósitos cuaternarios más antiguos de edad Pleistocénica de naturaleza Lagunar y tablazos y eólica, que datan de rocas de edad Terciaria correspondientes a la formación Zapallal” (OEA - INDECI , 2009).

a) Formación Zapallal

Es la roca base que aflora extensamente en zonas de Los Ejidos en su margen izquierda y en menor proporción en la derecha, en una serie de rocas de naturaleza argílica y pelítica, de origen marino. Además, aflora en las cercanías del puente Cáceres, en la margen izquierda del río Piura y en la margen derecha hacia el sector del Cuartel El Chipe y en la margen izquierda del río a la altura del puente Sánchez Cerro margen izquierda del río.

Por otro lado, a la altura del Puente Bolognesi el Zapallal ha sido erosionado encontrándose en la profundidad de 2.30 m en el cauce hacia la margen izquierda presentándose como roca bastante meteorizada hasta el estado de arcillas. Sin embargo, hacia la parte externa del estribo izquierdo la formación Zapallal se encuentra a 2.25 m de la superficie. (OEA - INDECI , 2009)

b) Depósitos cuaternarios antiguos Pleistocénicos:

Depósitos Aluviales:

Se les encuentra en el curso inferior del Río Piura y en ambas márgenes; en forma discontinua, en parte cubiertos por arena eólica. Por su litología están constituidos por material conglomerádico consolidado, con cantos rodados de cuarcitas, rocas volcánicas y rocas intrusivas provenientes de la cordillera occidental.

Depósitos Lagunares:

Se les encuentra en el sector Nor-Este y Sur-Oeste de la ciudad de Piura; en forma discontinua, en parte cubiertos por arena eólica. Constituidos por arcillas plásticas y arenas

arcillosas de compacidad óptima, ubicadas en el sector de la margen derecha de la Quebrada Pajaritos, Laguna Coscomba, Parque Kurt Berr, Villa Perú Canadá, Laguna Negra, AA.HH. La Esperanza, AA.HH. Paredes Maceda y San Sebastián. Así mismo, se observa en la ciudad de Castilla en los sectores de Chiclayito y la Urbanización Miraflores.

c) Depósitos recientes:

Depósitos Eluviales:

Se les localiza en los afloramientos existentes de las rocas terciarias de la formación Zapallal, en los flancos y laderas de los cerros como parte de la meteorización de rocas preexistentes, constituidos por materiales arenas y arcillas y fragmentos calcáreos, poco consolidados, con una matriz areniscosa a limo-arcillosa, cuya composición varía de acuerdo al terreno de donde provienen.

Depósitos Fluviales:

Están acumulados en el fondo y márgenes de los cursos fluviales, paleocauces (Quebrada Los Pajaritos, Dren Sullana en Piura, Quebrada el Gallo y Ramal El Gallo en Castilla) y están constituidos por arenas sueltas y materiales limo arcilloso. Tienen su mayor amplitud en las zonas de valle y llanura; los depósitos más importantes se hallan en el Río Piura.

Depósitos Aluviales:

Su ubicación se extiende en las áreas de las antiguas terrazas de río Piura, son de origen reciente y están constituidos por arenas de grano fino (SP), arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC), arcillas arenosas y arcillas (CL) de baja compacidad y resistencia.

Depósitos Eólicos:

Se considera así a las capas de arena eólica, limosa y de color gris, consecuencia del remolido de productos fluviales y aluviales por acción del viento y almacenadas aguas arriba del río, aunque en algunos casos estabilizadas por la presencia de arbustos. Estos depósitos se desarrollan en la margen derecha del río Piura en el Sector Los Ejidos - Puente Cáceres, en el tramo Sur del Sector Puente Bolognesi - Puente Integración, así como también en los sectores del AA. HH; asimismo en Los algarrobos, terrenos de la UDEP y comúnmente en la zona Norte de Piura.

Las unidades estratigráficas del área de estudio a nivel local se pueden observar en el anexo C (Mapa 8) (OEA - INDECI , 2009).

3.2.2. Hidrogeología

En Piura predominan rocas y depósitos no consolidados, cuya antigüedad data del Precámbrico hasta el Cuaternario Reciente. La existencia de los afloramientos de las rocas ígneas, metamórficas y volcánico-sedimentarias constituyen una zona montañosa de estructura compleja perteneciente a la faja de mayor deformación de los Andes. Estos conjuntos de rocas están meteorizadas y afectadas por fallas y fracturas.

Los fallamientos normales e inversos de alto ángulo son manifestaciones de la tectónica Andina presente en esta zona, las cuales han formado estructuras de bloques que afectan el espesor de la cobertura reciente.

El área presenta características geológicas (litología, geomorfología y estructura) que delimitan sistemas hidrogeológicos con condiciones particulares como: el tipo de acumulación de aguas subterráneas, condiciones hidrodinámicas, recarga, descarga, recursos y reservas, relación con los drenajes superficiales, etc. Los afloramientos de las rocas ígneas, metamórficas y volcánico-sedimentarias conforman macizos hidrogeológicos.

Los depósitos recientes de origen aluvial, fluvial y eólico son los causantes de que la margen derecha del río Piura, aguas debajo de Morropón, se haya convertido en un sistema hidrogeológico compuesto por una cadena continua de piedemonte que se encuentra con el cauce del río Piura, este a su vez forma parte de la cuenca artesiana de tipo litoral. Además, cabe destacar que los macizos hidrogeológicos en conjunto con los abanicos de piedemonte conforman zonas de alimentación de aguas subterráneas de esta cuenca.

El agua subterránea que se encuentra en regiones contiguas al río Piura depende principalmente a las características del subsuelo, por ejemplo, en estratos muy profundos el agua contenida constituirá acuíferos confinados, mientras que, para estratos menos profundos, lo más probable es encontrar acuíferos superficiales. Por otro lado, en la parte distal del valle se ha identificado que las rocas permeables de los estratos del Terciario (formación Zapayal) son los principales en el abastecimiento de agua subterránea.

Los niveles de la napa freática de la ciudad de Piura se expanden mediante los depósitos aluviales y eólicos recientes que pueden alcanzar un espesor de 15 m y que tienen como límite inferior la formación Zapayal.

El nivel freático en el subsuelo de la ciudad de Piura y Castilla en épocas normales y sin la presencia del Fenómeno El Niño se encuentra en algunos sectores críticos a no menos de 3.0 m. a 5.0 m., pero durante la ocurrencia de lluvias extraordinarias y el Fenómeno El Niño puede llegar a aflorar en superficie en gran parte de la ciudad, debido a los procesos de inundación que se dan en forma general en la zona plana del área de estudio y que son más intensos en las áreas deprimidas.

3.2.3. Hidrografía

La Región Piura tiene dos vertientes hidrográficas: la del Pacífico y la del Atlántico.

Los Ríos de la vertiente del Pacífico son el río Chira y el río Piura, y el río de la vertiente del Atlántico es El Huancabamba.

El río Piura es variable. Precedentemente corría por el centro del valle, pero con las intempestivas lluvias de 1871 modificó su trayectoria por el extremo occidental del valle. Años después en 1983 en el que también hubo crecidas extraordinarias, el río varió nuevamente su destino dirigiéndose al otro extremo del valle atravesando el desierto de Sechura para retornar, después, casi llegando al mar, a desembocar al norte del poblado de Sechura. En la actualidad, el río Piura toma un camino con rumbo al noroeste hasta la localidad de Tambogrande, cambiando de dirección para dirigirse hacia el sur, donde desemboca en la Laguna Ramón.

El territorio del río Chira presenta diversidad climática, consecuencia de su ubicación geográfica. Se encuentra a escasos 4 grados al sur del ecuador y recibe dos corrientes oceánicas a la vez: la corriente fría de Humboldt (13-20 ° C, 55-68 F) y la corriente cálida de El Niño (20-27 ° C, 68- 80 F), lo cual permite que el río sea tanto tropical como árido al mismo tiempo, zona donde los trópicos se encuentran con el desierto (Palacios , 1994).

3.3. Geotecnia

En la geotecnia local, existen dos grandes cauces aluviales de trayectoria casi paralela. Uno es el actual curso del río (río Piura) y el otro es un antiguo cauce del río (paleocauce)

que conforma cotas topográficas bajas que atraviesan la Urb. Santa Isabel, Pachitea, Mercado Modelo, Urb. Grau, Urb. 04 de Enero para finalmente llegar al antiguo Barrio Sur. En los territorios fuera de estos cursos aluviales abunda material eólico y en general están ubicadas en el oeste de Piura.

3.3.1. Tipos de perfiles estratigráficos según Pinto (1999)

Tipo I:

Suelo aluvial, predomina la arena de grano fino con estratos intercalados de arena gruesa; en los estratos inferiores hay presencia de materiales finos (limos y arcillas), que presentan napa freática poco profunda (aproximadamente 3 m).

Tipo II:

Constituido por arena fina (espesor de 2 a 6 m), con intercalaciones de arena gruesa. Son suelos húmedos con gran cantidad de materiales orgánicos. Dado que la napa freática es superficial con posibilidad de afloramientos y por la baja compacidad de la arena, es presumible la posibilidad de licuación. Por debajo de los 6 m, hay un estrato arcilloso (espesor 2m) con intercalaciones de arena fina.

Tipo III:

Predomina la arena fina limosa de regular a baja compacidad; a profundidades de 3 a 4 m se encuentran estratos de arcilla con acumulaciones calcáreas. El nivel freático es poco profundo (aproximadamente 3 m).

Tipo IV:

Superficialmente se encuentran arenas limosas de regular a baja compacidad seguidos de estratos de arena gruesa de regular compacidad. En los niveles más bajos se encuentran estratos de arena fina con intercalaciones de arcilla (espesor de 1 a 1.5 m). A una profundidad de 2 m se encuentran acumulaciones calcáreas. La napa freática es profunda.

Tipo V:

Superficialmente se encuentran arenas de grano fino a medio, seguidas de arenas medianamente compactas. Hacia el sector oeste se encuentran estratos superficiales compuestos de arenas arcillosas de mediana compacidad y arenas limosas. En esta zona también hay capas superficiales de arena pobremente graduadas y muy sueltas. No se detectó nivel freático.

Tipo VI:

Este suelo está constituido por arcillas compactas de mediana resistencia, cubiertas de una capa de arena limosa de mediana densidad. El nivel freático es profundo.

Por otro lado el ensayo realizado por el Equipo Consultor INDECI-OEA durante el proyecto SEDI/AICD/AE/306/07 Programa de Reducción de Desastres para el desarrollo Sostenible en las ciudades de Piura (Perú) y Machala (Ecuador) en el año 2009 presenta 50 calicatas y 87 unidades de ensayos de Penetración dinámica ligera (DPL) que se ubicaron en zonas estratégicas, considerando su geología con la finalidad de complementar información geotécnica existente y lugares de futuras expansiones urbanísticas (Sector de la Legua, Salida a Sullana y Paita, Salida a Chulucanas, Sector los Ejidos). La ubicación de los puntos de investigación geotécnica utilizados se presenta en el anexo C .(Mapa 9).

3.3.2. Clasificación SUCS

En cuanto a la zonificación de clasificación de suelos según el sistema único de clasificación de suelos (SUCS) se desprende los siguientes 02 perfiles estratigráficos promedio:

Perfil N° 01 (Suelos de origen cuaternario reciente del tipo eólico o fluvio-aluvial: SP, SPSM y SM) – Suelos muy frecuentes en Piura

De 0.00 m. a 6.00 m. sobre suelos de origen eólico reciente: Arena fina pobremente graduada (SP) y arena fina pobremente graduada con limo (SP-SM, SM).

El nivel freático se encuentra a una profundidad de 3.0 m. a 5.0 m. Durante el Fenómeno El Niño y lluvias extraordinarias, la napa freática asciende influenciada por el encharcamiento de agua de lluvia y por la presencia de depresiones aisladas que incrementan este efecto, lo cual se observa claramente en el sector Los Polvorines y en las inmediaciones

de las Lagunas Santa Julia y Coscomba, así como a lo largo de los paleocauces y en las riberas del Río Piura.

Perfil N° 02 (Suelos de origen Lagunar pleistocénico: CL, SC y SC-SM):

De 0.00 m. a 2.00 m. sobre suelos de origen eólico reciente: Arena fina pobremente graduada (SP) y arena fina pobremente graduada con limo (SP-SM). El nivel freático se encuentra a una profundidad de 2.0 m. a 5.0 m. en épocas normales. Durante el Fenómeno El Niño y lluvias extraordinarias la napa freática asciende influenciada por el encharcamiento de agua de lluvia y por la presencia de depresiones aisladas que incrementan este efecto.

De 1.00 m. a 6.00 m. sobre suelos lacustrinos antiguos: Arcilla limosa inorgánica (CL), en estado de consistencia media. Este estrato representa un manto impermeable para el flujo de agua subterránea. En el sector oeste de la ciudad de Piura y hacia la margen derecha de la carretera que conduce a Sullana se observan claramente afloramientos de arcilla limosa a arcilla arenosa (CL y SC). Ver anexo C (Mapa 10).

3.3.3. Profundidad de agua subterránea

Este valor de profundidad corresponde a una situación de un año normal (Sin presencia del Fenómeno El Niño y lluvias extraordinarias), por lo que determina las áreas que se encuentran saturadas en forma permanente y que influyen marcadamente en la capacidad portante del suelo de cimentación y en el potencial de licuación de los suelos.

La profundidad del agua subterránea para el área de estudio en un año hidrológico normal se presenta en el anexo C (Mapa 11) y de éste se desprende lo siguiente:

a) Los alrededores de las Lagunas Santa Julia y Coscomba, se encuentran saturadas en forma permanente dentro de la zona activa de presiones comprendida entre 1.0 m a 3.0 m.

b) En el casco central urbano de la ciudad de Piura los niveles de agua subterránea se encuentran no más allá de los 3.0 m de profundidad y son variables en función de la ocurrencia de precipitaciones intensas.

c) Zonas aisladas y deprimidas de la ciudad de Castilla se encuentran saturadas y con una profundidad del agua subterránea no más allá de 3.0 m, como es el caso específico del sector El Indio y alrededores del cruce del Dren 1308 con la carretera que va hacía

Chulucanas. En esta zona existen depresiones en donde el agua de lluvia suele quedar estancada (OEA - INDECI , 2009).

3.4. Zonificación sísmica de Piura

Piura está ubicada en una zona de alta sismicidad sobre una franja sísmica muy activa conocida como Cinturón Circumpacífico. En la región la tectónica de placas muestra que los sismos se manifiestan ante la presencia del proceso de subducción entre la Placa Sudamericana (continental) y la Placa de Nazca (oceánica).

Además, a la sismo-tectónica se suma la existencia de dos fallas geológicas importantes en la zona: La Falla Huaypirá y la Falla Illesca. La primera se encuentra al norte de Sullana dirección E-O, de 70 Km de longitud, que puede producir sismos de 7 a 7.65 grados de magnitud y la segunda ubicada en el Macizo de Illescas y la Cuenca de Sechura con dirección N150°E y una longitud de 25 km.

En el Catálogo Sísmico SISRA (1963-1990) de Machare, publicado en 1991, se presentó todos los hipocentros y los rasgos neotectónicos. En este se observa que la actividad sísmica en la zona Norte y Centro del país está distribuida en dos fajas sísmicas longitudinales a los Andes; una occidental a los Andes y exclusivamente producto de la subducción con hipocentros mayormente superficiales y algunos intermedios; y la otra, oriental a los Andes que involucra tanto a procesos de subducción (para hipocentros de profundidades intermedias, hasta 300 Km), como también a procesos secundarios, tal como la acción compresiva del escudo brasilero contra el cinturón andino. Estas dos fajas sísmicas se unen en la zona de transición sismotectónica (13o -14o Sur), para constituir una sola amplia faja sísmica en la región sismotectónica del Perú.

Tavera et al, 2014, presenta el mapa de peligro sísmico o iso-aceleraciones para el Perú corresponde a las máximas horizontales del suelo o PGA. Los valores de PGA para periodos de 50 y 100 años con un 10% de probabilidad de excedencia se muestran en el Mapa 1 y Mapa 2. En general, las curvas de iso-aceleraciones siguen las mismas tendencias (Mapa 3 y Mapa 4) observadas en estudios realizados por Castillo y Alva (1993) y Gamarra y Aguilar (2009), siendo sus características más resaltantes las siguientes:

- Las curvas de iso-aceleraciones máximas se distribuyen paralelas a la línea de costa coincidiendo con la dirección en la cual se produce el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana.

- Los valores de aceleración disminuyen paulatinamente conforme se tiende hacia el interior del país.

- Los valores de aceleración, próximos a la línea de costa, son menores en la región norte para ir incrementándose hacia la región sur, coherente con las zonas de mayor ocurrencia de sismos, tanto en frecuencia como de los grandes sismos ocurridos en el pasado. Por ejemplo, los altos valores observados en Ica y Arequipa tienen relación con los sismos ocurridos en los años 1942 (8.0Mw), 1996 (7.7Mw), 2001 (8.0Mw) y 2007 (8.0Mw).

Antiguamente el territorio Piurano ha sufrido grandes terremotos, como puede observarse en la Tabla 8, la cual presenta los sismos ocurridos durante el último siglo. El último terremoto en la ciudad fue en el año 1975. Esto quiere decir que Piura tiene un silencio sísmico de 45 años, lo cual revela que no se ha liberado gran energía y en cualquier momento podría ocurrir un terremoto catastrófico.

Sin embargo, eso no significa que no exista actividad sísmica, ya que en los últimos tres años, se ha registrado un sismo cada mes, la mayoría de ellos no son perceptibles por los habitantes de la región, porque son de menor magnitud (de 3 a 5 grados de magnitud), como se presentan en la Tabla 9, Tabla 10 y Tabla 11.

Tabla 8
Registro histórico de terremotos en Piura

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macrosísmicas		Magnitudes		Coordenadas		E-lev	Dep. 1	
Piura	20/08/1857		-5.3	-80.54		9M	-5.2	-80.62	35	40	
Piura	28/09/1906	15:24	-6.11	-77.5	7.9 Ms	7 M	-5.2	-80.62	35	361	
Piura	28/04/1906	18:00	-3.95	-81.4		6 M	-5.2	-80.62	35	159	
Piura	24/07/1912	11:50	-5.62	-80.4		10 M	-5.2	-80.62	35	26	
Piura	07/07/1938	04:05	-5.69	-80		6 M	-5.2	-80.62	35	84	
Piura	24/05/1940	16:33	-11.2	-77.8	8 Ms	6.6 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	785
Piura	15/03/1945	21:20	-4	-81.6		4.5 Mb	5 M	-5.2	-80.62	35	105
Piura	07/04/1945	09:32	-4.16	-82.1			5 M	-5.2	-80.62	35	98
Piura	02/05/1945	09:30	-5.2	-81.4		4.6 Mb	3M	-5.2	-80.62	35	

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macro sísmicas		Magnitudes		Coordenadas		E-lev	Dep. 1	
Piura	22/09/1945	13:10	-5.5	-80.9	4 Mb	2M	-5.2	-80.62	35		
Piura	23/09/1948	21:16	-5.4	-80.8	4.2 Mb		-5.2	-80.62	35	45	
Piura	16/10/1950	05:25	-5	-80		6M	-5.2	-80.62	35	30	
Morropón	26/01/1951	02:51	-5.79	-79.5		6M	-5.2	-80.62	35	100	
Piura	15/01/1952	07:00	4.26	-80.1	6.5 Ms	5M	-5.18	-79.97	13	93	
Piura	02/01/1953	11:23	-6	-81		5M	-5.2	-80.62	35	121	
Huancabamba	17/04/1953	00:02	-5.32	-77.7	6 Ms	5.6 Mb	6M	-5.1	-81.11	10	
Huancabamba	17/06/1953	15:30	-5	-79.4	3.1 Mb	2M	-5.2	-79.45	19	194	
Piura	28/07/1953	01:30	-4.6	-80.6		5M	-5.2	-79.45			
Huancabamba	12/12/1953	16:35	-4.98	-80.7		5M	-5.2	-80.62	35	55	
Huancabamba	12/12/1953	17:31	3.88	-80.5	7.8 Ms	6.7 Mb	9M	-5.2	-79.45	19	
Huancabamba	28/12/1953	08:39	-5.23	-79.5			-5.2	-79.45	19	186	
Piura	17/12/1954	21:00	-5.6	-80.3	4.8 Mb	3M	-5.2	-80.62	35	101	
Huancabamba	10/08/1955	07:45	-3.58	-80.2		6M	-5.2	-79.45	19	202	
Piura	19/08/1955	07:44	-8	-79.5		6M	-5.2	-80.62	35	380	
Piura	08/08/1957	13:50	-4.28	-81.9		6M	-5.2	-80.62	35	123	
Piura	07/02/1959	09:36	-4.21	-81.1	7.4 Ms	6.2 Mb	7M	-5.2	-80.62	35	54
Piura	20/11/1960	22:01	-5.6	-80.9	6.8 Ms	5.9 Mb	6M	-5.2	-80.62	35	114
Piura	29/08/1963	15:30	-7.1	-81.6	7 Mb	6M	-5.2	-80.62	35	652	
Piura	17/10/1966	22:41	-10.8	-78.7			-5.2	-80.62	58	651	
Piura	17/10/1966	21:41	-10.8	-78.7	8 Ms	6.4 Mb	9M	-6.7	-79.84	35	148
Piura	31/05/1970	21:23	-9.27	-78.8	7.8 Ms	6.4 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	479
Piura	10/12/1970	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	-5.2	-80.62	93	130
Piura	10/12/1970	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	101
Sullana	10/12/1970	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	4.8	-80.68		116
Piura	11/07/1971	01:33	-4.4	-80	7.1 Ms	6.3 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	09/06/1974	14:16	-5.81	-81	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	02/10/1974	02:55	-5.85	-81	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	92
Piura	16/09/1975	00:44	-4.37	-80.9	9.1 Ms	5.1 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	91

Fuente. Tomado de (Instituto Geofísico Peruano, 2019)

Tabla 9
Registro de sismos - Piura- 2017

Localidad	día	hora local	coordenada epicentro		profundidad	magnitud
			latitud	longitud		
Talara	23-ene	22:09	-04.06°	-81.05°	30 km	3.8

