UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Formulación De Cimentación Superficial Para Un Centro
Comercial De 3 Pisos En Una Zona Con Suelos Licuables
En La Encantada – Chorrillos**

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Farina Bravo, Henry ([0000-0001-8336-291X](#))

Huapaya Farfán, Oscar Manuel ([0000-0002-0279-3249](#))

ASESOR

Ing. Durán Ramírez, Gary ([0000-0002-2011-7463](#))

Lima, 17 de Enero del 2019

*A mis padres, Oscar y Ruth, sin ellos el sueño de poder ser ingeniero civil
no habría podido hacerse realidad.*

*A mi hermana, Vanessa, por motivarme a ser un profesional al cuál ella
deba superar.*

Oscar Huapaya

*A mi madre, Sofía Bravo. Por el apoyo total que me dio en mi sueño de
convertirme en ingeniero civil.*

*A mi tío Juan Aranda, que siempre estuvo presionando mi esfuerzo por
cumplir mis metas y principalmente por cumplir la promesa que le hizo a
mi padre en su lecho, la de siempre estar a mi lado cuidándome.*

A mis alumnos del jiu jitsu, por ser mi motivación para ser mejor persona.

Henry Farina

Deseamos expresar nuestros más sinceros agradecimientos a los ingenieros Wilfredo Gutiérrez y Néstor Romero, por su constante ayuda en la elaboración de la presente tesis. Sus conocimientos, recomendaciones y correcciones han sido vitales para concluir con éxito este trabajo. Así mismo, pensamos que el ingeniero Néstor merece también un espacio aparte, pues cuando no fue asesor nuestro nos ayudó desinteresadamente hasta donde fue posible. Y cuando se convirtió en nuestro asesor, sus aportes fueron vitales para la culminación de la tesis. Del mismo modo, agradecer a los ingenieros Julio Higashi, Karina Nuñez, Martín Purizaga y Maggie Martinelli, cuyos aportes fueron de suma importancia. Y a todos los compañeros que contribuyeron con su granito de arena, absolviendo las dudas que pudiésemos transmitirles.

RESUMEN

En el año 1964 los estudios al fenómeno de licuación tomaron gran importancia debido a lo acontecido en Niigata. Así mismo, suelos como los de Pisco, Villa El Salvador y Chorrillos son muy susceptibles al fenómeno, donde el primero de los mencionados sufrió dichos efectos en el 2007. En el caso de Chorrillos, La Encantada es probablemente un suelo con potencial de licuación.

La urbanización La Encantada en Chorrillos cuenta con las características necesarias para que se licue. Por ello, es necesario tomar medidas de mejoramiento del suelo y luego formular una cimentación adecuada. Del mismo modo, la presencia de un centro comercial en una zona residencial revalorizaría la zona y sería de provecho de los que viven en las cercanías. Para solucionar este problema se empleó la metodología de la “Society of Japanese Mechanics and Foundation Engineering” el cual propone una evaluación de 3 grados. Como resultado de la investigación el potencial de licuación nos da un valor de 0.856, lo que indica que el suelo es potencialmente licuable y debe mejorarse o reemplazarse. Se eligió el reemplazo de suelo por material gravoso. Luego, una vez cumplidas las verificaciones sobre el material gravoso, la elección de la cimentación superficial depende del aspecto económico. Así mismo, se formuló una zapata con ancho de $B = 2.40$ m. y un desplante de $D_f = 0.8$ m. Y, además, se listó una serie de anchos diferentes, para diferentes profundidades de desplantes que también funcionarían, pero incrementarían su valor económico.

Palabras clave : Licuación ; Cimentación ; Superficial ; Chorrillos ; Geotecnia ; Grava ; Suelos ; Zapata ; Platea ; Centro ; Comercial.

Shallow foundation formulation for a 3-story shopping center in an area with liquefiable soils in La Encantada - Chorrillos

ABSTRACT

In 1964, studies of the phenomenon of liquefaction took great importance because of Niigata events. Also, soils such as Pisco, Villa El Salvador and Chorrillos are susceptible to the phenomenon, where the first of these suffered such effects in 2007. In the case of Chorrillos, La Encantada is probably a potentially liquefiable soil.

La Encantada in Chorrillos has the necessary characteristics to liquefy. Therefore, is necessary to take measures to improve the soil and then, when the soil has better conditions, formulate an appropriate foundation. Similarly, the presence of a shopping center in a residential area revalues this and would be beneficial from those who live nearby.

To solve this problem the methodology of the "Japanese Society of Mechanics and Foundation Engineering" which proposes an evaluation of 3 degrees was used.

As a result of research potential liquefaction gives a value of 0.856, indicating that the ground is potentially liquefiable and must be improved or replaced. The best choice was a soil replacement by burdensome material with a friction angle of 36° and 62.8% of gravels. Then, once the requirements have been met about the gravel material the choice of the shallow foundation depends on the economic aspect. As well, the width of the footing that was formulated is 2.40 meters and depth is 0.80 meters. Also, a series with different widths for different depths that works too was listed.