Localidad	día	hora local	coordenada epicentro		profundidad	magnitud
			latitud	longitud		
Sechura	24-feb	06:10	-06.48°	-80.81°	31 km	4.2
Sullana	21-mar	21:09	-04.90°	-80.93°	34 km	4.3
Talara	24-mar	10:37	-03.99°	-81.13°	41 km	4.4
Morropón	21-may	10:14	-04.80°	-80.12°	90 km	4.8
Talara	05-jun	11:34	-04.16°	-80.64°	52 km	6
Talara	06-jun	20:34	-04.22°	-80.57°	41 km	4.2
Talara	08-jun	04:27	-04.18°	-80.63°	47 km	4.5
Ayabaca	25-jun	03:03	-04.53°	-80.19°	92 km	4.6
sullana	25-jun	07:46	-04.94°	-80.91°	41 km	4.5
Paíta	11-jul	03:04	-04.84°	-81.06°	47 km	3.8
Sechura	11-ago	20:17	-05.48°	-81.17°	39 km	4.7
Sechura	24-ago	09:24	-06.50°	-81.11°	11 km	4.4
Ayabaca	11-sep	01:42	-04.54°	-79.65°	25 km	4
Talara	06-oct	15:32	-04.28°	-80.82°	47 km	4.7
Talara	26-oct	13:57	-04.02°	-80.78°	30 km	4.3
Sechura	29-nov	21:16	-05.56°	-80.76°	33 km	3.9
Morropón	07-dic	02:37	-04.31°	-80.13°	28 km	4.7

Fuente. Tomado de (Instituto Geofísico Peruano, 2019)

Tabla 10
Registro de sismos - Piura- 2018

localidad	día	hora local	coordenada epicentro		profundidad	magnitud
			latitud	longitud		
Sechura	09-Ene	12:21	-05.92°	-82.13°	31 km	4
Talara	23-Ene	13:45	-04.68°	-80.94°	28 km	4.5
Sechura	16-Feb	00:18	-06.00°	-81.33°	27 km	4.3
Paíta	10-Mar	20:13	-05.00°	-81.25°	28 km	4.2
Talara	24-Abr	09:46	-04.01°	-80.90°	27 km	4
Sechura	15-May	09:59	-06.11°	-80.69°	25 km	4.3
Ayabaca	15-Jun	21:53	-04.13°	-79.76°	97 km	3.8
Morropón	16-Jul	19:15	-05.12°	-80.15°	17 km	3.5
Talara	08-sep	09:07	-04.63°	-81.59°	12 km	5
Sechura	10-Oct	02:47	-05.54°	-81.20°	43 km	4.3
Paíta	13-Dic	20:30	-05.16°	-81.12°	41 km	4

Fuente. Tomado de (Instituto Geofísico Peruano, 2019)

Tabla 11
Registro de sismos - Piura- 2019

localidad	día	hora local	coordenada epicentro		profundidad	magnitud
			latitud	longitud		
Morropón	13-mar	06:16	-05.47°	-80.18°	55 km	4.3
piura	17-abr	23:36	-05.43°	-80.41°	47 km	4
Paita	26-abr	14:24	-05.33°	-81.00°	25 km	4.4
piura	11-may	15:03	-05.15°	-80.86°	38 km	4
Sechura	08-jun	02:52	-06.21°	-80.99°	30 km	4
Talara	04-jul	13:20	-04.31°	-80.57°	50 km	5
sullana	06-jul	07:25	-04.86°	-80.85°	32 km	4.2
Talara	31-ago	03:05	-04.11°	-80.93°	20 km	3.6
Sechura	02-oct	16:42	-05.74°	-80.93°	34 km	4.2
Sechura	06-oct	00:01	-05.40°	-80.88°	32 km	3.5
Paita	07-oct	10:08	-04.96°	-81.17°	28 km	4.2
Ayabaca	25-oct	23:39	-04.17°	-79.72°	20 km	3.7

Fuente. Tomado de (Instituto Geofísico Peruano, 2019)

3.5. Evaluación de posibilidad de ocurrencia de licuación

“Los antecedentes históricos indican que Piura tuvo un pasado tectónico muy activo, que se puede apreciar en la superficie, por ejemplo, la génesis de la cordillera de los Amotapes es una expresión tectónica, al igual que el macizo de Paita y de Illescas. Todo ello indica que la Región ha sido altamente sísmica” (Udep.hoy, 2012). Además, sostiene que Piura, “es una cuenca que contiene un perfil de sedimentos de mucho espesor, ya que posee el mayor potencial de rocas sedimentarias de toda la costa peruana. En ese aspecto, la Región exhibe patrones de riesgo por la naturaleza de sus sedimentos, por la geoforma de su relieve topográfico, por la condición estructural de su suelo. Todo ello, conlleva a una situación de riesgo por los caracteres de los tipos de rocas y de la condición estructural de la cuenca que es vulnerable”. Asimismo, afirma que: “si sucediera un sismo mientras se da El Niño o un año lluvioso, los suelos de Piura podrían sufrir deformaciones, una licuación de arena debido a la saturación de la napa freática” (Udep.hoy, 2012).

Además, se recomienda que: “Piura tenga planos de zonificación que indiquen los lugares más vulnerables de la ciudad”.

3.5.1. Antecedentes de licuación en Piura

20 de agosto de 1857

Fuerte sismo en Piura en el cual se abrió la tierra, de la cual emanaron aguas negras. En Paita hubo daños menores. La máxima intensidad de este terremoto fue de VII MM (Silgado, 1978).

24 de julio de 1912

“Terremoto en Piura y Huancabamba. En el cauce seco del río Piura se formaron grietas con surgencia de agua, otros daños afectaron el terraplén del ferrocarril. En el puerto de Paita se produjeron agrietamientos del suelo. La máxima intensidad del sismo fue de VIII MM (Silgado, 1978)”.

9 de diciembre de 1970

Terremoto en Piura, en el área de Querecotillo en terraza fluvial y aluvial se formó un sistema de grietas, de longitud de 500 m. con aberturas de 0.30 m. y saltos de 0.25 m. Se notó efusión de arena formando sumideros de 0.60 a 1 m. “Cerca al caserío La Huaca se agrietó el suelo, brotando arena y lodo. La máxima intensidad del sismo fue de IX MM (Taype, 1971)”.

3.5.2. Criterios determinantes para licuación

- Criterio histórico

Tomando en cuenta este criterio, ya se han registrado anteriormente casos de licuación, como en Paita, Huancabamba y Querecotillo.

- Criterio geológico

El tipo de suelo piurano, presenta depósitos eólicos, aluviales y lagunares, en donde predominan arenas de grano fino y limo- arcillosas, las cuales son muy vulnerables a licuefacción.

Con el reciente fenómeno del Niño registrado en Piura el 2017, es altamente probable que el nivel freático se halla incrementado, especialmente en zonas cercanas al margen del Río Piura y en terrenos que se encuentran en zonas bajas.

- Sismicidad

Según la información proporcionada en el mapa de calificación de provincias según niveles de peligros sísmicos (Figura 70), se determina que Piura es una zona propensa a la

actividad sísmica, debido a la ubicación geográfica y las fallas geológicas que yacen en el territorio piurano.

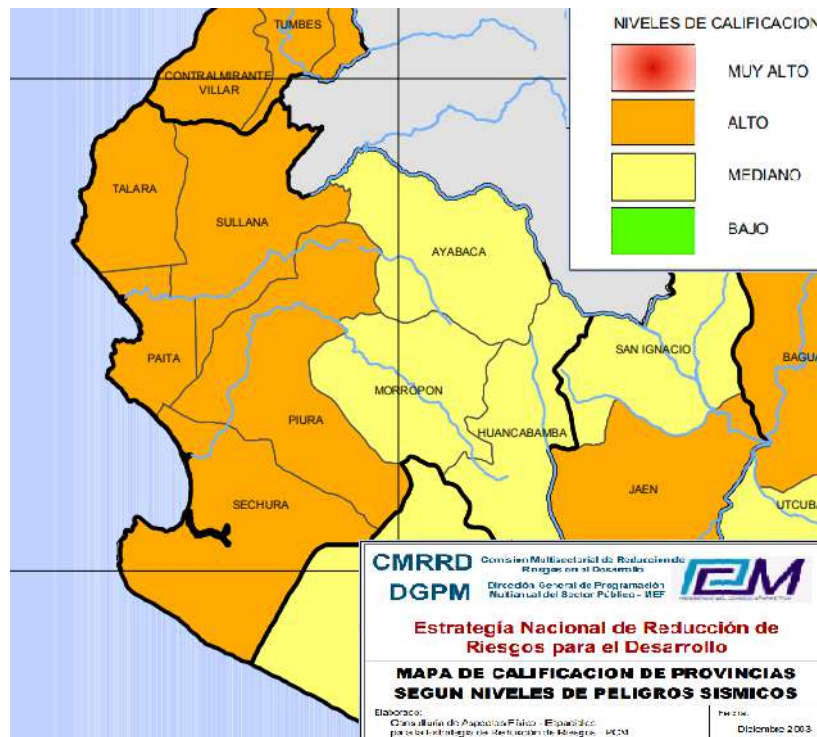


Figura 70: Mapa de calificación de provincias según niveles de peligros sísmicos

Fuente. Tomado de (Presidencia del consejo de ministros, 2003)

3.5.3. Estudios anteriores que determinan licuación en Piura

Existen investigaciones realizadas en Piura, los cuales concluyen que en la ciudad existen varias zonas vulnerables a licuación, por ejemplo:

3.5.3.1. Pinto Zegarra (1999)

La tesis del Ing. César Francisco Pinto Zegarra realizada en 1999, expone un análisis y zonificación de áreas con potencial de licuación dentro de las ciudades de Piura y Castilla, basándose en aquellos informes realizados por el Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción desde el año 1984 hasta 1999 junto a otras fuentes que pensó necesarios.

Como resultado de esta tesis se obtuvo que algunas de las zonas susceptibles a licuar fueron las siguientes: laderas del río Piura, Laguna de Coscomba, la intersección de la

Country con la avenida Sanchez cerro, una parte de Pachitea, entre otras otras zonas, las cuales figuran en los mapas presentados en la tesis descrita a la cual solo se puede acceder de manera física en el repositorio de la biblioteca de la UDEP sede Piura, por lo cual no se ha podido colocar dichos mapas, puesto que no está autorizado fotocopiar parte de su material.

3.5.3.2. Ascencio Savedra (2008)

La tesis tiene como objetivo final determinar la existencia de factores como la geomorfología, posición del nivel freático y condiciones del suelo que representen un peligro latente en la ciudad de Piura, todo es posible haciendo uso de los Sistemas de Información Geográfica, por lo cual obteniendo dicha información se puede iniciar planes de prevención y mitigación.

Es así que a través del SIG desarrollado gracias a la información obtenida del Laboratorio de Ensayos de Materiales de Construcción y de datos de la red piezométrica del Centro de Drenaje y Recuperación de Tierras del año 1970 pertenecientes a la ciudad de Piura, se determinaron mediante los SPT, perfiles de los depósitos del suelo y profundidades de niveles freáticos que la ciudad de Piura, debido a la composición litológica del suelo, presencia de nivel freático alto y por encontrarse en un área de sismicidad histórica, es potencialmente susceptible de sufrir los fenómenos de licuación.

De esta manera, es necesario continuar con las investigaciones que puedan dar pie a la creación de planes de prevención y mitigación, teniendo en cuenta todos los factores descritos que conllevan riesgos latentes de la deformación del suelo de la ciudad de Piura.

Algunas de las zonas licuables que resultaron del análisis realizado haciendo uso de la primera versión de la herramienta SIG (2007) por el ingeniero José Ordinola con ayuda del tesista Ascencio fueron las urbanizaciones Santa Isabel, Angamos y Los Cocos del Chipe las cuales fueron seleccionadas como zonas de prueba de campo de SPT.

Como conclusión de esa investigación se realizó un plano que presenta la ubicación de los SPT que resultaron en zonas donde el suelo presenta potencial de licuación dentro del plano de configuración geomorfológica del suelo de Piura. Se puede observar que la mayoría de sondeos potenciales de licuación se encuentran en zonas topográficas más bajas de Piura y cuyas potencias de material suelto fueron de aproximadamente 5 metros, como se puede

observar en el Mapa 13. El SIG creado permitió estimar que zonas pueden ser susceptibles a licuación.

En este mapa podemos observar los sondeos realizados y que presentan potencial de licuación entre los cuales se encuentran las urbanizaciones de El Chipe, San Felipe, Los Cocos del Chipe, APV Gálvez Velarde, APV Las Palmeras, zona del mercado modelo, Los Cocos del Club Grau, Urb. 04 de Enero, zonas en la Av. Sánchez Cerro, zonas aledañas a la plaza de armas de Piura, zonas aledañas al margen del río Piura, Barrio Sur y los aa.hh. Alfonso Ugarte y Laguna Azul.

3.5.3.3. Proyecto PER 98/018 apoyo INDECI (2001)

El presente estudio fue desarrollado en el marco del Convenio entre la Universidad Nacional de Piura y el INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil) - Comité Ejecutivo de Reconstrucción “El Niño” (CEREN); con el objetivo de definir el comportamiento de los suelos en el área urbana y zonas de expansión Urbana del Distrito de Castilla-Piura, para determinar la vulnerabilidad y riesgos a las que están expuestas e impedir posibles daños a la infraestructura física pública y privada.

La zona de estudio se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Piura entre, aproximadamente, el sector de los Ejidos y el Puente Grau - Piura.

Para desarrollar de una manera óptima el dicho estudio, tanto el área urbana, periferia y zonas de posible expansión urbana, por las características geotécnicas, tipos de suelo, etc. se seleccionaron los siguientes sectores que a continuación se detallan:

Sector I: Comprende el sector de los AA.HH. El Indio y Las Brisas. (Entre Canal Chira-Piura y Dren 1308). Sector II: Comprende los AA.HH. Chiclayito, Calixto Balarezo, Juan Pablo II, Campo Polo (CP) sector 1, sector 2-II etapa, Urb. San Bernardo. (Entre Av. Progreso y Av. Jorge Chávez hacia el sector Este del Distrito). Sector III: Comprende los AA.HH. Las Montero, Campo Polo (CP) sector 3, Campo Polo, Miguel Cortés, Independencia. (Entre Av. Progreso-Av. Ramón Castilla hacia el sector Oeste del Distrito). Sector IV: Comprende el AA.HH. Talarita, sector del Aeropuerto y la Villa FAP. (Entre Av. Jorge Chávez-Av. Progreso-Av. Guardia Civil). Sector V: Comprende la Urb. Miraflores, Campus Universitario UNP, IDEPUNP, parque PNP, Terminal Terrestre. (Entre la Av. Ramón Castilla-Av. Luis Montero-Av. Guillermo Irazola-Malecón María Auxiliadora-Av. A de María Goretti). Sector

VI: Comprende las Urb. 16 de Septiembre, San Antonio, El Bosque, Cossío del Pomar, los AA.HH. María Goretti, La Primavera, San Valentín, Miguel Grau, Corazón de Jesús, Nueva Castilla I y II etapas, Los Almendros, Tacalá, Los Médanos, Las Mercedes, Ciudad El Niño, Valle La Esperanza, etc. Sector VII: Zona de Expansión Urbana.

Como conclusión de este estudio se elaboró un mapa de zonas (Mapa 14) en las que se establece un peligro medio alto y alto correspondiente a la intensidad de ondas sísmicas, inundación, licuación de arenas y formación de cangrejeras, en el cual podemos visualizar que todas las zonas descritas anteriormente presentan peligros latentes ante los fenómenos descritos.

3.5.3.4 Proyecto SEDI/AICD/AE/306/07 (2009)

La investigación realizada por el Programa de reducción de desastres para el desarrollo sostenible en las ciudades de Piura (Perú) y Machala (Ecuador), indica que la presencia de agua cerca de la superficie, en suelos arenosos mal graduados muy sueltos en épocas del fenómeno El Niño y lluvias extraordinarias determina que la capacidad portante de los suelos de cimentación se encuentra entre 0.50 Kg/cm a 1.00 Kg/cm² (Valores estimados) y exista la posibilidad de licuación de suelos, si es que el fenómeno El Niño y lluvias extraordinarias, se le suma la ocurrencia de un sismo de magnitud moderada o con una intensidad de VII a VIII que corresponde a un sismo con periodo de retorno de 500 años (0.45g de aceleración total máxima). Estos estudios se adjuntan en el anexo B y se resumen en la Tabla 12, en los que se obtuvieron los siguientes resultados:

Zona de Peligro Medio:

Zona A: Comprende parte del área Nor-Oeste de la ciudad de Piura y el área Sur-Norte hacia el Oeste de la ciudad de Castilla, a lo largo de la carretera hacia Chulucanas (antigua Panamericana) y a continuación de la quebrada El Gallo y Ramal El Gallo, por encima de la cota 30.0 m.s.n.m.. Terreno de pendiente suave ondulado, drenaje fácil a moderado, asentado sobre suelos eólicos arenosos mal graduados con algo de limo y nivel freático por debajo de los 3.0 m. de profundidad, de regular capacidad portante (0.75 Kg/cm² a 1.50 Kg/cm²), bajo potencial de licuación, despreciable agresión química al concreto, peligro sísmico alto y una media a alta amplificación sísmica local.

Zona B: Comprende la mayor parte de las ciudades de Piura y Castilla ubicadas preferentemente por debajo de la cota 30.0 m.s.n.m.. Terreno de pendiente muy suave a suave ondulado, drenaje moderado, asentado sobre suelos eólicos arenosos mal graduados con algo de limo o sobre arcillas de baja plasticidad y arenas arcillosas de origen Lagunar y nivel freático por debajo de los 2.0 m. a 3.0 m. de profundidad, de baja capacidad portante (0.50 Kg/cm² a 0.75 Kg/cm²), despreciable a media agresión química al concreto, peligro sísmico alto y una media a alta amplificación sísmica local. La restricción en esta zona se debe a los bajos valores de capacidad portante. Durante un Fenómeno El Niño, se producen inundaciones con niveles de agua entre 0 a 0.60 m de profundidad, y la evacuación de los mismos se dan con cierta facilidad siempre y cuando los sistemas de drenaje no hayan colapsado.

En áreas con suelos arenosos a areno-limosos de una potencia máxima de 4.0 m. a 6.0 m. y de compacidad suelta a muy suelta; el potencial de licuación es moderado cuando el nivel freático alcanza la zona activa de presiones (de 1.0 m. a 3.0 m. de profundidad) debido a la presencia del Fenómeno El Niño y si ocurre simultáneamente un sismo con una magnitud no menor a 7.0 grados en la escala de Richter. En esta zona la pérdida de resistencia mecánica del suelo de cimentación en condiciones saturadas no se llega a desarrollar en forma completa, ni tampoco existen problemas de colapso.

Zona de Peligro Alto:

Comprende áreas específicas de las ciudades de Piura y Castilla donde la presencia de suelos saturados se da en forma permanente y hay un efecto negativo en condiciones normales aún sin presencia de un evento sísmico o Fenómeno El Niño. Comprende los alrededores de la Laguna Santa Julia y Laguna Coscomba donde los valores de capacidad portante son marcadamente menores a 0.50 Kg/cm², en donde se emplazan suelos eólicos arenosos mal graduados con algo de limo, sueltos y nivel freático por encima de 3.0 m. de profundidad. En esta zonificación se encuentra incluido parte del A.A.H.H. El Indio, A.A.H.H. María Goretti, A.A.H.H. Primavera I Etapa y parte del casco urbano de la ciudad de Piura en los alrededores de la intersección de la Av. Sullana y la Av. Panamericana Norte en donde los suelos se encuentran saturados permanentemente y determinan una capacidad portante baja (no mayor a 0.75 Kg/cm²), nivel freático no mayor a 3.0 m., despreciable a

media agresión química al concreto, peligro sísmico alto y una media a alta amplificación sísmica local. Son aquellas áreas que corresponden a depresiones topográficas, y por lo general constituyen cuencas ciegas dentro de la ciudad, que no tienen una salida natural del agua. En estas zonas las inundaciones son frecuentes no necesariamente en presencia de lluvias durante el Fenómeno El Niño. El drenaje es muy lento y requiere de sistemas de bombeo. Durante el Fenómeno El Niño 1987-1988 y el correspondiente a 1997-1998, estas zonas fueron fuertemente afectados, con niveles de inundación entre 0.50 m a 2.0 m.

En esta zona se han considerado las antiguas áreas de las Lagunas Santa Julia y Coscomba, las cuales resultarían inundadas en un Fenómeno El Niño, así como la margen derecha del Río Piura aguas abajo del Puente Bolognesi, debido al constante peligro de inundación por desborde del río. Las planicies de inundación de las quebradas El Gallo y Ramal El Gallo, constituyen también zonas de Peligro Alto. Son zonas de Peligro Alto, también las cuencas ciegas, tales como los de la Urb. Chilcal, Urb. Bancarios, Urb. Santa Ana, Urb. Los Petroleros, Urb. Mariscal Tito, Ignacio Merino, Cuenca Santa Isabel, Cuenca Petroperú, AA. HH. Paredes Macede, Cuenca Micaela Bastidas, Cuenca Coliseo; en Piura. En la ciudad de Castilla se tiene: Los Médanos, AA. HH. La Primavera, Cuenca el Hospital, Cuenca Don Bosco, Cuenca Mercado, Cuenca Tacna, Cuenca Las Montero, Cuenca San Bernardo, AA. HH. Calixto Balarezo, Cuenca El Indio, etc. En estas zonas la licuación puede llegar hasta los 3.0 m., ya que la compacidad del suelo hasta esta profundidad es muy suelta y el nivel freático se encuentra entre 0.0 m. a 2.0 m. desde la superficie. El potencial de licuación es muy alto en la presencia de El Niño y si ocurre simultáneamente un sismo con una magnitud no menor a 7.0 grados en la escala de Richter. En esta zona la pérdida de resistencia mecánica del suelo de cimentación en condiciones saturadas se llega a desarrollar en forma completa, pero no se originan problemas de colapso. Comprende también la ubicación aledaña a las compuertas sobre las márgenes del Río Piura (07 compuertas), donde es posible la inundación por una mala operación de las compuertas, cuando los niveles de agua del río son altos (Mayor a 27.0 m.s.n.m.).

Zona de Peligro Muy Alto:

Comprende áreas con muy alto potencial de licuación, localizadas en sectores que tienen suelos arenosos mal graduados a limosos muy sueltos y en permanente estado de

saturación con nivel de agua prácticamente en la superficie del terreno, como es el caso específico de la Laguna Santa Julia y la Laguna Coscomba en la ciudad de Piura. El lecho del Río Piura también tiene un alto potencial de licuación por presencia de suelos arenosos saturados permanentemente y de baja capacidad portante. En esta zona la pérdida de resistencia mecánica del suelo de cimentación en condiciones saturadas se llega a desarrollar en forma completa, pero no se originan problemas de colapso. Son áreas que corresponden a los actuales lechos de los ríos, áreas expuestas a inundaciones muy frecuentes, riberas de los ríos que vienen erosionando continuamente por la acción hidrodinámica del flujo, quebradas y áreas de las Lagunas con permanente presencia de agua y/o humedad, como es el caso específico de las Lagunas de Santa Julia, Coscomba, y los cauces del Río Piura y de las quebradas Pajarito, El Gallo y Ramal El Gallo.

Tabla 12

Resumen del cálculo del potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura

RESUMEN DEL CALCULO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
Método Seed e Idriss

Estudio: MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
Proyecto: OEA- OFICINA PERU - SEDI/AICD/AE/306/07
Fecha: LIMA , FEBRERO DEL 2009

Datos generales:

Magnitud del sismo (Ml):	7.5			1 en superficie
Factor de corrección por magnitud	1			0.9 a 10m de prof.
Profundidad del nivel freático (ho)	0.9	m	$a_{m\acute{a}x}/g:$	3.2
Peso volumétrico seco (Y1)	1.4	ton/m3		
Peso volumétrico saturado (Y2)	1.6	ton/m3		

Prof.	RESULTADOS						
	DPL 21	DPL 22	DPL 28	DPL 62	DPL 70	DPL 81	DPL 83
1.2	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
1.5	Licúa	Licúa	No licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
1.8	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
2.1	Licúa	Licúa	No licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
2.4	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
2.7	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa
3	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa	Licúa

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI. 2009

Como producto de esta extensa investigación se llegó a la conclusión de que existen zonas en riesgo, el cual fue calculado como producto del grado de peligro, de la vulnerabilidad y de un factor de atenuación. De acuerdo a ello se llegó a la conclusión de que en Piura – Castilla existen tres niveles de riesgo: Muy Alto, Alto y Bajo, y cuyas zonas están descritas en la Tabla 13.

Tabla 13
Zonificación de riesgos en Piura y Castilla

SECTOR	AAHH	HECTAREA	POB_INEI	DENSIDAD	RIESGO
I	Pos. Informal N.R.	7.45	500	67.11	ALTO
IV	Urb. San Ramón	34.55	1366	39.54	MUY ALTO
IV	Urb. Ignacio Merino II Etapa	18.20	3217	176.76	ALTO
IV	Mariscal Tito	2.59	173	66.80	ALTO
V	Zona Industrial I Etapa	66.38	333	5.02	ALTO
VII	El Chilcal	4.19	317	75.66	ALTO
VII	Urb. Bancaria I	6.62	1050	158.61	ALTO
VIII	Villa Kurt Beer	7.85	935	119.09	ALTO
VIII	Nueva Esperanza	70.14	11400	162.53	ALTO
VIII	Nueva Esperanza Sector A	32.50	4173	128.40	ALTO
VIII	A. Sánchez Arteaga	3.12	122	39.10	ALTO
VIII	Tupac Amaru II Sector III	12.52	1521	121.49	ALTO
VIII	La Península	7.86	845	107.51	ALTO
VIII	Los Robles	5.02	788	156.97	ALTO
VIII	Alfonso Ugarte	2.47	507	205.26	ALTO
VIII	6 de Setiembre	4.87	879	180.49	ALTO
VIII	Laguna Azul	4.97	803	161.57	ALTO
VIII	Manuel Scorza	4.41	920	208.62	ALTO
VIII	Antonio Raimondi	1.30	246	189.23	ALTO

SECTOR	AAHH	HECTAREA	POB_INEI	DENSIDAD	RIESGO
VIII	J. M Escrivá B.	1.59	308	193.71	ALTO
VIII	Chavín de Huantar	1.96	355	181.12	ALTO
VIII	Quinta Julia	9.35	1769	189.20	ALTO
VIII	Sector La Granja	14.90	1251	83.96	ALTO
VIII	Coscomba Norte	12.76	188	14.73	ALTO
VIII	Sr. De los Milagros	3.83	698	182.25	ALTO
VIII	31 de Enero	9.91	1469	148.23	ALTO
VIII	Santa Julia sector 11 de Abril	5.16	910	176.36	ALTO
VIII	Susana Higuchi	3.46	581	167.92	ALTO
VIII	Bryce Echenique	2.02	199	98.51	ALTO
VIII	Villa María del Triunfo	2.24	223	99.55	ALTO
VIII	Los Polvorines	76.81	2163	28.16	ALTO
VIII	Villa Piura	3.18	640	201.26	ALTO
VIII	San Juan de Coscomba	8.16	495	60.66	ALTO
VIII	El Milagro	5.86	306	52.22	ALTO
VIII	Seminario Temple	13.66	255	18.67	ALTO
VIII	Las Palmeras Sector B	1.85	250	135.14	ALTO
VIII	Trelles Lara	4.59	300	65.36	ALTO
XI	Castilla	124.48	20220	162.44	ALTO
XII	Las Brisas	17.12	526	30.72	ALTO
XII	Miguel Cortés	5.30	736	138.67	ALTO
XII	Alejandro Toledo	10.68	505	47.28	MUY ALTO
XII	Las Monteros	7.65	1381	180.52	ALTO
XII	28 de Julio	12.59	774	61.48	ALTO
XII	Independencia	1.47	463	314.70	ALTO
XII	Calixto Balarezo	11.28	1629	144.41	ALTO
XII	Ampliación El Indio	9.20	980	106.52	ALTO

SECTOR	AAHH	HECTAREA	POB_INEI	DENSIDAD	RIESGO
XII	Urb. San Bernardo	18.89	1571	83.17	ALTO
XIII	Miguel Grau	14.54	1349	92.78	ALTO
XIII	Víctor Raúl	5.38	627	116.54	ALTO
XIII	Sagrado Corazón de jesús	16.22	1123	69.24	ALTO
XIII	Los Medanos	13.78	2003	145.36	ALTO
XIII	Tacalá	44.40	5410	121.85	ALTO
XIII	Virgen de la Paz	4.93	128	25.96	ALTO
TOTAL SECTORES CRÍTICOS		796.21	818800		
ÁREA URBANA ACTUAL		4983.47	381500		

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI. 2009

3.5.3.5 Campos, Ramos , & Prada (2017) en Evaluación probabilística de licuación en las arenas de la ciudad de Piura en Perú

Este trabajo presenta un procedimiento aplicado a la ciudad de Piura que adiciona la incertidumbre de todas las variables aleatorias involucradas en el cálculo de la licuación como resultado de datos de la zona estudiada, ofreciendo así un análisis de incertidumbre completo. Este análisis probabilístico utiliza los métodos de FORM y simulaciones de Montecarlo.

Para visualizar la probabilidad de licuación en la ciudad de Piura se realizó una interpolación usando la técnica de distancia inversa ponderada IDW. En la Figura 71 se presenta el mapa de la ciudad de Piura con los contornos de probabilidad de licuación obtenido por simulaciones de Monte Carlo.

Se observa que la probabilidad de licuación máxima es de 9.5 %, disminuye con la profundidad y en ciertas zonas se mantiene o aumenta a 4 m de profundidad debido a que la incertidumbre de N es mayor a esa profundidad registrándose valores de N desde 5 hasta 60 golpes/pie (arenas sueltas y arenas densas).

El cuaternario reciente de Piura está formado por depósitos aluviales extendidos por las márgenes, terrazas y zonas aledañas al río Piura y depósitos eólicos de mayor extensión lejos del curso actual del río. Los depósitos aluviales están compuestos de limos arenosos y

arena pobremente gradada con lentes de limos. En Piura existen dos grandes cursos aluviales de recorrido aproximadamente paralelo. Uno de ellos lo constituye el actual cauce del río Piura y el otro es un antiguo lecho del río (paleocauce) que se identifica superficialmente por constituir una franja topográficamente baja (30 msnm) que atraviesa la urbanización Santa Isabel, Pachitea, urbanización Grau y 04 de enero y llega finalmente al anteriormente conocido Barrio Sur. Las zonas situadas fuera de estos cursos aluviales tienen predominancia de material eólico y en general están ubicadas en el oeste de Piura. La Figura 71, muestra que la latente probabilidad de licuación de las zonas mencionadas anteriormente, sin embargo, cabe destacar que en la zona de Pachitea esta probabilidad se mantiene con la profundidad y se debe a que los valores de N son bajos y el perfil estratigráfico presenta arenas sueltas hasta 4 m de profundidad. Además, los depósitos eólicos en Piura son irregulares por su espesor variado, compacidad y permeabilidad; están compuestos de arenas pobremente gradadas con un contenido de finos que varía de 0.4 a 9.2%. Dentro de la zona de depósitos se observa que las exploraciones ubicadas en zonas descampadas dentro del campus de la Universidad de Piura y en zonas aún no urbanizadas, la probabilidad de licuación es mayor y se mantiene hasta la profundidad analizada debido a que los vientos en la zona permiten la erosión y deposición de los sedimentos libremente. Este movimiento de arenas es continuo y no permite su compactación, y se refleja en la incertidumbre de N que presenta una variación de 49% a profundidades de 3 y 4 m.

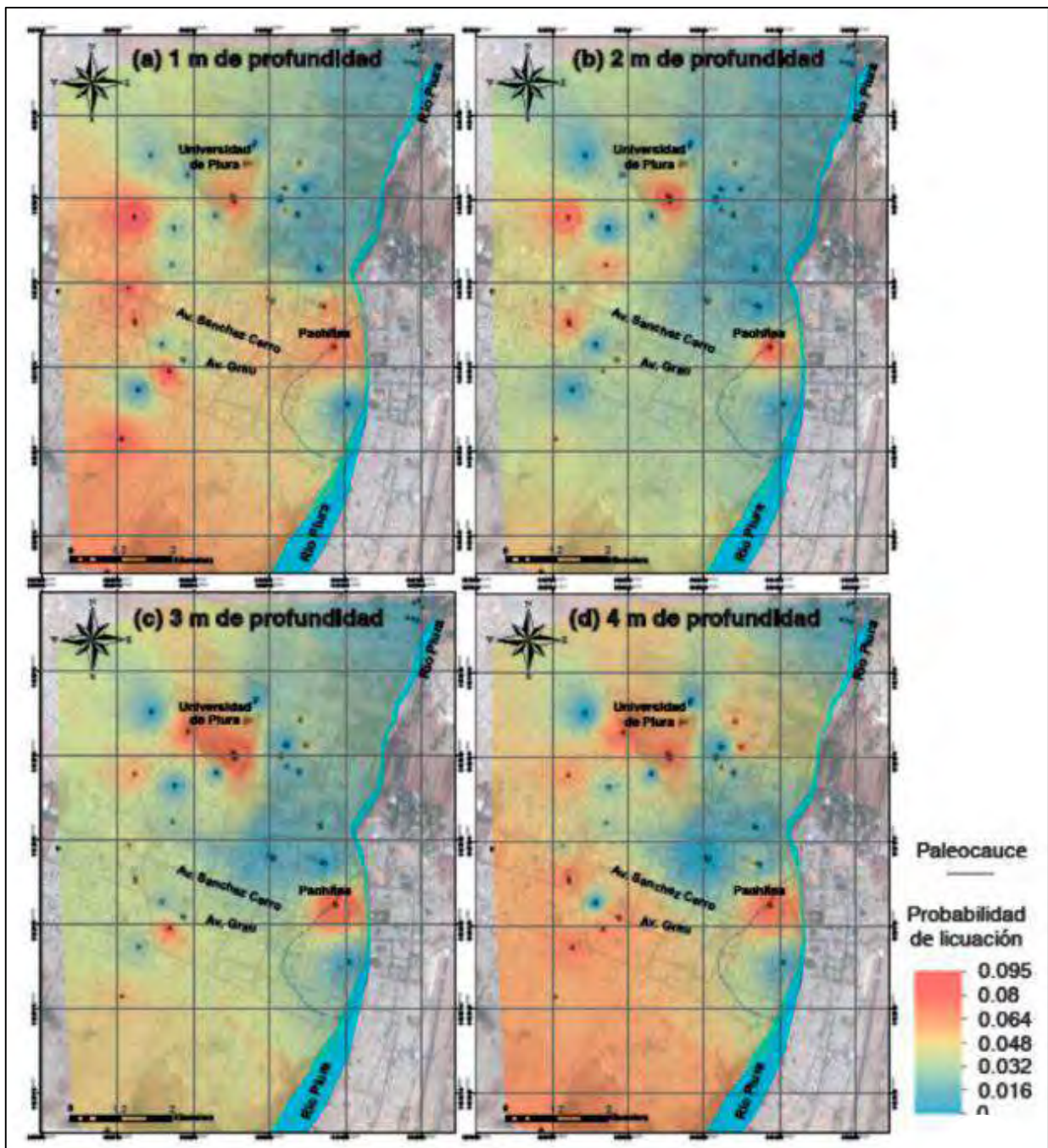


Figura 71: “Probabilidad de licuación en la ciudad Piura para distintas profundidades”

Fuente. Tomado de (Campos, Ramos , & Prada, 2017)

Capítulo 4

Evaluación de potencial de licuación en una zona de campus Udep

El objetivo de este capítulo es determinar el potencial de licuación de una zona tomada en la Universidad de Piura, para ello ha sido necesario la aplicación de ciertos criterios para determinar el estado en el que se encuentra el suelo.

Se escogieron 3 puntos dentro del Campus, en el cual se realizaron ensayos de SPT a 7 metros de profundidad, para posteriormente con los datos obtenidos (nivel freático y el valor de N que nos permite conocer la resistencia a la penetración del terreno), y considerando ciertos parámetros como la magnitud y aceleración de un posible sismo de magnitud 7.5 siguiendo la Norma Técnica Peruana E 0.30 , aplicar el método de Seed e Idriss Simplificado para determinar si el suelo es licuable o no.

4.1. Ubicación y descripción de la zona de estudio

La zona escogida para realizar el estudio, se encuentra dentro del campus de la Universidad de Piura, en donde se llevó acabo 3 sondajes, como se muestra en la Figura 72, Figura 73 y Figura 74. Cuyos puntos están ubicados cerca al centro de copiado, como se aprecia en la Figura 75.



Figura 72: Fotografía del SPT- Sondaje 1
Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura



Figura 73: Fotografía del SPT- Sondaje 2
Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura



Figura 74: Fotografía del SPT- Sondaje 3
Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura



Figura 75: Ubicación de sondajes en UDEP
Fuente. Elaboración propia.

4.2. Determinación del potencial de licuación

Según lo estudiado en el capítulo 1, existen varios métodos para determinar el potencial de licuación de un suelo, basados en el ensayo SPT. Para ello se ha escogido el método propuesto por Seed y otros, ya que es uno de los métodos más utilizado en la actualidad.

4.2.1. Ensayo SPT

Partiendo de los resultados de los ensayos SPT, brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Piura, los cuales se encuentran adjuntos en el anexo A: A1, A2 y A3, para los sondajes 1, 2 y 3, respectivamente.

El ensayo de penetración se realizó a cada 1m, con una profundidad de 7 m y además se localizó el nivel freático de cada uno de los sondajes realizados, esta información se resume en la Tabla 14.

Sin embargo, el número N obtenido en campo no es suficiente para poder aplicar el método de Seed, se requiere calcular el N corregido por las condiciones de campo (N_{60}).

Tabla 14
Resumen de N obtenidos en campo y nivel freático del ensayo SPT

Nivel freático	2.35 m	3.2 m	2.15 m
	S1	S2	S3
Prof.	N^a	N^a	N^a
1	3	23	17
2	20	27	18
3	29	25	16
4	27	21	14
5	26	16	22
6	32	48	23
7	54	25	25

Fuente. a Número de golpes determinado por el ensayo SPT.
Elaboración propia.

4.2.2. N corregido por las condiciones de campo [N_{60}]

Para poder calcular el N_{60} , se utilizará la siguiente ecuación:

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60} \quad (20)$$

Donde:

N Numero de golpes determinados por el ensayo SPT

η_H Eficiencia del martinete al 60%

η_B Diámetro del muestrador

η_S Corrección del muestrador

η_R Longitud de barra; este valor dependerá de la profundidad en la que se encuentre la barra:

0.75 0-4 m

0.85 4-6 m

0.95 6-10 m

Los valores de corrección η_H , η_B , η_S y η_R , fueron obtenidos de la Tabla 15, Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18 respectivamente.

Tabla 15

Corrección por eficiencia del martinete

Variación η_H eficiencia del martinete (%)			
País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De Seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Fuente. Tomado de Norma técnica peruana

Tabla 16
Corrección por el diámetro de perforación

Corrección por el diámetro de perforación	
Diámetro mm	η_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Fuente. Tomado de Norma técnica peruana

Tabla 17
Corrección del muestreador

Corrección del muestreador	η_S
Muestra estándar	1
Con recubrimiento para arena y arcilla densa	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

Fuente. Tomado de Norma técnica peruana

Tabla 18
Corrección por longitud de la barra

Corrección por longitud de la barra	
Long de la barra m	η_R
>10	1
06-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente. Tomado de Norma técnica peruana

Después de tomar los valores de corrección correspondientes y reemplazarlos en la ecuación (20), se obtienen los resultados mostrados en Tabla 19.

Tabla 19
Resumen de N obtenidos en campo y N60 corregido por condiciones de campo

Prof.	S1		S2		S3	
	N	N_{60}	N	N_{60}	N	N_{60}
1	3	2.25	23	17.25	17	12.75

Prof.	S1		S2		S3	
	N	N_{60}	N	N_{60}	N	N_{60}
2	20	15	27	20.25	18	13.5
3	29	21.75	25	18.75	16	12
4	27	20.25	21	15.75	14	10.5
5	26	22.1	16	13.6	22	18.7
6	32	27.2	48	40.8	23	19.55
7	54	51.3	25	23.75	25	23.75

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Cálculo de esfuerzos

Partiendo de los datos del peso volumétrico seco (γ_1) y el peso volumétrico saturado (γ_2) que se determinan del ensayo SPT, se podrá calcular el esfuerzo total, la presión de poros y el esfuerzo efectivo, utilizando las siguientes formulas:

$$\sigma_{ov} = \gamma * h_i \quad (21)$$

Donde:

σ_{ov} Es el esfuerzo total

γ Peso volumétrico

h_i Profundidad de la muestra

$$\mu = \gamma_w(h_i - h_0) \quad (22)$$

Donde:

μ Presión de poros

γ_w Peso volumétrico del agua

h_0 Profundidad de la muestra

$$\sigma'_{ov} = \sigma_{ov} - \mu \quad (23)$$

Donde:

σ'_{ov} Es el esfuerzo efectivo

Luego de reemplazar los valores en la ecuación (21), ecuación (22) y ecuación (23), se obtienen los resultados para cada uno de los sondajes realizados

Tabla 20
Cálculo de esfuerzos del sondaje 1

Prof.	σ_{ov} ^a	σ'_{ov} ^b	μ ^c
	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	1.67	1.67	0.00
2	3.34	3.34	0.00
2.35	3.92	3.92	0.00
3	5.22	4.57	0.65
4	7.22	5.57	1.65
5	9.22	6.57	2.65
6	11.22	7.57	3.65
7	13.22	8.57	4.65

^a Esfuerzo total, ^b Esfuerzo efectivo, ^c Presión de poros
Fuente: Elaboración propia

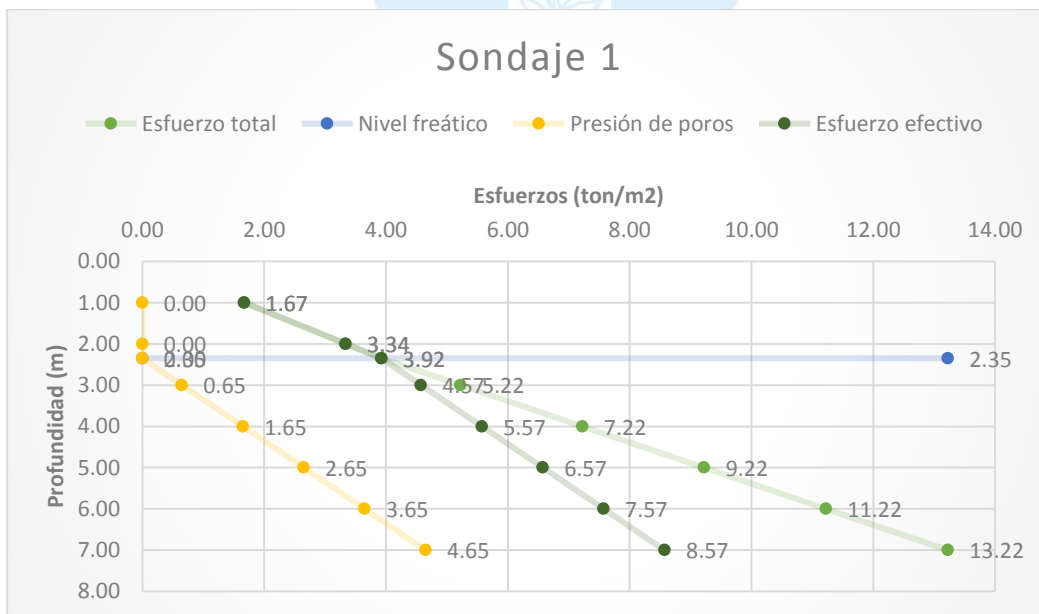


Figura 76: Diagrama de esfuerzos vertical, con 2.35 m de nivel freático – Sondaje 1
Fuente: Elaboración propia

Tabla 21
Cálculo de esfuerzos del sondaje 2

Prof.	σ_{ov} ^a	σ'_{ov} ^b	μ ^c
	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	1.67	1.67	0.00
2	3.34	3.34	0.00
3	4.94	4.94	0.00
3.2	5.34	5.34	0.00
4	6.94	6.14	0.80
5	8.94	7.14	1.80
6	10.94	8.14	2.80
7	12.94	9.14	3.80

a Esfuerzo total, b Esfuerzo efectivo, c Presión de poros
Fuente: Elaboración propia

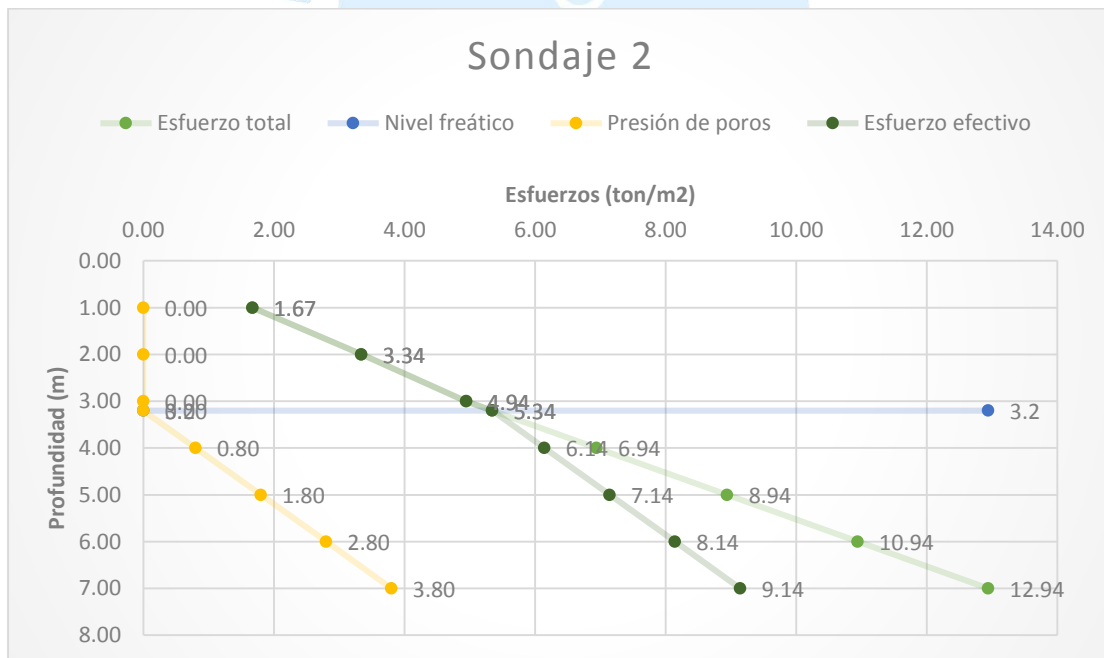


Figura 77: Diagrama de esfuerzos vertical, con 3.2 m de nivel freático – Sondaje 2
Fuente: Elaboración propia

Tabla 22
Cálculo de esfuerzos del sondaje 3

Prof.	σ_{ov} ^a	σ'_{ov} ^b	μ ^c
	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	1.67	1.67	0.00
2	3.34	3.34	0.00
2.15	3.59	3.59	0.00
3	5.29	4.44	0.85
4	7.29	5.44	1.85
5	9.29	6.44	2.85
6	11.29	7.44	3.85
7	13.29	8.44	4.85

a Esfuerzo total, b Esfuerzo efectivo, c Presión de poros

Fuente: Elaboración propia.

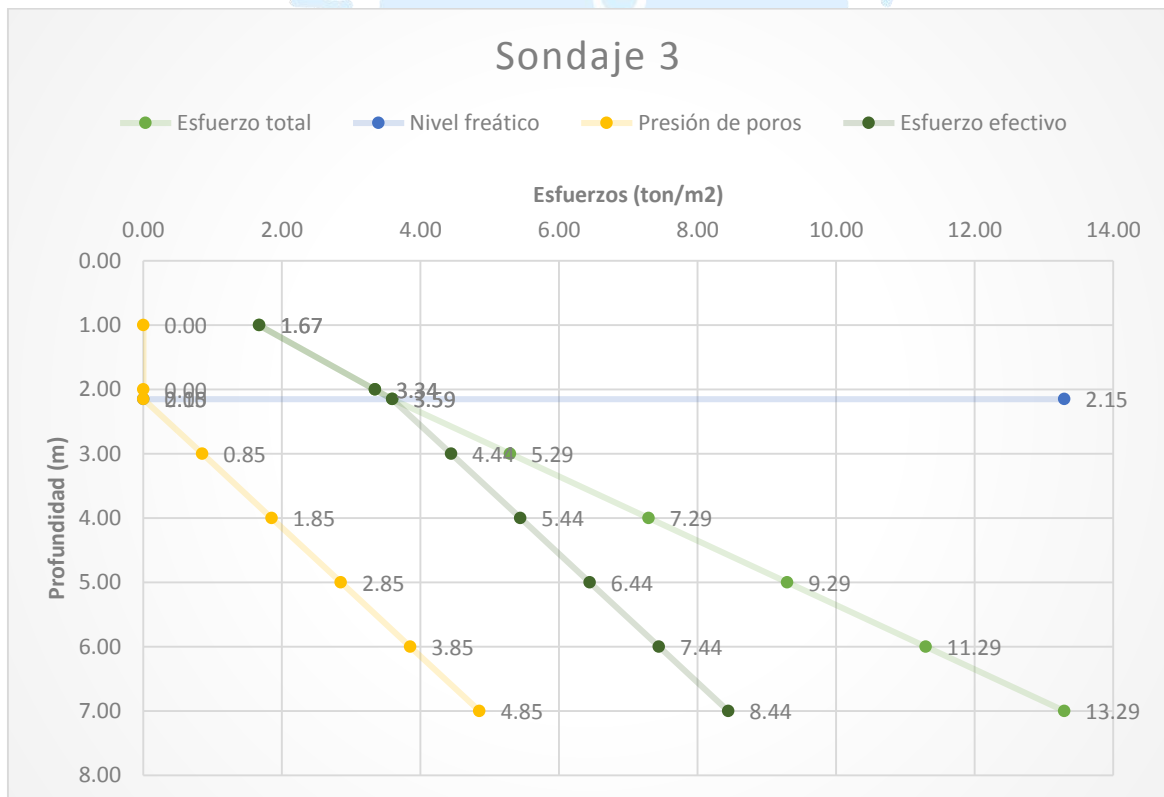


Figura 78: Diagrama de esfuerzos vertical, con 2.15 m de nivel freático – Sondaje 3

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Aplicación método Seed e Idriss

Si bien es cierto una de las condiciones para realizar el cálculo de potencial de licuación, es que el suelo presente más de 5% de finos para que ocurra licuación, sin embargo, como se vio en los casos de Ica un suelo con menos de 5% de finos puede manifestar licuación, así como lo afirma también Seed et al (2003). Es por ello que con esta salvedad se procede a realizar el cálculo de potencial de licuación con el método de Seed e Idriss.

Con los datos de los esfuerzos totales y efectivos, además del N corregido, calculados anteriormente, se aplica el método de Seed e Idriss, el cual utiliza las ecuaciones presentadas en el capítulo 1, donde describe el método mencionado.

Para poder hacer uso de este método se tomó un sismo de 7.5 , el cual no necesita un factor de corrección ya que es el valor del CSR que nos arroja la Figura 17 y la aceleración es de 0.45g, que es la aceleración que le corresponde a Piura, ya que según la normal E030, Piura se encuentra en la zona 4.(ver anexo c, Mapa 5)

A continuación, se presentan las tablas con los datos calculados:

Tabla 23

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 1.

DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN - SONDAJE 1 Método Seed e Idriss

Magnitud del sismo (Ml):	7.5	Factor de reducción [rd]	1 en superficie
Factor de corrección por magnitud	1		0.9 a 10m de prof.
Profundidad del nivel freático (ho)	2.35 m	$a_{m\acute{a}x}/g:$	0.45
Peso volumétrico seco (Y1)	1.67 ton/m ³		
Peso volumétrico saturado (Y2)	2 ton/m ³		

Prof.	σ_{ov}	σ'_{ov}	rd	τ_{av}	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	CSR	τ'_{av}	FS_L	Resultado
	ton/m ²	ton/m ²									
1	1.67	1.67	0.99	0.48	2.25	2.424	5.453	0.05	0.08	0.17	Licúa
2	3.34	3.34	0.98	0.96	15	1.714	25.707	0.28	0.94	0.98	Licúa
3	5.22	4.57	0.97	1.48	21.75	1.464	31.851	0.36	1.65	1.11	No licua
4	7.22	5.57	0.96	2.03	20.25	1.327	26.863	0.29	1.62	0.80	Licúa
5	9.22	6.57	0.95	2.56	22.1	1.222	26.996	0.29	1.91	0.74	Licúa
6	11.22	7.57	0.94	3.09	27.2	1.138	30.955	0.32	2.42	0.79	Licúa
7	13.22	8.57	0.93	3.60	51.3	1.070	54.872	0.6	5.14	1.43	No licua

Fuente: Elaboración propia

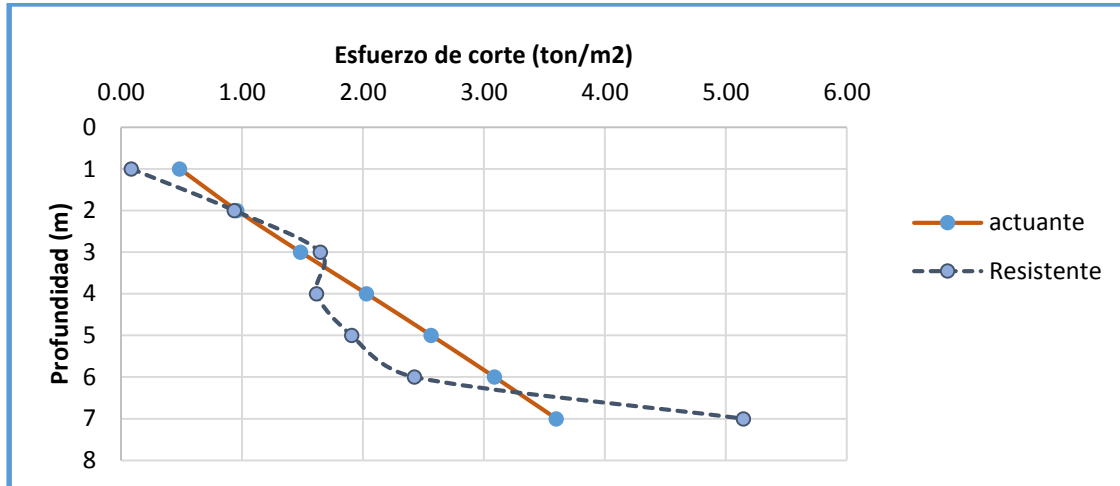


Figura 79: “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 1 con 0.45g”
Fuente: Elaboración propia

Tabla 24

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 2.

DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN - SONDAJE 2
Método Seed e Idriss

Magnitud del sismo (MI):	7.5	Factor de reducción [rd]	1 en superficie
Factor de corrección por magnitud	1		0.9 a 10m de prof.
Profundidad del nivel freático (ho)	3.2 m	$a_{m\acute{a}x}/g$:	0.45
Peso volumétrico seco (Y1)	1.67 ton/m ³		
Peso volumétrico saturado (Y2)	2 ton/m ³		

Prof.	σ_{ov}	σ'_{ov}	rd	τ_{av}	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	CSR	τ'_{av}	FS_L	Resultado
	ton/m ²	ton/m ²									
1	1.67	1.67	0.99	0.48	17.25	2.424	41.809	0.5	0.84	1.73	No licua
2	3.34	3.34	0.98	0.96	20.25	1.714	34.705	0.37	1.24	1.29	No licua
3	4.94	4.94	0.97	1.40	18.75	1.409	26.412	0.29	1.43	1.02	No licua
4	6.94	6.14	0.96	1.95	15.75	1.264	19.902	0.22	1.35	0.69	Licúa
5	8.94	7.14	0.95	2.49	13.6	1.172	15.937	0.18	1.29	0.52	Licúa
6	10.94	8.14	0.94	3.01	40.8	1.098	44.779	0.59	4.80	1.60	No licua
7	12.94	9.14	0.93	3.52	23.75	1.036	24.600	0.26	2.38	0.68	Licúa

Fuente: Elaboración propia

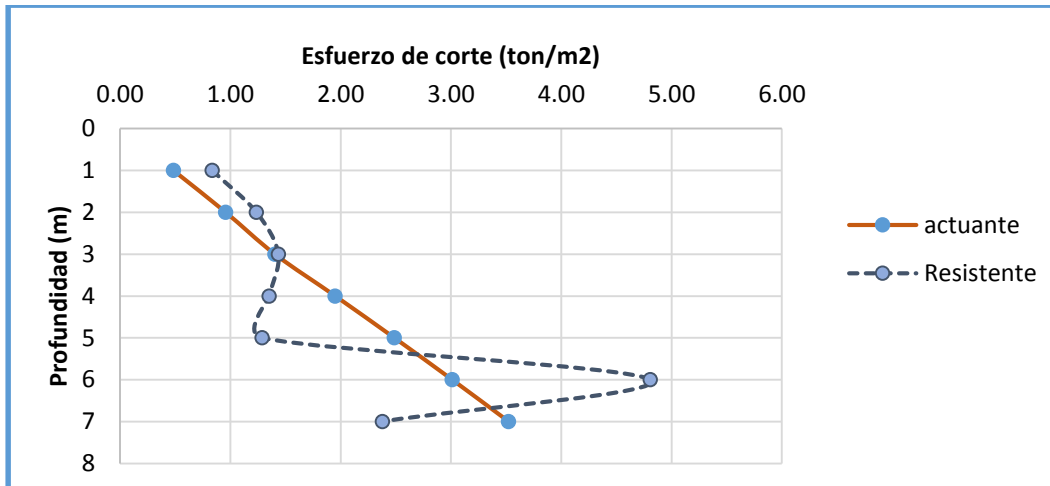


Figura 80: “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 2 con 0.45g”
Fuente: Elaboración propia

Tabla 25

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el sondaje 3

DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN - SONDAJE 3
 Método Seed e Idriss

Magnitud del sismo (MI):	7.5	Factor de reducción [rd]	1 en superficie
Factor de corrección por magnitud	1		0.9 a 10m de prof.
Profundidad del nivel freático (h _o)	2.15 m	$a_{m\acute{a}x}/g:$	0.45
Peso volumétrico seco (Y1)	1.67 ton/m ³		
Peso volumétrico saturado (Y2)	2 ton/m ³		

Prof.	σ_{ov}	σ'_{ov}	rd	τ_{av}	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	CSR	τ'_{av}	FS_L	Resultado
	ton/m ²	ton/m ²									
1	1.67	1.67	0.99	0.48	12.75	2.424	30.902	0.34	0.57	1.17	No licua
2	3.34	3.34	0.98	0.96	13.5	1.714	23.136	0.25	0.84	0.87	Licúa
3	5.29	4.44	0.97	1.50	12	1.486	17.836	0.2	0.89	0.59	Licúa
4	7.29	5.44	0.96	2.05	10.5	1.343	14.100	0.16	0.87	0.43	Licúa
5	9.29	6.44	0.95	2.58	18.7	1.234	23.079	0.25	1.61	0.62	Licúa
6	11.29	7.44	0.94	3.10	19.55	1.148	22.448	0.24	1.79	0.58	Licúa
7	13.29	8.44	0.93	3.62	23.75	1.078	25.604	0.28	2.36	0.65	Licúa

Fuente: Elaboración propia

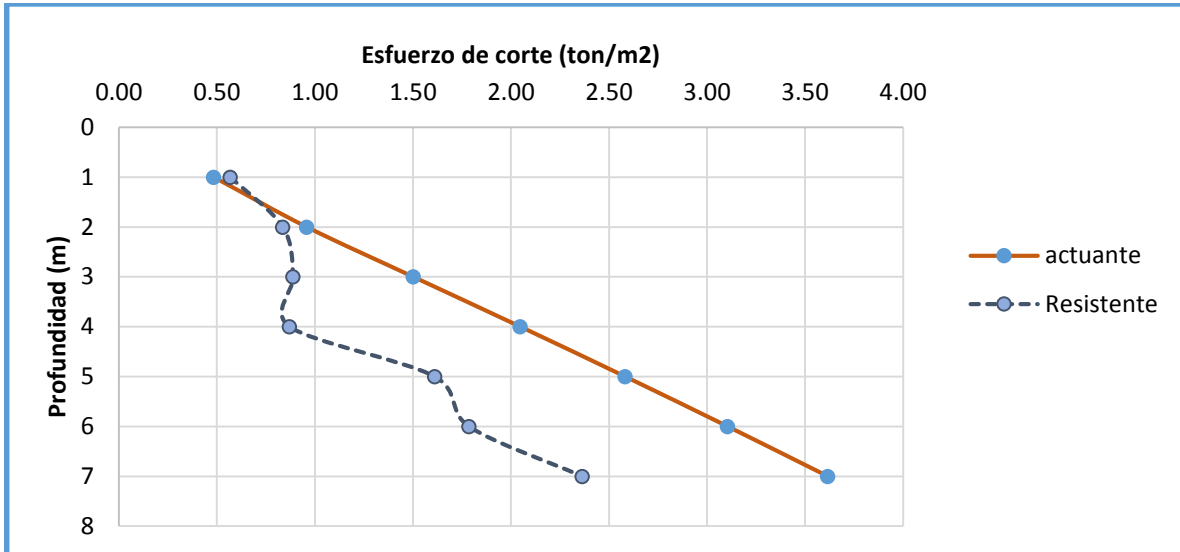


Figura 81: “Comparación del esfuerzo de corte actuante y el resistente en función de la profundidad. Sondaje 3 con 0.45g”
 Fuente: Elaboración propia

4.3. Interpretación de resultados

Según los cálculos y graficas obtenidas anteriormente, al aplicar el método de Seed e Idris, los tres puntos donde se realizó el sondaje presentan estratos licuables, en caso se presente un sismo cuya magnitud sea de 7.5 con una aceleración de 0.45g.

Sin embargo, el sondaje 3 (ver Figura 81) es el punto más crítico ya que casi en todos sus puntos presentan licuación.

Además, se observa que en el sondaje 1 y sondaje 2, aparentemente hasta los 3 m de profundidad no licua, sin embargo, cuando pasa a otro estrato más profundo se produce licuación. Por ello es necesario hacer el ensayo SPT a 10 metros de profundidad para obtener resultados más certeros.

Los ensayos se realizaron antes del fenómeno de El Niño Costero del 2017, donde el nivel freático es menor al que se encuentra ahora. Esto demuestra que, si aumenta el nivel freático, el factor de seguridad para que se produzca la licuación disminuye.

Capítulo 5

Alternativas de solución

En este capítulo se desarrolla el análisis de los resultados obtenidos en el capítulo 4, lo cual sirve para proponer una solución más acorde según las características que presenta la zona evaluada. Para ello se hace uso de una herramienta de síntesis, dos tablas resumen, que comprenden los métodos explicados en el capítulo 2, y los distintos parámetros que se mejora en cada caso en relación a la metodología utilizada y a los tipos de suelo que presenta el terreno evaluado, además de los tipos de aplicación que se pueden realizar para cada caso.

5.1. Propuesta para prevenir la licuación

Para determinar el método de solución ante el potencial de licuación, es necesario realizar estudios geotécnicos con la finalidad de conocer las propiedades y características del suelo en donde se desea construir el proyecto o si fuera el caso mitigar los efectos del fenómeno de licuación.

5.1.1. Estudio geotécnico

Es de vital importancia realizar el estudio geotécnico, ya que sirve como herramienta para recoger detalles geológicos y geotécnicos en el área de trabajo, y poder definir las recomendaciones y criterios de diseños.

Así mismo en el capítulo 2, se desarrollaron métodos para prevenir y mitigar los efectos de licuación, sin embargo, con la finalidad de poder elegir el método más apropiado de una manera didáctica y sencilla, se sintetizó la información considerando para cada uno de ellos: la metodología de aplicación, características del suelo, clasificación SUCS, la profundidad recomendada para su efectividad, los parámetros que mejora y en tipo de

construcciones se puede aplicar. Todo lo mencionado anteriormente se encuentra en la Tabla 6 y Tabla 7.

Para hacer uso de las tablas se debe realizar los siguientes ensayos:

- Realizar el ensayo SPT, para conocer el nivel freático, la estratificación del suelo y calcular el potencial de licuación.
- Realizar un ensayo de granulometría con la finalidad de obtener el porcentaje de finos y a la vez clasificarlo según SUCS.

Cabe recalcar que después de elegir un método en particular, se deberá realizar nuevos ensayos, ya que cada uno solicita sus propios estudios, para realizar el diseño correspondiente.

5.1.2. Selección de método

Para este caso particular, se estudiará el sondaje 3, ya que presenta potencial de licuación muy cerca de la superficie, según los cálculos mostrados en la Figura 81. Partiendo de los datos del ensayo SPT y del ensayo de granulometría, se tiene lo siguiente:

Es una arena pobremente graduada (SP), según la clasificación SUCS, además presenta un 2% de finos y 98% de arena fina. El nivel freático está a 2.15 m. Con esta información y la Tabla 6, se pudo analizar cada uno de los métodos y los resultados se muestran en la Tabla 26:

Tabla 26
Selección del método de prevención

tipos	metodología de aplicación	características del suelo	tipo de suelo (SUCS)	profundidad	parámetros que mejora	restricciones
Consolidación dinámica clásica (CDC)	X	OK	OK	OK	OK	X
Consolidación dinámica rápida (CDR)	X	OK	OK	OK	OK	OK
Deep mixing	X	OK	OK	OK	OK	OK
Voladura	X	OK	OK	OK	OK	X

tipos	metodología de aplicación	características del suelo	tipo de suelo (SUCS)	profundidad	parámetros que mejora	restricciones
Vibro-compactación	X	OK	OK	OK	OK	OK
Vibro-sustitución	X	X	X	OK	OK	OK
Precarga	X	X	X	OK	OK	X
Premezclado	OK	X	X	OK	OK	OK
Pilotes	X	OK	OK	OK	OK	OK
Geomallas	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la Tabla 26, el método que cumple con todos los requisitos es el de geomallas, ya que, en los otros, debido a la metodología de aplicación, muchos de las alternativas de solución, requieren mucho equipo, además en el área analizada, existen construcciones aledañas, lo que significa que las vibraciones o explosivos causarían efectos perjudiciales para ellas.

Además, los equipos requeridos son muy grandes, y para llevarlos a la zona implicaría habilitar un camino, ya que el acceso es limitado y por lo tanto resultaría muy costoso.

Sin embargo, la mejor opción para este caso particular, es método de geomallas, ya que no requiere de equipos muy sofisticados y su aplicación no origina vibraciones que pongan en riesgo las estructuras aledañas. Además, su aplicación no es tan compleja.



Figura 82: Área de sondaje 3- analizada
Fuente. Elaboración propia

5.1.3. Aplicación del método

Para poder aplicar este método, se debe de realizar un nuevo ensayo SPT, con la finalidad de conocer el nivel freático en ese momento, y calcular a que profundidad es potencialmente licuable.

Asimismo, se debe calcular las cargas que la estructura transmitirá al suelo, para realizar el diseño correspondiente, con el fin de determinar el número de capas de agregado compactado.

Una vez conocida la profundidad del estrato potencialmente licuable, se retira el material por encima de este. Para este sondaje 3, los cálculos arrojaron que a partir de 2 m era potencialmente licuable, lo que significa que se tiene que retirar 2 metros de suelo.

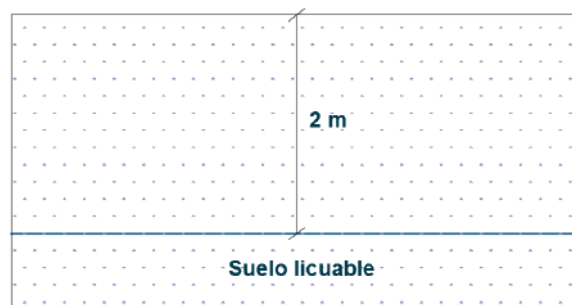


Figura 83: Aplicación de geomallas paso 1
Fuente. Elaboración propia

Luego se coloca la geomalla. Seguidamente se agrega un colchón de grava.

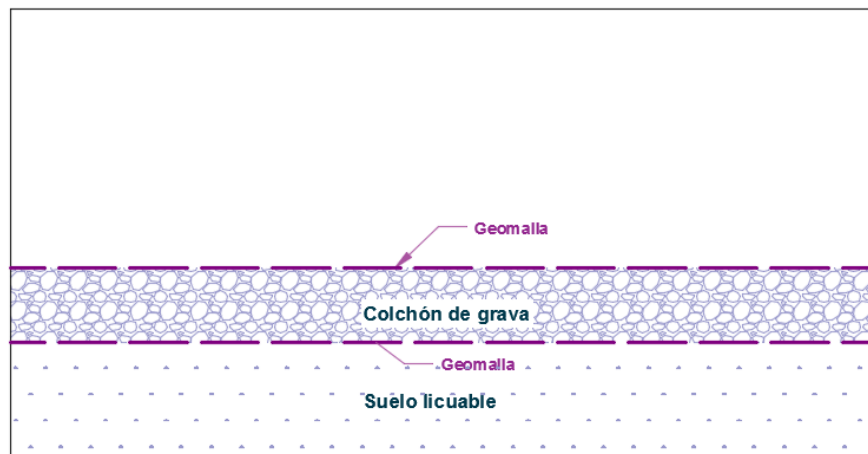


Figura 84: Aplicación de geomallas paso 2
Fuente. Elaboración propia.

Este colchón de grava se conecta con columnas al exterior, con la finalidad de que cuando se produzca un sismo y la presión intersticial aumente, segregue el agua por estas columnas y de esta manera reducir los asentamientos y proporcionarle más estabilidad al suelo.

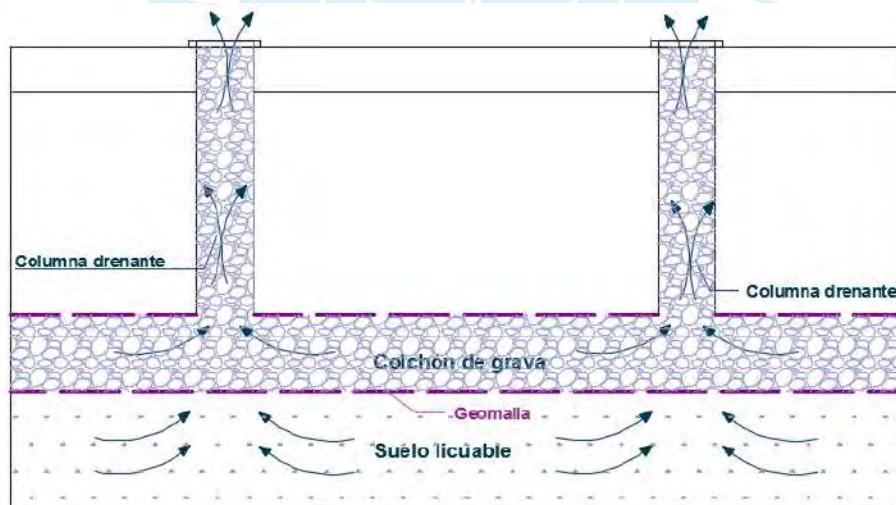


Figura 85: Aplicación de geomallas paso 3
Fuente. Elaboración propia.

Y finalmente, con la parte que queda vacía, se rellena con agregado compactado, y capas de geomallas como se aprecia en la Figura 86. Después de realizar este procedimiento se procede a realizar las cimentaciones del proyecto.

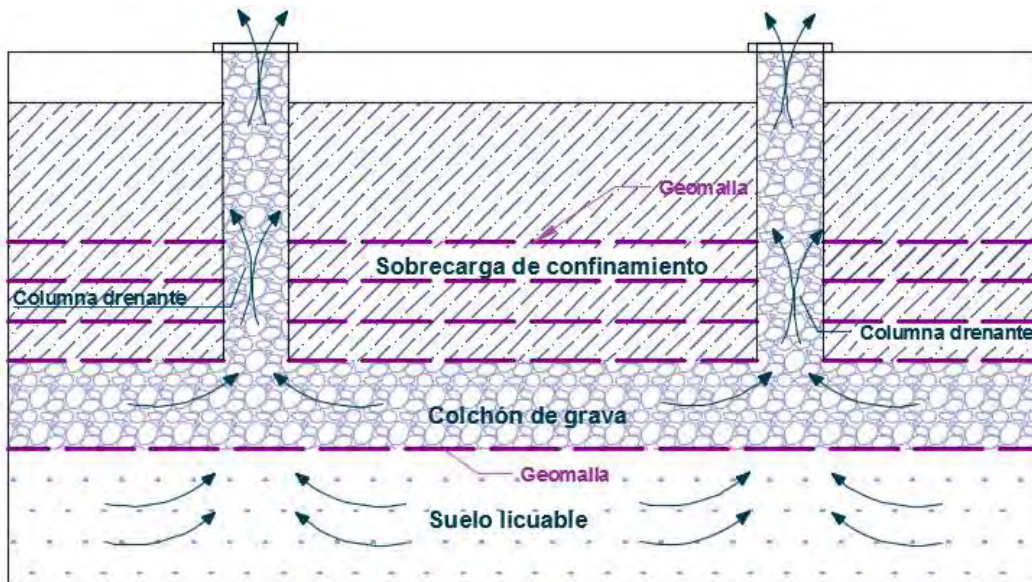


Figura 86: Aplicación de geomallas paso 4
Fuente. Elaboración propia



Conclusiones

A continuación, se presentan las conclusiones que se obtienen como producto de la información antes estudiada que se logró gracias a las experiencias efectuadas en las distintas fuentes utilizadas para el desarrollo de este trabajo.

- Según el estudio realizado podemos concluir que, dado la ubicación geográfica de la ciudad de Piura, al tipo de suelo en donde predominan las arenas y con el nivel freático elevado, en caso se presente un sismo de mayor magnitud, podría ocurrir el fenómeno de licuación en algunas zonas de la ciudad, como por ejemplo dentro del campus UDEP.

- Tomando en cuenta los criterios determinantes para licuación y sumándole estudios realizados previamente por otras entidades, se puede afirmar que en Piura existen zonas vulnerables al fenómeno de licuación, por ello es de suma importancia, promover información de solución, ya que las consecuencias al no tomar las debidas precauciones, serian catastróficas.

- Es de suma importancia realizar un estudio meticuloso de las zonas más vulnerables a licuar, con la finalidad de buscar alternativas de solución para prevenir y mitigar el fenómeno de licuación.

- Durante nuestra investigación pudimos encontrar diversas fuentes de información de los diferentes métodos propuestos, pero podemos concluir que no todos pueden ser aplicados en un proyecto, ya que cada uno además de tener sus propias características y requerimientos tienen diferentes impactos y envergaduras, por ello es indispensable realizar un análisis detallado como el realizado en el acápite 5.2.2 en el cual se considere la metodología de aplicación, las características del suelo, el tipo de suelo (SUCS), profundidad, parámetros que mejora y las restricciones, ya que de esta manera obtendremos el método más apropiado y a un costo que concuerde con los resultados esperados del proyecto.

Recomendaciones

- Es de suma importancia que el proyectista al momento de seleccionar un método para prevenir o mitigar el fenómeno de licuación, considere los costos, factores de ejecución, el tipo de estructura, las condiciones del terreno, los efectos ambientales, la efectividad, etc.

- Es indispensable que se realice un estudio geotécnico del terreno en el cual se quiera construir una edificación, ya que de esta manera será posible conocer el estado en el que éste se encuentre, además de las características y propiedades propias del mismo, las cuales definirán el tipo de tratamiento que se debe realizar.

- Para la CDC y la CDR es recomendable que nivel freático se encuentre por debajo de los dos metros de la superficie de impacto, debido a que este asciende bruscamente con los golpes de energía aplicados.

- Se sugiere que el método húmedo de la técnica de Deep Mixing se aplique en arenas de grano fino con bajo contenido de agua, incluyendo intercalaciones suaves y capas de suelo rígido o denso. El método seco en cambio se sugiere para suelos blandos con alto contenido de humedad por lo que es apropiado para mezclar con aglutinantes en seco.

- Si se quiere mejorar los resultados de DM en húmedo puede agregarse en la suspensión componentes como la bentonita o si se requiere aumentar la capacidad de flexión se sugiere la inserción de refuerzos de acero en columnas frescas.

- En el método de DM seco se sugiere aplicar cal o cemento con cal para fortalecer los suelos blandos, y en caso se presenten suelos orgánicos se recomienda la adición de escoria a alto horno.

- Para la ejecución del método de explosivos se debe considerar que es más eficiente utilizar voladuras más pequeñas que una sola voladura grande, las cuales deben colocarse a una profundidad adecuada de tal manera que no se formen cráteres.

- Para obtener un control de disipación del exceso de presión intersticial mediante la aplicación de voladuras se sugiere la instalación de piezómetros.

- Para evitar desmoronamientos en el interior de las paredes de perforación de los pilotes es convenientes utilizar algunos métodos como aplicar lodo bentonítico, ya que al vaciar posteriormente el concreto dentro, el lodo saldrá por diferencia de densidades, o también la colocación de camisas de acero recuperable que sostienen el interior de la excavación.

- Para evitar la corrosión en los perfiles utilizados en los pilotes el acero debe contener una cantidad importante de cobre o estar impregnado con pintura bituminosa.

- La aplicación de la técnica de vibrocompactación es eficiente en terrenos de arenas sueltas y limpias, que poseen menos de 10-20% de finos.

- La aplicación de la técnica de vibrosustitución es eficiente en terrenos de cohesivos limosos arcillosos, arenarcillosos o arenolimosos.

- Se sugiere la utilización de micropilotes cuando se debe cimentar una estructura que tiene estructuras colindantes donde no se permite golpeteo fuerte, vibraciones, excavaciones extensas sin entubar, acceso de máquinas clásicas de cimentación por pilotes normales.

- Es recomendable que los productos utilizados en la aplicación de inyecciones químicas cumplan con las siguientes condiciones:

- Solubles en el agua
- Insensibles a las condiciones de almacenamiento
- Viscosidad muy baja y deben permanecer estables en condiciones normales de temperatura.
- No deben ser tóxicas, corrosivas ni explosivas
- No debe ser reactiva a la calidad del agua freática y debe ser estable a un PH mayor o igual a 7.
- Debe formar un gel de alta resistencia.

- Para la eficacia del método de Jet grouting se recomienda realizar dos tipos de controles: de ejecución y del resultado obtenido. El primero tiene como fin verificar que los elementos ejecutados tienen las propiedades que se solicita en el diseño, mientras que el otro se obtiene realizando ensayos geofísicos y de permeabilidad, mediante sondeos y toma de muestras.

- Se sugiere que la implementación de inyecciones de compactación sea continua hasta superar una presión límite y/o que se produzcan movimientos indeseados.

- Las inyecciones de compactación son óptimas en terrenos arenosos con contenido de finos inferiores a 20-30% (IP<10%) y que durante el proceso de ejecución del tratamiento el caudal de inyección se mantenga lo suficientemente bajo (<55-60 lts/min) para que no se produzcan aumentos de presión intersticial.

- Para el método de geomallas, se recomienda que se aplique en áreas pequeñas y donde estrato licuable no sea muy profundo.



Referencias bibliográficas

- Alva, J., & Castillo, J. (1993). Peligros sísmicos en el Perú. *Ponencia presentada en el VII congreso nacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones* (págs. 18-19). Lima: Victor Lopez Guzman.
- Antonio, V. (2006). Estabilización Química de Depósitos de Suelos Susceptibles a Licuación. (*Tesis para optar el grado de doctor*). Universidad Autónoma de México, México.
- Ascencio, J. (2008). Aplicación de SIG como herramienta para la prevención de riesgos generales en la ciudad de Piura. *Tesis para obtener grado de ingeniero*. Universidad de Piura, Piura.
- Ascurra, P., & Muriel, A. (2019). Propuesta de reforzamiento integral de un edificio comercial de 2 pisos con ampliación a 5 pisos en la ciudad de Lima - San Martín de Porres: comparando un recalce convencional de uno no convencional. (*Tesis para optar el grado de ingeniero*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Ballantyne, D. (1994). *Minimizing Earthquake Damage*. United States: American Water Works Association.
- Bredenberg, H., Holm, G., & Broms, B. (1999). *Dry mix methods for deep soil stabilization*. Rotterdam: Bakelma.
- Campos, D., Ramos, A., & Prada, L. (2017). Evaluación probabilística de licuación en arenas de la ciudad de Piura en Perú. *Obras y Proyectos* 22, 61-74.
- Carrillo, A., & Alcayhuaman, L. (Junio de 2008). Licuación de suelos durante el sismo Pisco - Perú -2007. *Partnering to success: engineering, education, research and development*, 10.
- Castro, J. (2008). Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. (*Tesis para obtener el grado de doctor*). Universidad de Cantabria, Santander.
- Consortio Vial Quilca - Matarani. (2018). *Puente Quilca - Descripción del proceso constructivo*. Arequipa: Consortio Quilca.
- Coy, A. M. (2005). Modificación de suelos por el método Vibrosustitución o Vibrocompactación aplicado en Puertos Marítimos. *Tesis para obtener el título de ingeniero*. Instituto tecnológico de la construcción A.C, México.

- EMIN GEOESTRUCTURAS. (2018). *Proyectos*. Obtenido de EMIN GEOESTRUCTURAS: <https://www.emin.pe/product-page/centro-comercial-tarapoto>
- Espinosa, A. (2016). Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos. (*Tesis para optar el grado de magister*). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria - México.
- Garzón, L. (2012). Factores que condicionan la generación de procesos de licuación durante eventos sísmicos. (*Trabajo para optar el título de ingeniero*). Pontificia Universidad de Javeriana, Bogotá.
- Henríquez, C. (2007). Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación. (*Tesis Doctoral*). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Instituto Geofísico Peruano. (2019). *Reportes sísmicos y acelerométricos*. (IGP, Editor) Obtenido de Boletines sísmicos: <https://www.igp.gob.pe/version-anterior/boletines-sismicos>
- Instituto Geológico Nacional. (2015). *Sismología*. Obtenido de Centro Nacional de información Geográfica - España: <https://www.ign.es/web/sis-teoria-general>
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes . (ISSMGE, Ed.) *International society for soil mechanics and geotechnical engineering*, 322.
- KELLER GROUP. (2018). *Experiencias- técnicas*. Obtenido de KELLER: <https://www.keller.com.es/experiencia/tecnicas>
- Kramer , S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River (N.J): Prentice Hall.
- Lukas, R. (1995). *Dynamic Compaction - Geotechnical engineering circular*. United States: Office of Technology Applications.
- Molina, G. L. (2009). Mejoramiento de Suelos Usando Explosivos. *X Congreso Nacional de Geotecnia*. San José, Costa Rica.
- NTP E030. (2018). Diseño Sismorresistente. *Norma técnica Peruana E030*, 77.
- OEA - INDECI . (2009). *PROYECTO SEDI/AICD/AE/306/07 Programa de Reducción de Desastres para el desarrollo Sostenible en las ciudades de Piura (Perú) y Machala (Ecuador)*.
- Orrego, D. (2014). Análisis técnico - económico del uso de geomallas como refuerzo de bases granulares en pavimentos flexibles. (*Tesis para optar el título de ingeniero*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Palacios , O. (1994). *Geología de los cuadrángulos de Paita, Piura, Talara, Sullana, Lobitos, Quebrada Seca, Zorritos, Tumbes, Zarumilla*. Lima: Instituto de geología y minería.

- Peréz , J. (2005). Técnicas Básicas de recalce. *Master en rehabilitación arquitectónica - Inspección y recalce de las cimentaciones*. Escuela Tecnológica Superior de A Coruña, España.
- Presidencia del consejo de ministros. (2003). *Mapa de calificación de provincias según niveles de peligro geodinámicos - geomorfológicos - Hidrogeológicos - Hidrológicos - Perú*. Obtenido de Sistema de información para la gestión del riesgo de desastres: <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/344>
- Provías Descentralizado. (2010). *Plan vial provincial participativo de Piura* . Piura: Municipalidad provincial de Piura.
- Puma, M., & Rincon , P. (2015). Evaluación del potencial de licuación del material de relave en la presa de la zona norte en la mina Cobriza- Perú. (*Tesis para optar el título de ingeniero*). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Quijada, C. (2008). Mejoramiento de suelos en base a los métodos de vibroflotación y vibrosustitución. (*Tesis para optar el título de ingeniero*). Universidad Austral de Chile, Valdivia.
- Refuerzo de suelos por los métodos de Deep Soil Mixing e Inyecciones*. (20 de Octubre de 2018). Obtenido de PREZI: <https://prezi.com/mwxnql1j4aq3/refuerzo-de-suelos-mediante-los-metodos-deep-soil-mixing-e/>
- Rocha, A. (2007). El meganiño 1982-83 " La madre de todos los niños". *II Congreso Internacional obras de saneamiento, hidráulica, hidrología y medio ambiente*, (pág. 41). Lima.
- Rodríguez , A., Alva , J., Cox , B., Meneses , J., Moltalva, G., Moreno , V., . . . Wartman, J. (2007). Aspectos geotécnicos del sismo de Pisco, Perú del 15 de agosto 2017. *240 Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, Vol. 7(2-3).
- Romero, B. (2005). *Sistemas para el Recalce de Cimentaciones Superficiales*. La Habana: Cid Editor.
- RPP. (10 de Setiembre de 2018). *RPP*. Obtenido de <https://rpp.pe/peru/actualidad/todo-sobre-el-fenomeno-el-nino-noticia-828384>
- Seed, R., Cetin , K., Moss , R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana , J., . . . Faris , A. (2003). RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK. *EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER*, 71.
- Servicio Geológico Mexicano. (2017). *Tectónica de placas*. Obtenido de SGM: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Tectonica-de-placas.html>

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (2019). *Pronóstico del tiempo*. Obtenido de SENAMHI: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=pronostico-detalle&dp=20&localidad=0003>
- Sfriso , A. (2015). Planificaciones- Mecánica de Suelos. *Métodos constructivos de obras geotécnicas*. Universidad de Buenos Aires, Argentina.
- Silgado, E. (1978). *Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974)*. Lima: Instituto de Geología y Minería, Boletín No. 3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería.
- Stanislav, L. (2008). The response of saturated soils to a dynamic load. *Actas geotechnica Slovenica*, pág-40.
- Swedish Deep Stabilization Research Centre. (2005). Deep mixing 05. *International conference on deep mixing best practice and recent advances* (págs. 335, report 13, vol 1 y 2). Stocolmo, Suecia : SSAB Merox AB y SMA Svenska Mineral AB.
- Tavera, H., Bernal , I., Condori , C., Ordaz, M., Zeballo, A., & Ishizawa, O. (2014). *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Lima: Insituto Geofísico Peruano.
- Taype, R. (1971). *Observaciones Geológicas de los Daños Producidos por el Sismo del 9 de Diciembre de 1970 en los Departamentos de Piura y Tumbes*. Lima: Servicio Nacional de Geología y Minería.
- TERRATEST. (2018). *Inyecciones de compactación*. Obtenido de Grupo Terratest: <https://www.terratest.com/productos-inyecciones-de-compactacion.html>
- Udep.hoy. (5 de Octubre de 2012). *Piura ha sido una región altamente sísmica*. Obtenido de udep(hoy): <http://udep.edu.pe/hoy/2012/piura-ha-sido-una-region-altamente-sismica/>
- Vera , A. (10 de setiembre de 2018). *Fenomenos el Niño y las diferencias entre 1972, 1982-83 y 1997-98*. Obtenido de El regional Piura: <https://www.elregionalpiura.com.pe/elregional-blog/19586-fenomenos-el-nino-y-las-diferencias-entre-1972-1982-83-y-1997-98>
- Villareal, E., & Rodríguez, I. (2009). *Informe geoeconómico de la región Piura*. Lima: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.
- Youd, L. (1993). Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement. *NCEL Technical Note*, N -1862.

Anexos



Anexo A: Certificados de laboratorios de ensayo SPT

Certificados de laboratorios de ensayo SPT

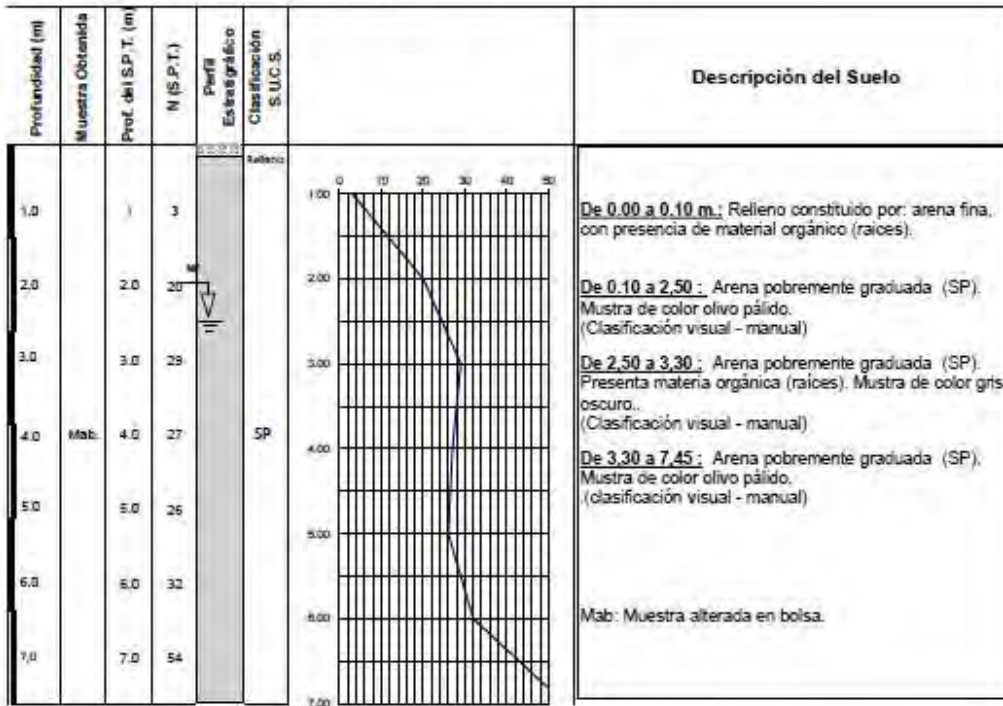
A1. SPT- Sondaje 1

PRUEBA ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS
CON MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA
Norma : NTP - 339 - 133 - 1999

ORDEN DE SERVICIO N° : 14417
INFORME N° : 112480

SOLICITANTE : OFICINA DE SERVICIOS TÉCNICOS - UDEP
OBRA : NUEVA CAFETERIA UDEP
UBICACIÓN : CAMPUS UDEP - PIURA

Sondaje : S-1
Cota de superficie del terreno : 29.4
Profundidad del nivel freático : 2,35 m
Profundidad total del sondaje : 7.45 m
Método de perforación : Manual
Método de limpieza : Manual
Método de hincado del muestreador : Perusión
Tipo y diámetro del entubado : HW - diámetros: ext. 114,2 mm / Int. 101,6 mm
Profundidad entubada : 7,00 m
Diámetro interior del muestreador : 38 mm
Tipo y diámetro de las varillas de perf. : AW - diámetros: ext. 44,4 / Int. 30,9 mm
Fecha de inicio y fin del sondaje : 20/10/2011



Operador : Téc. Wigberto Lazo G.
Supervisor : Ing. Guillermo Sandoval O.

Guillermo Sandoval Ocaña
Ingeniero Civil
CIP 5141E
Responsable

Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura

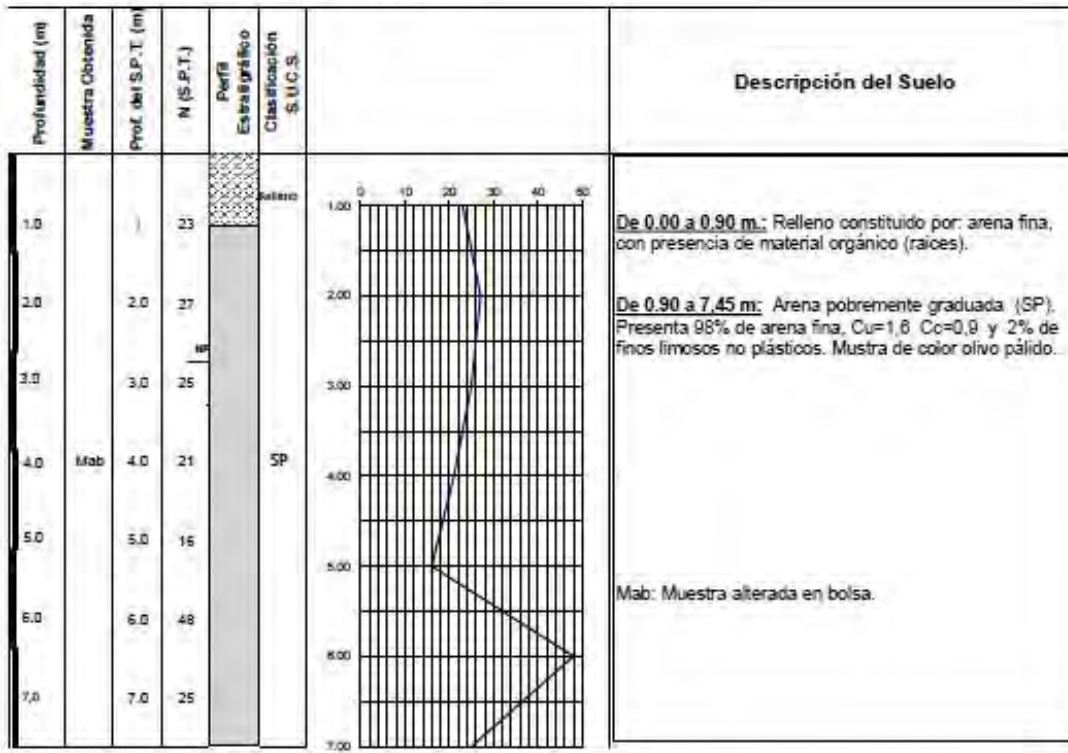
A2. SPT- Sondaje 2

**PRUEBA ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS
CON MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA
Norma : NTP - 339 - 133 - 1999**

ORDEN DE SERVICIO Nº : 14417
INFORME Nº : 112479

SOLICITANTE : OFICINA DE SERVICIOS TÉCNICOS - UDEP
OBRA : NUEVA CAFETERÍA UDEP
UBICACIÓN : CAMPUS UDEP - PIURA

Sondaje : S-2
Cota de superficie del terreno : 30.2
Profundidad del nivel freático : 3.20 m
Profundidad total del sondaje : 7.45 m
Método de perforación : Manual
Método de limpieza : Manual
Método de hincado del muestreador : Percusión
Tipo y diámetro del entubado : HW - diámetros: ext. 114,2 mm / int. 101,6 mm
Profundidad entubada : 7.00 m
Diámetro interior del muestreador : 38 mm
Tipo y diámetro de las varillas de perf. : AW - diámetros: ext. 44,4 / int. 30,9 mm
Fecha de inicio y fin del sondaje : 19 al 20/10/2011



Operador : Tec. Wigberto Lazo O.
Supervisor : Ing. Guillermo Gandoval O.

Guillermo Gandoval Osoña
Ingeniero Civil
CIP 51415
Responsable

Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura

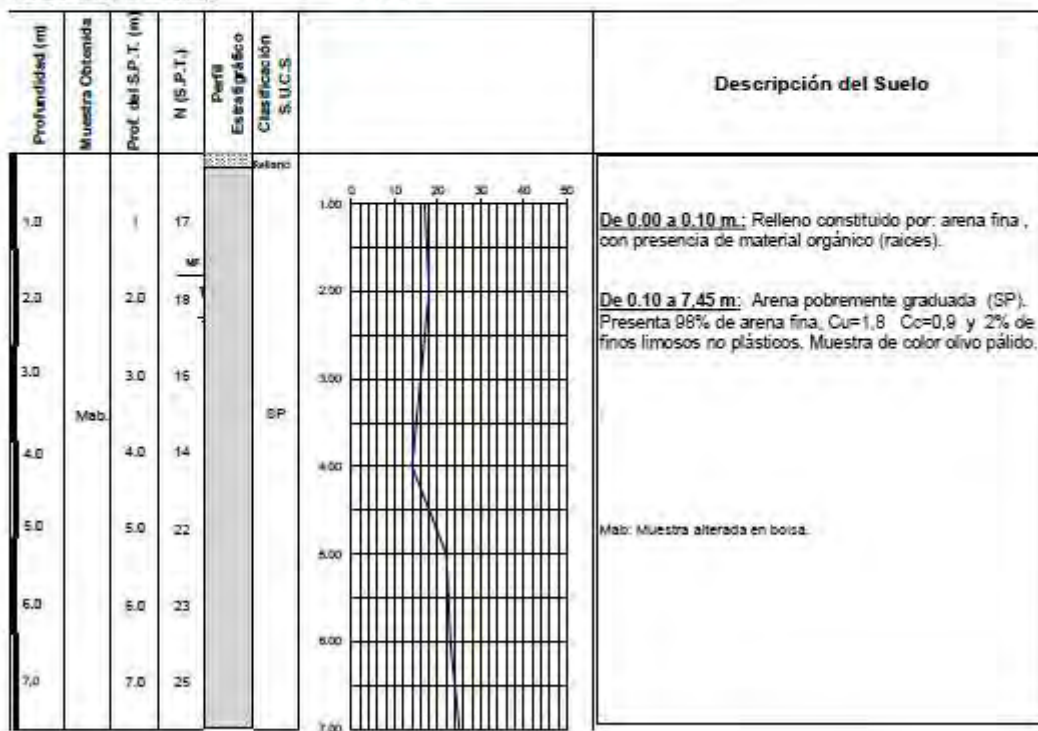
A3. SPT- Sondaje 3

**PRUEBA ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS
CON MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA**
Norma : NTP - 339 - 133 - 1995

ORDEN DE SERVICIO N° : 14417
INFORME N° : 112478

SOLICITANTE : OFICINA DE SERVICIOS TÉCNICOS - UDEP
DBRA : NUEVA CAFETERIA UDEP
UBICACION : CAMPUS UDEP - PIURA

Sondaje : S-3
Cota de superficie del terreno : 29.414
Profundidad del nivel freático : 2,15 m
Profundidad total del sondaje : 7.45 m
Método de perforación : Manual
Método de limpieza : Manual
Método de hincado del muestreador : Percusión
Tipo y diámetro del entubado : HW - diámetros: ext. 114,2 mm / int. 101,6 mm
Profundidad entubada : 7.00 m
Diámetro interior del muestreador : 38 mm
Tipo y diámetro de las varillas de perf. : AW - diámetros: ext. 44,4 / int. 30,9 mm
Fecha de inicio y fin del sondaje : 19/10/2011



Operador : Téc. Wiggberto Lazo C.
Supervisor : Ing. Guillermo Sandoval O.

Guillermo Sandoval Coaña
Ingeniero Civil
CIP 51415
Responsable

Fuente. Tomado de Laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad de Piura

Anexo B: Cálculo de zonas con potencial de licuación de la ciudad de Piura

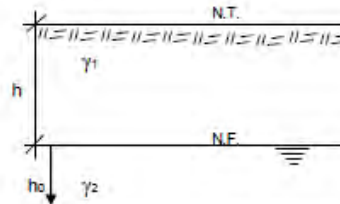
Cálculo de zonas con potencial de licuación de la ciudad de Piura

Tabla 27
Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 21

CALCULO DE POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFCINA PERU-SEDI/AICD/AE/306/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2006

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 21
 Magnitud del sismo (M_L) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h_o) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,600.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h+h"	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + (γ ₂ -1)h	r _d	τ _{av} σ' _o	N (Golpes/Pie)	CN	N ₁	(τ _{av} / σ' _o) _r		POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
								M=7 1/2	M=7 1/2	
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	5	1.8	8.2	0.09	Licuación	
1.50	0.22	0.16	0.98	0.286	3	1.6	4.9	0.06	Licuación	
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	4	1.6	6.4	0.07	Licuación	
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	6	1.6	9.6	0.10	Licuación	
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	10	1.6	15.8	0.16	Licuación	
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	14	1.6	21.9	0.23	Licuación	
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	17	1.5	26.3	0.28	Licuación	

CUADRO EXPLICATIVO:

- σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h"
- σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h"
- r_d : Factor de corrección por profundidad
- τ_{av} / σ'_o : Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo
- N : Número de golpes corregido del ensayo SPT
- CN : Factor de corrección al NSPT
- N₁ : N_{spt} Corregido
- M : Magnitud del sismo en la escala de Richter
- (τ_{av} / σ'_o)_r : Esfuerzo de cort

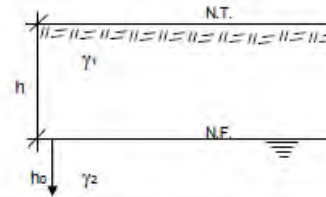
Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

Tabla 28
Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 22

CÁLCULO DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
PROYECTO : OEA-OFICINA PERU-SEDI/AICD/AE/308/07
FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2009

DATOS GENERALES :
Punto de investigación : DPL 22
Magnitud del sismo (M) : 7.5
Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
Profundidad del Nivel Freático (h₀) : 0.90 m
Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,600.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h-h"	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h ₀ + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h ₀ + (γ ₂ -1)h	r _d	$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}}$	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	$\left(\frac{T_{av}}{\sigma'_{v_1}}\right)_r$	POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
									M=7 1/2
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	3	1.7	5.0	0.06	Licuación
1.50	0.22	0.16	0.98	0.286	2	1.6	3.3	0.04	Licuación
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	3	1.6	4.8	0.05	Licuación
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	4	1.6	6.5	0.07	Licuación
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	6	1.6	9.5	0.10	Licuación
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	10	1.6	15.6	0.16	Licuación
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	11	1.5	17.0	0.18	Licuación

CUADRO EXPLICATIVO:

σ _o	: Esfuerzo total a la profundidad "h-h"	C _N	: Factor de corrección al NSPT
σ' _o	: Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h-h"	N ₁	: N _{nspt} Corregido
r _d	: Factor de corrección por profundidad	M	: Magnitud del sismo en la escala de Richter
$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}}$: Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo	$\left(\frac{T_{av}}{\sigma'_{v_1}}\right)_r$: Esfuerzo de cort
N	: Número de golpes corregido del ensayo SPT		

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

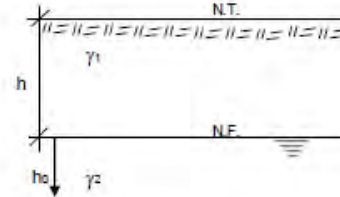
Tabla 29

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 28

**CÁLCULO DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)**

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFCINA PERU-SEDI/AICD/AE/308/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2009

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 28
 Magnitud del sismo (ML) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h_o) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,800.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h+h"	σ_o (Kg/cm ²) $\gamma_1 h_o + \gamma_2 h$	σ'_o (Kg/cm ²) $\gamma_1 h_o + (\gamma_2 - 1)h$	r_d	$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}$	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}\right)_r$	POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
	M=7 1/2							M=7 1/2	
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	14	1.6	23.0	0.24	Licuación
1.50	0.22	0.16	0.98	0.288	17	1.6	27.6	0.30	No Existe
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	17	1.6	27.4	0.30	Licuación
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	19	1.6	30.3	0.34	No Existe
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	17	1.6	26.8	0.29	Licuación
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	18	1.6	28.1	0.31	Licuación
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	18	1.5	27.9	0.30	Licuación

CUADRO EXPLICATIVO:

- σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h"
- σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h"
- r_d : Factor de corrección por profundidad
- $\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}$: Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo
- N : Número de golpes corregido del ensayo SPT
- C_N : Factor de corrección al NSPT
- N₁ : N_{spt} Corregido
- M : Magnitud del sismo en la escala de Richter
- $\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}\right)_r$: Esfuerzo de cort

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

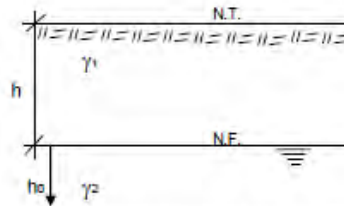
Tabla 30

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 62

**CALCULO DE POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)**

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFCINA PERU-SEDI/AICD/AE/306/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2009

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 62
 Magnitud del sismo (M) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h_o) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,600.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h+h"	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + (γ ₂ -1)h	r _d	τ _{av} σ' _o	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	(τ _o / σ' _o) _r		POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
								M=7 1/2	M=7 1/2	
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	1	1.7	1.7	0.02	Licuación	
1.50	0.22	0.16	0.98	0.266	2	1.6	3.3	0.04	Licuación	
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	2	1.6	3.3	0.04	Licuación	
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	3	1.6	4.8	0.05	Licuación	
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	3	1.6	4.8	0.05	Licuación	
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	5	1.6	7.8	0.09	Licuación	
3.00	0.48	0.25	0.98	0.383	5	1.6	7.8	0.09	Licuación	

CUADRO EXPLICATIVO:

- σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h_o"
- σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h_o"
- r_d : Factor de corrección por profundidad
- τ_{av} / σ'_o : Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo
- N : Número de golpes corregido del ensayo SPT
- C_N : Factor de corrección al NSPT
- N₁ : Nnspt Corregido
- M : Magnitud del sismo en la escala de Richter
- (τ_o / σ'_o)_r : Esfuerzo de cort

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

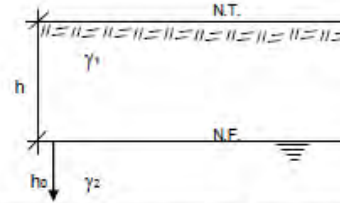
Tabla 31

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 70

**CALCULO DE POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)**

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFCINA PERU-SED/IAICD/AE/308/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2008

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 70
 Magnitud del sismo (M_s) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h_o) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,600.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h _o +h"	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + (γ ₂ -1)h	r _d	τ _{av} σ' _o	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	(τ _{av} / σ' _o) _r		POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
								M=7 1/2	M=7 1/2	
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	5	1.8	8.2	0.09		Licuación
1.50	0.22	0.16	0.98	0.288	8	1.8	13.0	0.14		Licuación
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	8	1.8	12.9	0.14		Licuación
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	10	1.8	15.9	0.17		Licuación
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	11	1.8	17.4	0.18		Licuación
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	10	1.8	15.6	0.16		Licuación
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	10	1.5	15.5	0.16		Licuación

CUADRO EXPLICATIVO:

σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h_o"
 σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h_o"
 r_d : Factor de corrección por profundidad
 τ_{av} / σ'_o : Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo
 N : Número de golpes corregido del ensayo SPT

C_N : Factor de corrección al NSPT
 N₁ : N_hspt Corregido
 M : Magnitud del sismo en la escala de Richter
 (τ_{av} / σ'_o)_r : Esfuerzo de cort

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

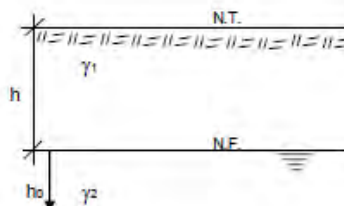
Tabla 32

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 81

**CÁLCULO DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)**

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFICINA PERU-SEDI/AICD/AE/306/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2009

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 81
 Magnitud del sismo (M_L) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h₀) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,800.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h+h"	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h _o + (γ ₂ -1)h	r _a	$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}$	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	$\left(\frac{\tau_o}{\sigma'_o}\right)_r$	POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)
									M=7 1/2
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	5	1.6	8.2	0.09	Licuación
1.50	0.22	0.16	0.98	0.266	7	1.6	11.4	0.12	Licuación
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	7	1.6	11.3	0.12	Licuación
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	7	1.6	11.2	0.12	Licuación
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	10	1.6	15.8	0.16	Licuación
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	9	1.6	14.1	0.15	Licuación
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	10	1.5	15.5	0.16	Licuación

CUADRO EXPLICATIVO:σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h"σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h"r_a : Factor de corrección por profundidad $\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}$: Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo

N : Número de golpes corregido del ensayo SPT

C_N : Factor de corrección al NSPTN₁ : N_{nspt} Corregido

M : Magnitud del sismo en la escala de Richter

 $\left(\frac{\tau_o}{\sigma'_o}\right)_r$: Esfuerzo de cort

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

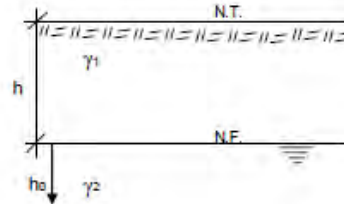
Tabla 33

Evaluación de licuación por método de Seed e Idriss para el DPL 83

**CÁLCULO DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS EN LA CIUDAD DE PIURA
(Método Seed e Idriss Simplificado)**

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE PIURA Y CASTILLA
 PROYECTO : OEA-OFICINA PERU-SEDI/AICD/AE/308/07
 FECHA : LIMA, FEBRERO DEL 2009

DATOS GENERALES :
 Punto de investigación : DPL 83
 Magnitud del sismo (M_L) : 7.5
 Aceleración Horizontal Máxima : 3.2 m/s²
 Profundidad del Nivel Freático (h₀) : 0.90 m
 Peso volumétrico seco (γ₁) : 1,400.00 Kg/m³
 Peso volumétrico saturado (γ₂) : 1,600.00 Kg/m³



PROFUND. (m) "h+h ₀ "	σ _o (Kg/cm ²) γ ₁ h ₀ + γ ₂ h	σ' _o (Kg/cm ²) γ ₁ h ₀ + (γ ₂ -1)h	r _d	τ _{av} σ' _o	N (Golpes/Pie)	C _N	N ₁	POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS EN FUNCION DE LA MAGNITUD DEL SISMO (M)	
								(τ _{av} / σ' _o) _r M=7 1/2	M=7 1/2
1.20	0.17	0.14	0.98	0.252	1	1.7	1.7	0.02	Licuación
1.50	0.22	0.16	0.98	0.288	2	1.6	3.3	0.04	Licuación
1.80	0.27	0.18	0.98	0.313	3	1.6	4.9	0.05	Licuación
2.10	0.32	0.20	0.98	0.335	4	1.6	6.5	0.07	Licuación
2.40	0.37	0.22	0.98	0.354	5	1.6	7.9	0.09	Licuación
2.70	0.41	0.23	0.98	0.369	6	1.6	9.4	0.10	Licuación
3.00	0.46	0.25	0.98	0.383	10	1.5	15.5	0.16	Licuación

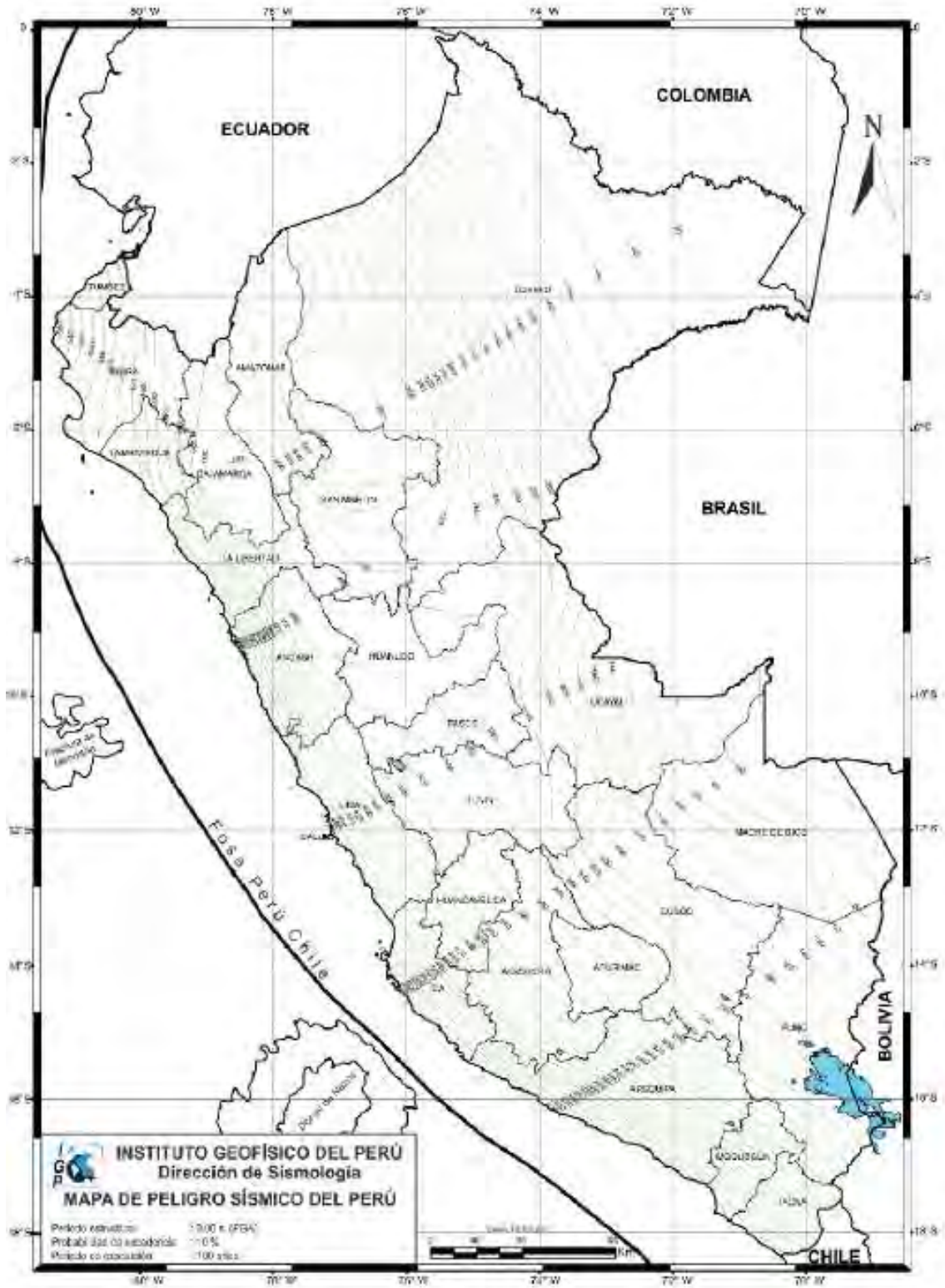
CUADRO EXPLICATIVO:

- σ_o : Esfuerzo total a la profundidad "h+h₀"
- σ'_o : Esfuerzo efectivo total a la profundidad "h+h₀"
- r_d : Factor de corrección por profundidad
- τ_{av} / σ'_o : Esfuerzo de corte en el suelo producido por el sismo
- N : Número de golpes corregido del ensayo SPT
- C_N : Factor de corrección al NSPT
- N₁ : N_{inspt} Corregido
- M : Magnitud del sismo en la escala de Richter
- (τ_{av} / σ'_o)_r : Esfuerzo de cort

Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007.

Mapa 2

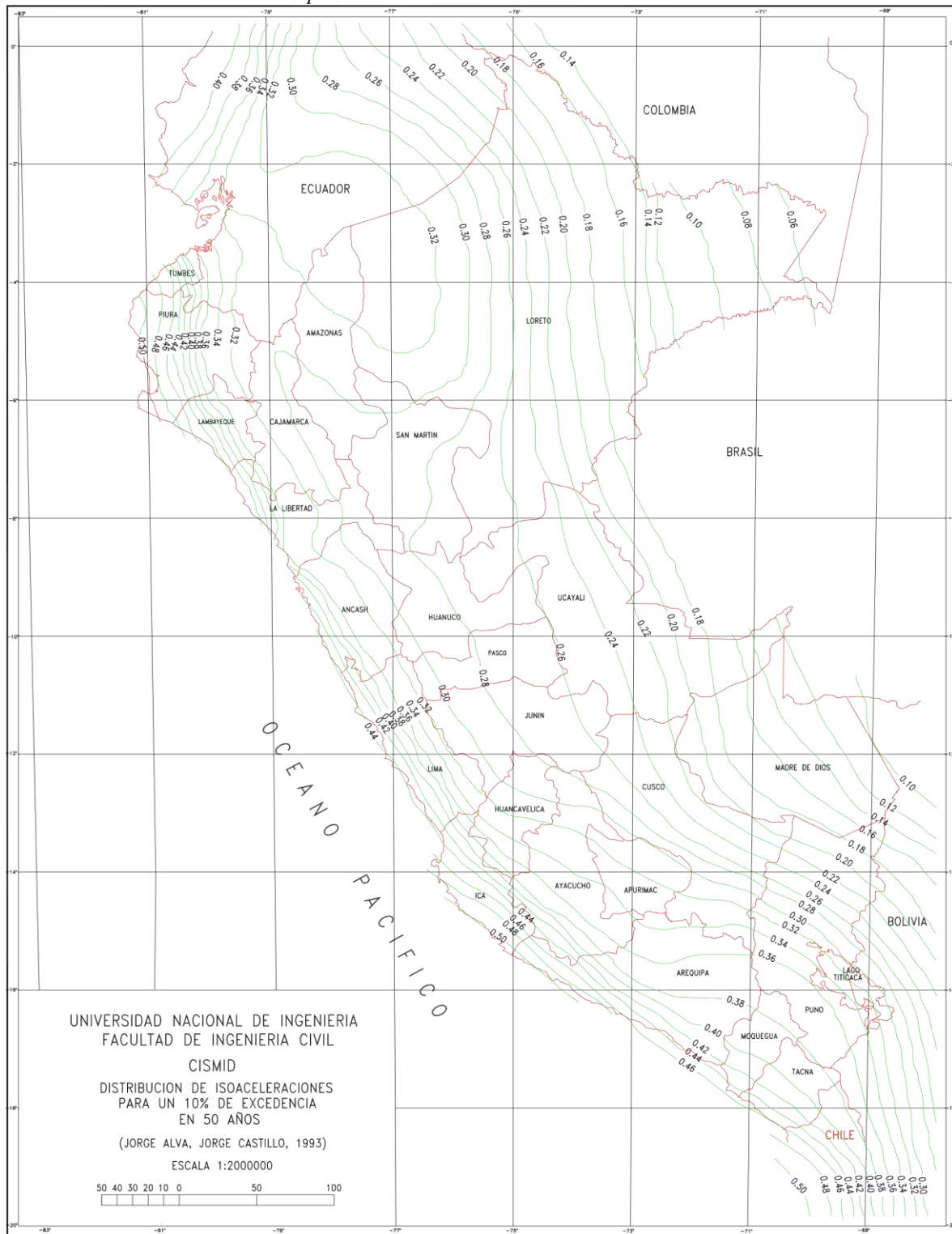
“Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años, 2014”



Fuente. Tomado de (Tavera et al, 2014)

Mapa 3

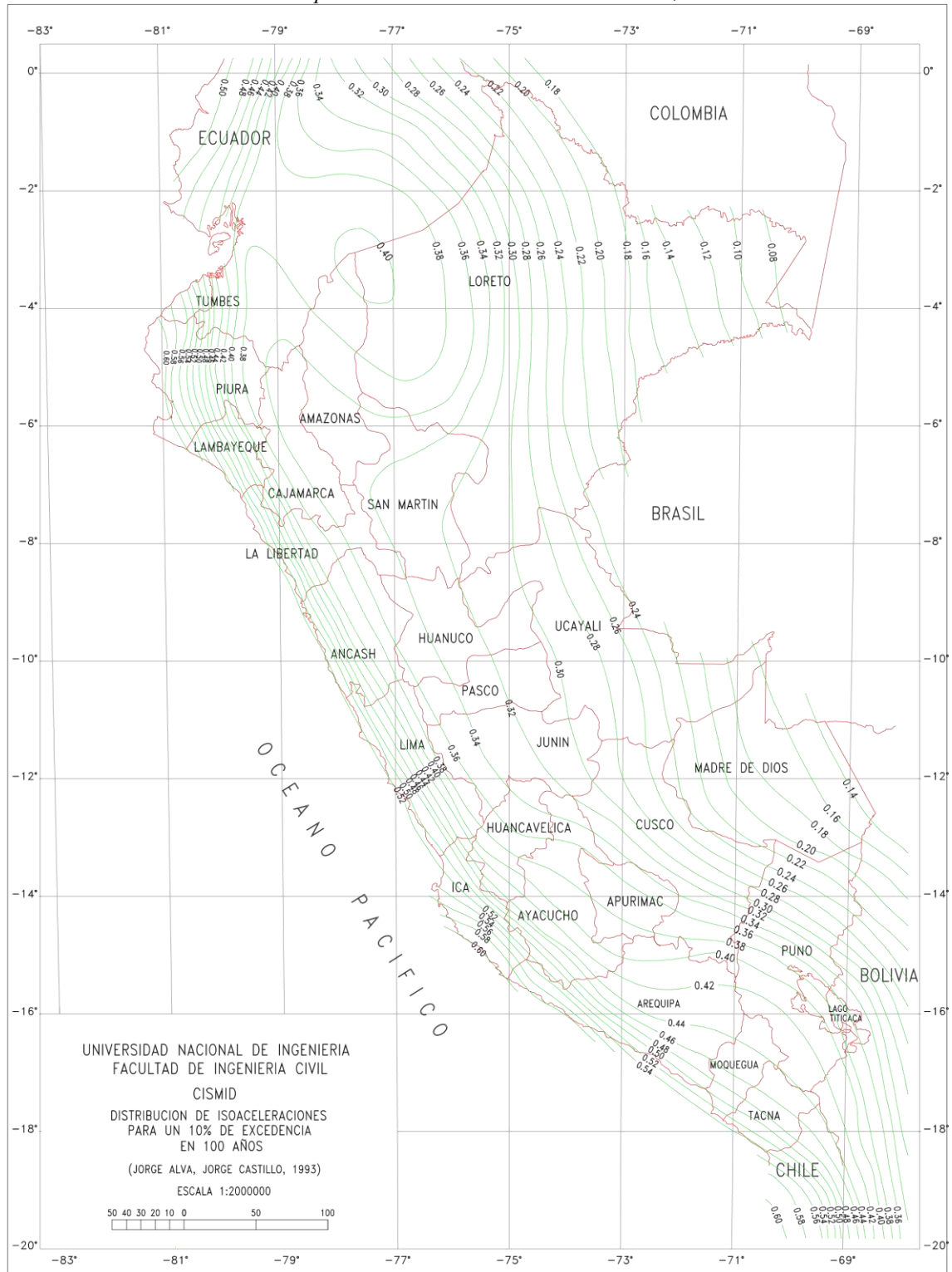
“Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años 1993”



Fuente. Tomado de (Alva & Castillo , 1993)

Mapa 4

“Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años,1993”



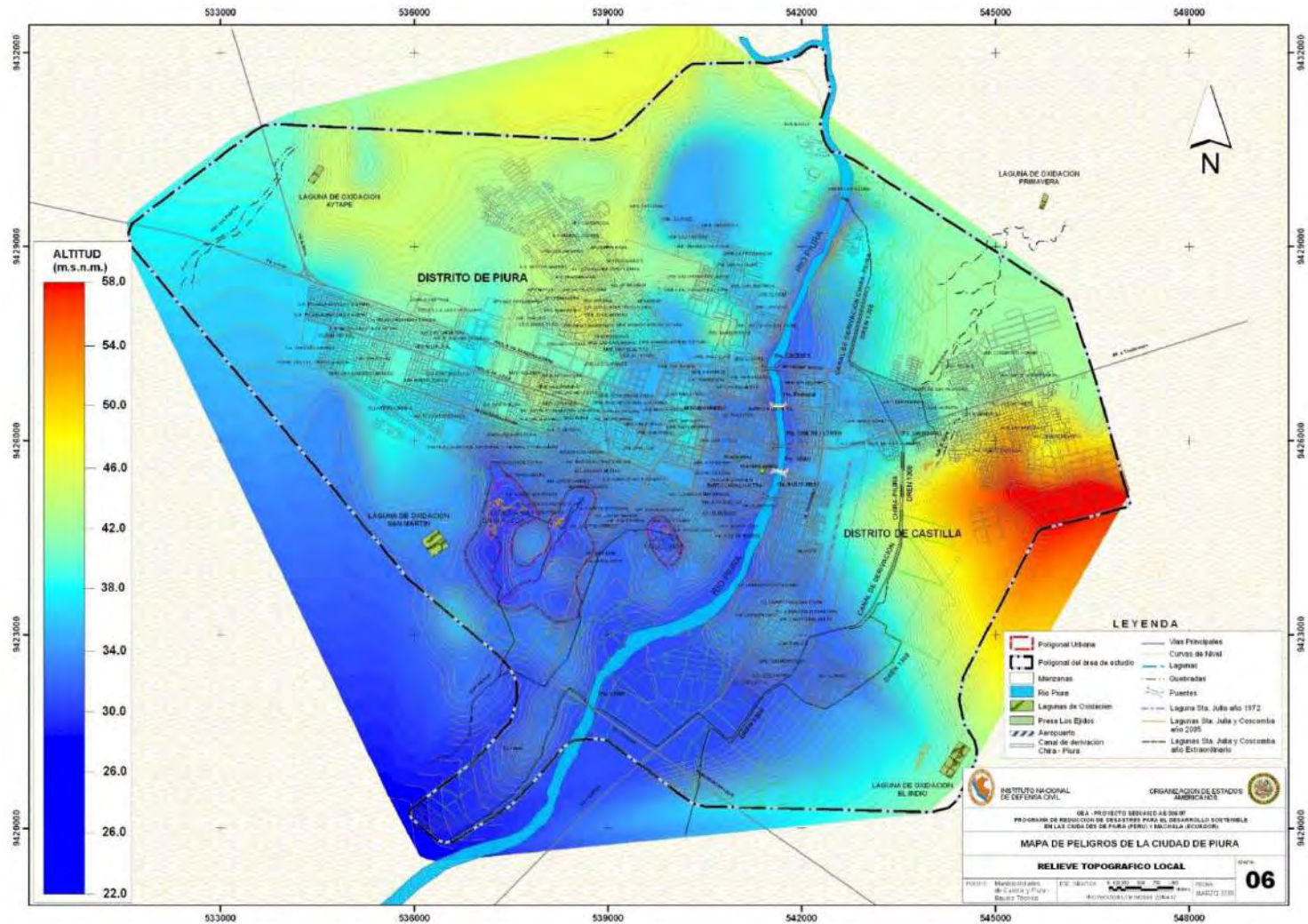
Fuente. Tomado de (Alva & Castillo , 1993)

Mapa 5
Aceleraciones según la zona sísmica



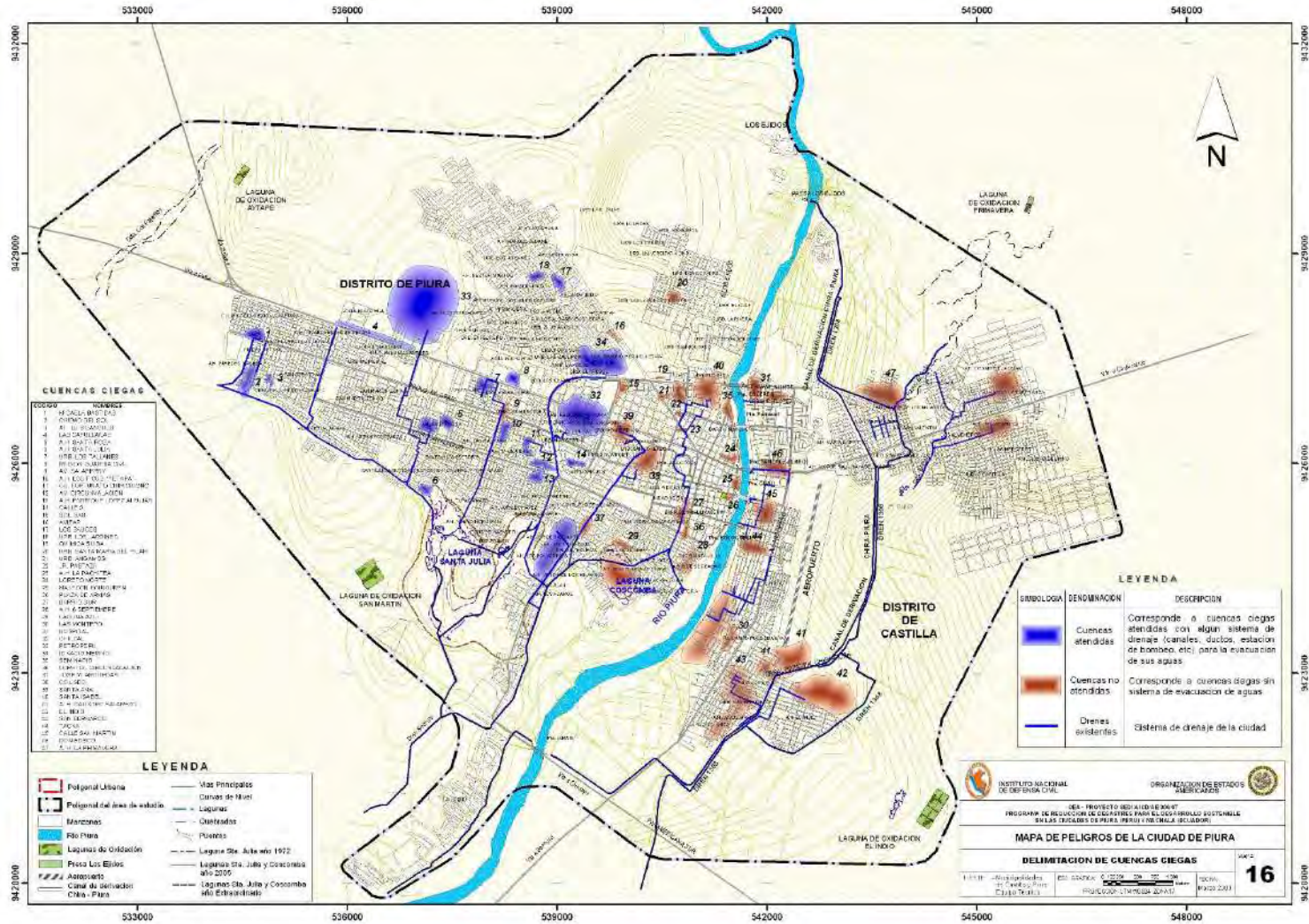
Fuente. Tomado de (NTP E030, 2018)

Mapa 6
Relieve Topográfico de la ciudad de Piura



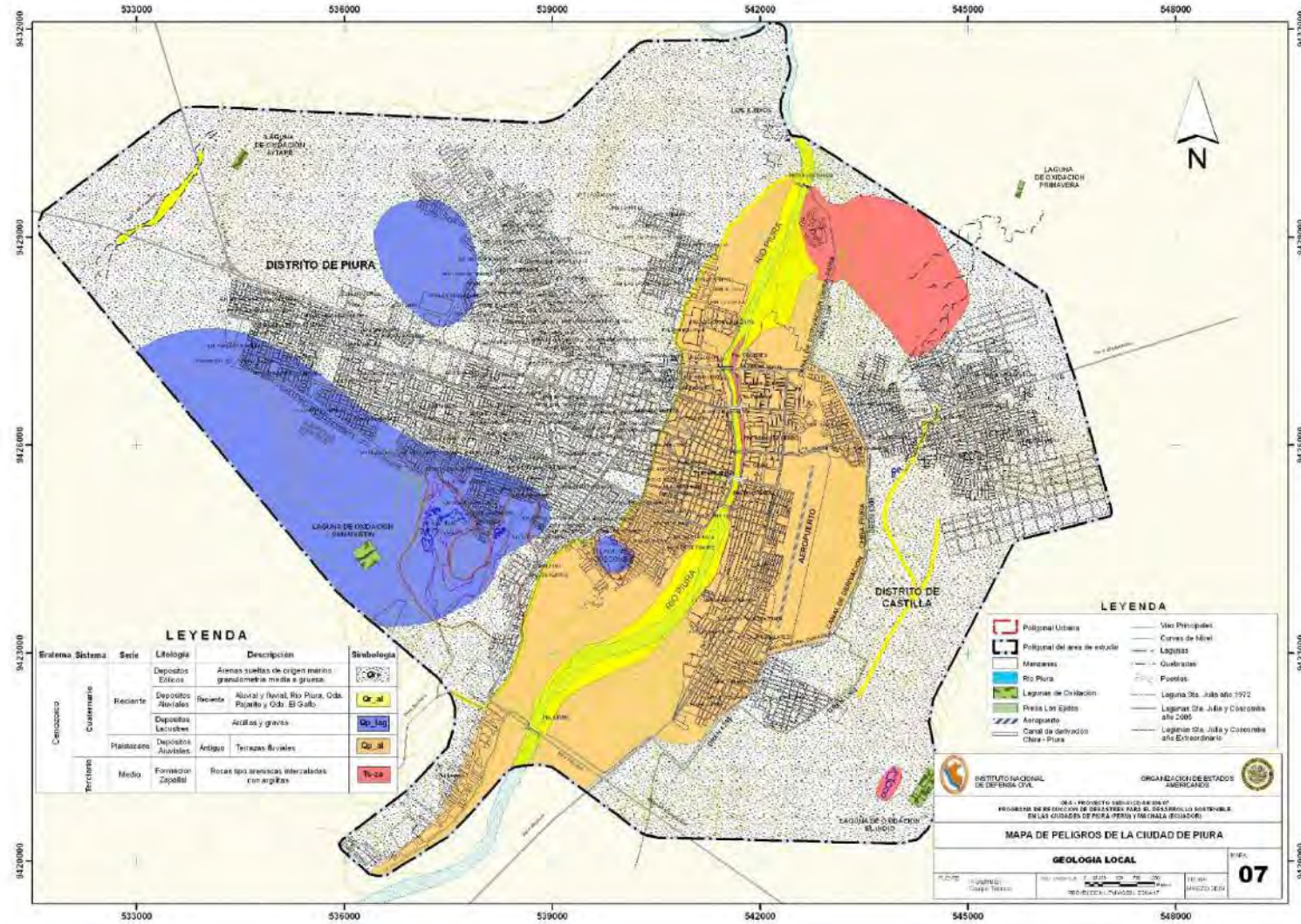
Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

Mapa 7
Cuencas ciegas de la ciudad de Piura



Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

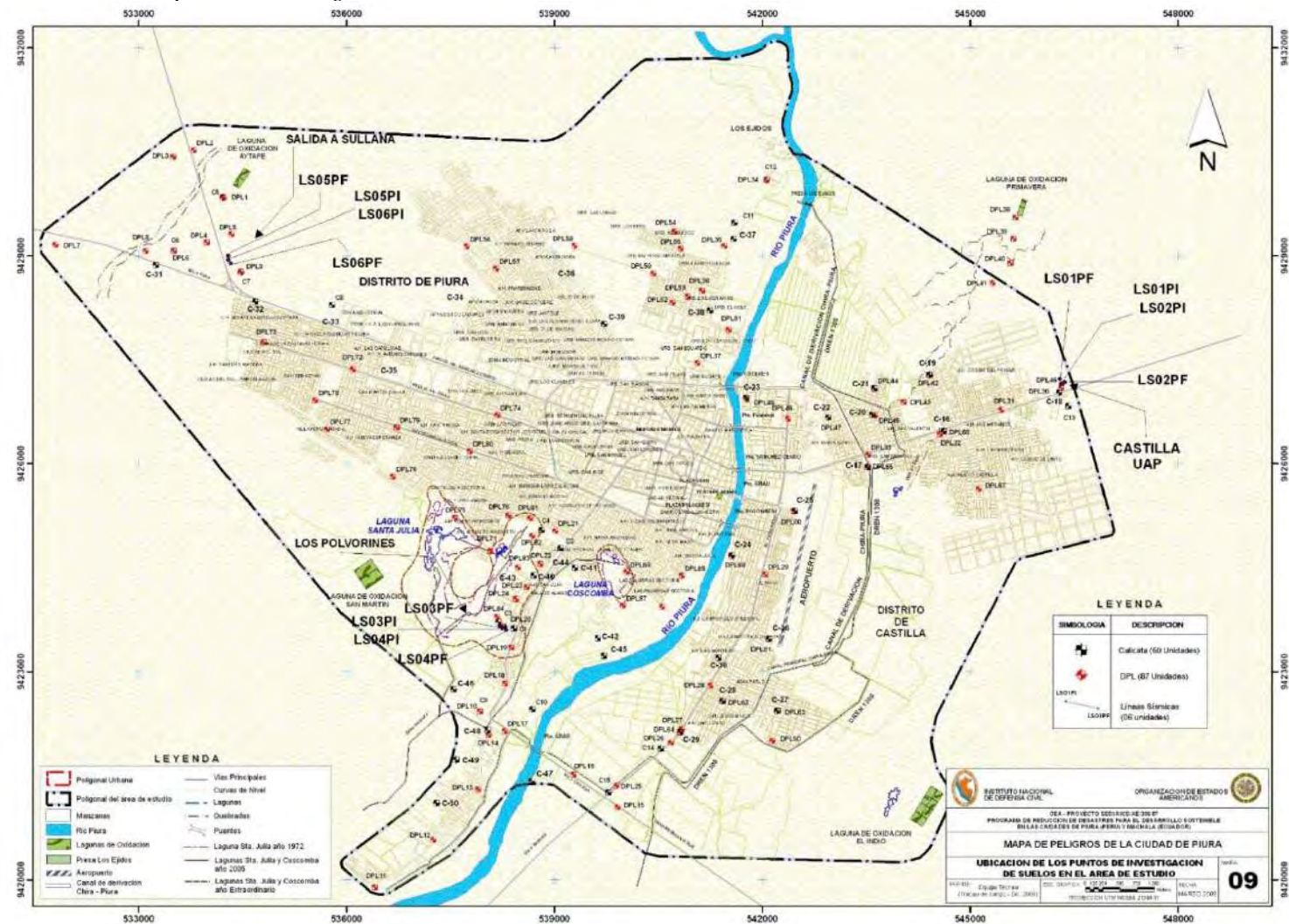
Mapa 8
Geología de la ciudad de Piura



Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

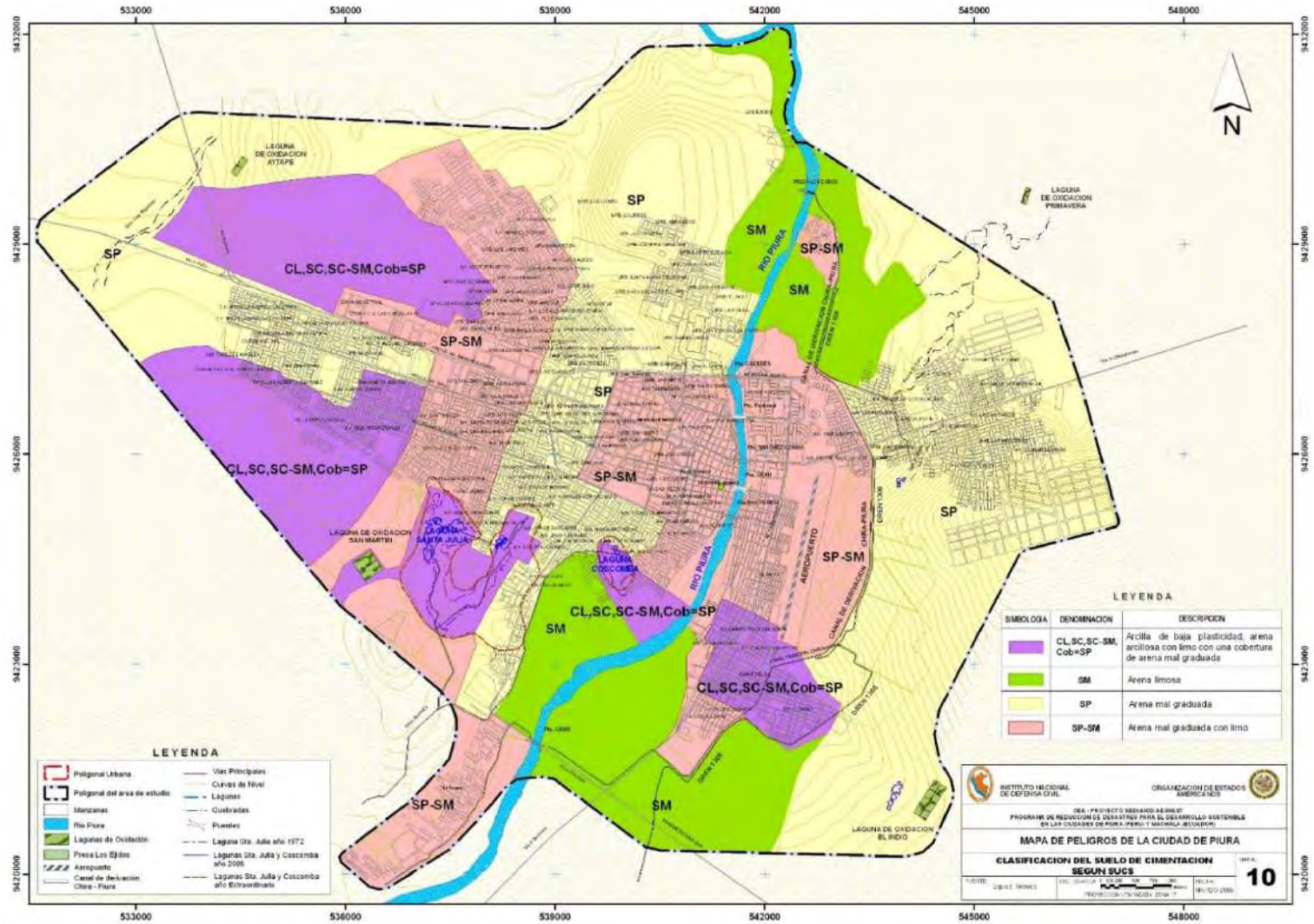
Mapa 9

Ubicación de los puntos de investigación de suelos en el área de estudio



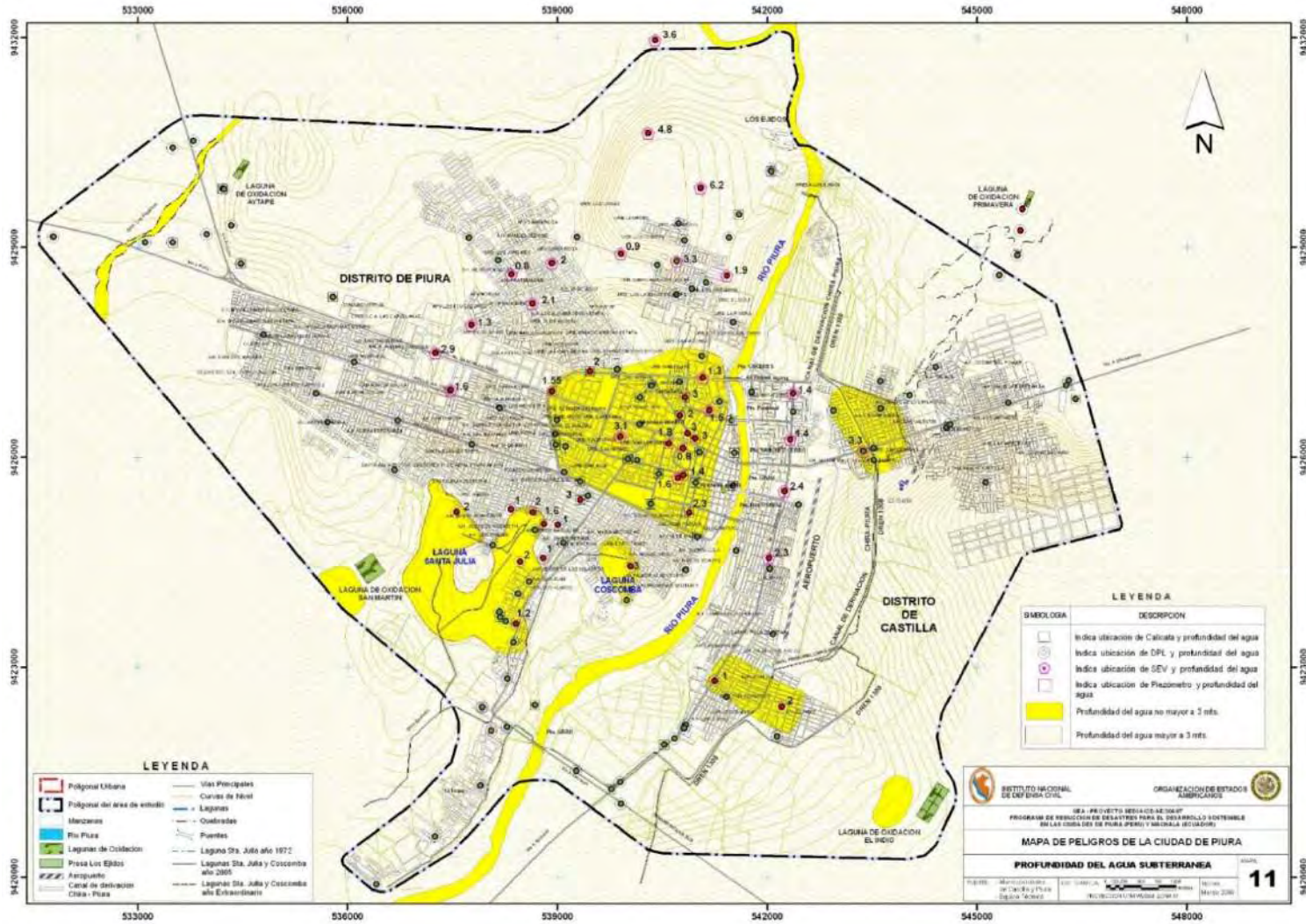
Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

Mapa 10
Clasificación de suelos de cimentación según SUCS



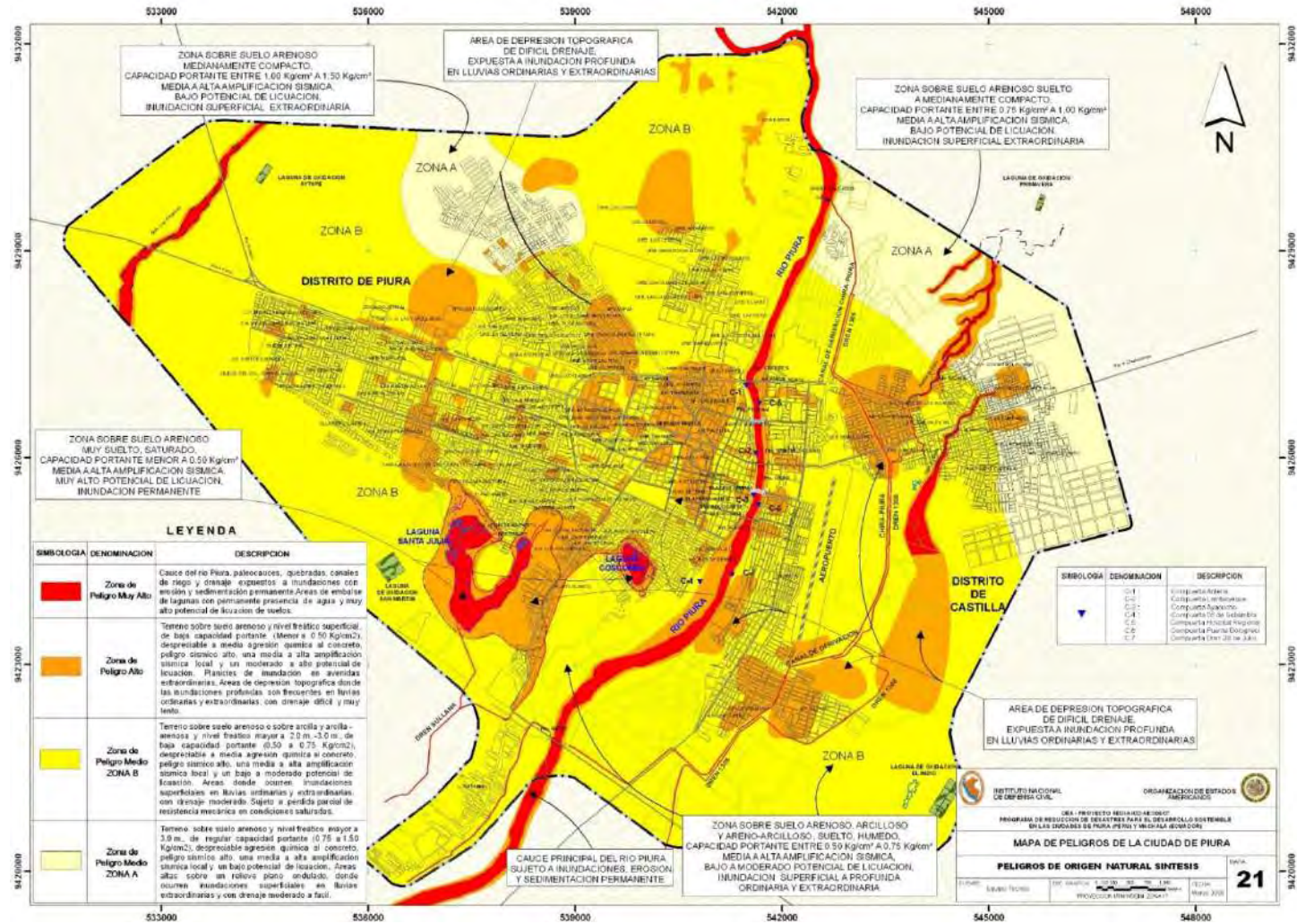
Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

Mapa 11
Profundidad del agua subterránea



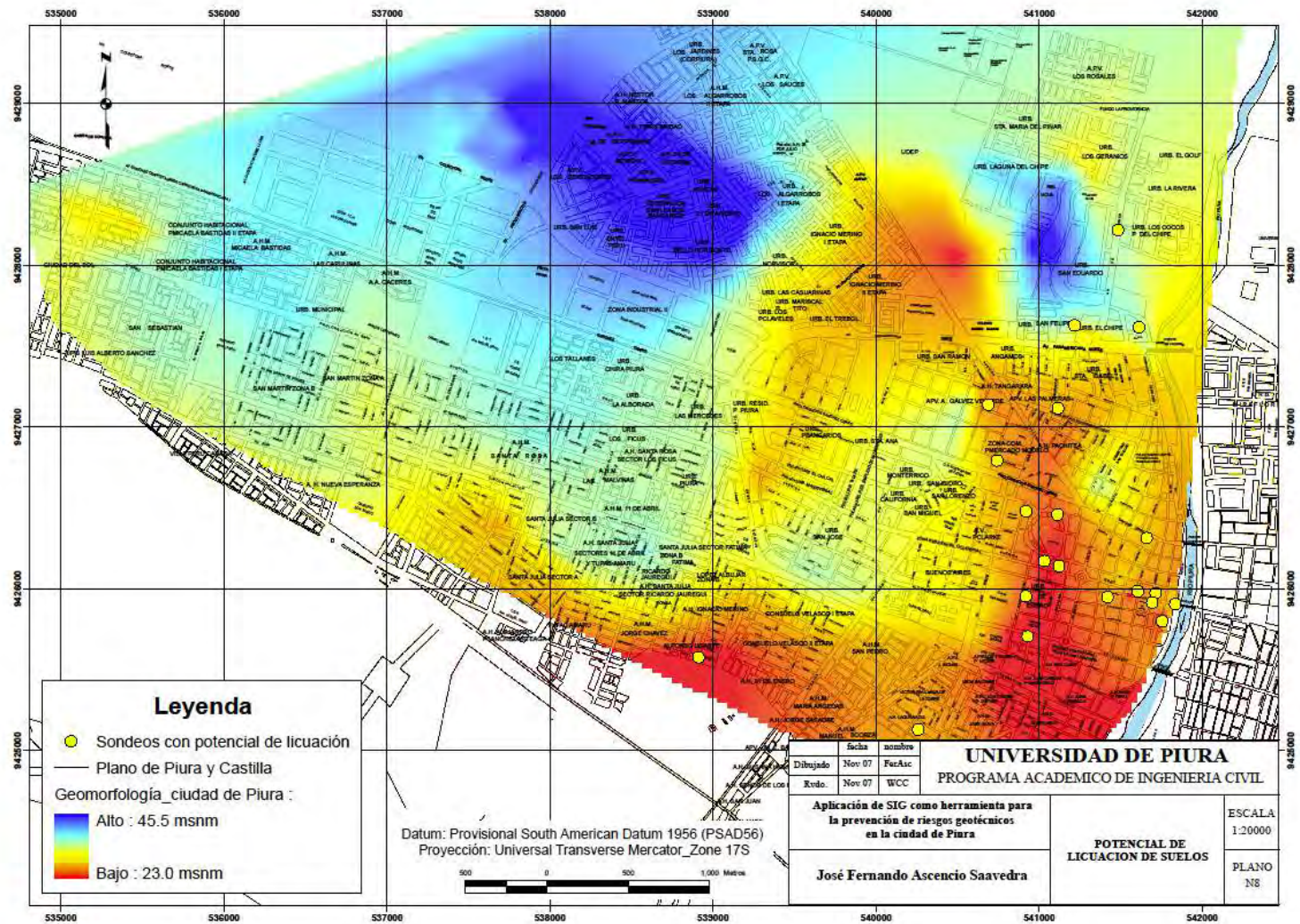
Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

Mapa 12
Peligros de origen natural síntesis



Fuente. Tomado de Proyecto SEDI 2007

Mapa 13
Potencial de licuación de suelos



Fuente. Tomado de (Ascencio, 2008)