Keywords : Liquefaction ; Shallow ; Foundation ; Chorrillos ; Geotechnics ; Gravel ; Soils ; Footing ; Shopping ; Center.

TABLA DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	15
CAPITULO I - GENERALIDADES	17
ANTECEDENTES.....	17
PROBLEMÁTICA DE CIMENTAR SUPERFICIALMENTE EN SUELOS LICUABLES	18
OBJETIVO GENERAL	21
OBJETIVOS ESPECIFICOS	21
CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO	22
PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS ARENAS	22
LICUACIÓN DE SUELOS.....	25
CONSECUENCIAS DE LICUACIÓN DE SUELOS	26
CIMENTACIONES SUPERFICIALES	32
TIPOS DE ZAPATAS.....	34
VERIFICACIONES	36
VERIFICACION POR VOLTEO.....	37
VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO	38
VERIFICACIÓN POR ASENTAMIENTO	39
TIPOS DE FALLAS	43
FALLA POR CORTE GLOBAL O GENERAL	43
FALLA POR PUNZONAMIENTO	44
FALLA POR CORTE LOCAL	44
METODOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA	45
CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN TERZAGHI.....	46
CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN MEYERHOFF.....	47
CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN VESIC.....	49
CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN	51
CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO.....	51

ASENTAMIENTO POR SISMO	52
CAPÍTULO III - METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN DE SUELOS.....	57
GRADOS DE EVALUACIÓN DE LICUACIÓN	57
GRADO I.....	58
GRADO II	64
GRADO III	67
MÉTODOS EMPÍRICOS	69
MÉTODOS DE KISHIDA & OHSAKI.....	69
MÉTODO DE HOLZER	71
MÉTODOS SIMPLIFICADOS	72
MÉTODO DE SEED E IDRISSE	73
MÉTODO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI	74
CYCLIC RESISTANCE RATIO (CRR)	75
ÍNDICE DE POTENCIAL DE LICUACIÓN	76
CAPÍTULO IV - CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA	83
CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS.....	83
CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS	84
CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS.....	85
CAPÍTULO V – ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	86
ANÁLISIS DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO Y DESCRIPCIÓN DE CALICATAS.....	86
EVALUACIÓN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN CON DIFERENTES METODOLOGÍAS	88
GRADO I.....	89
GRADO II	90
GRADO III	95
MÉTODOS EMPÍRICOS	95
MÉTODOS SIMPLIFICADOS	96
CAPÍTULO VI – CENTRO COMERCIAL PARA EL PROYECTO	100
FUERZAS DE DISEÑO	102

CAPÍTULO VII – ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.....	105
ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA SISMO	105
ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO POR SISMO.....	106
MEJORAMIENTO DE SUELOS.....	106
DISEÑO DE CIMENTACIÓN	111
DISEÑO DE ZAPATAS	113
DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN.....	115
CONCLUSIONES	117
RECOMENDACIONES	120
BIBLIOGRAFÍA	122

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Esfuerzos totales	24
Ecuación 2 Factor de seguridad	37
Ecuación 3 Factor de seguridad global para volteo	38
Ecuación 4 Factor de seguridad global para deslizamiento	39
Ecuación 5 Asentamiento inmediato	41
Ecuación 6 Verificación por asentamiento	46
Ecuación 7 Capacidad de carga última según Terzaghi	46
Ecuación 8 Capacidad de carga última según Meyerhoff	47
Ecuación 9 Capacidad de carga última según Vesic	49
Ecuación 10 Capacidad de carga última para platea según Terzaghi	51
Ecuación 11 Capacidad de carga última bajo condiciones sísmicas	53
Ecuación 12 Asentamiento de una cimentación debido al sismo	53
Ecuación 13 Radio de acción de un sismo según Kuribayashi y Tatsuoka	58
Ecuación 14 Radio de acción de un sismo según Liu y Xie	59
Ecuación 15 Radio de acción de un sismo según Ambraseys	59
Ecuación 16 Radio de acción de un sismo según Wakamatsu	59
Ecuación 17 Radio de acción de un sismo según Wakamatsu corregido	60
Ecuación 18 Radio de acción de un sismo según Ambraseys reajustado	60
Ecuación 19 Cyclic Stress Ratio	73
Ecuación 20 Cyclic Stress Ratio según Tokimatsu y Yoshimi	74
Ecuación 21 Índice de potencial de licuación	76
Ecuación 22 Valor F determinado por el Factor de Seguridad	77
Ecuación 23 Coeficiente de profundidad	77
Ecuación 24 Cyclic Stress Ratio según Idriss y Boulanger	77
Ecuación 25 Factor de reducción de esfuerzo cortante	78
Ecuación 26 Factor escalar de la magnitud del sismo	78
Ecuación 27 Factor de corrección de sobrecarga	78
Ecuación 28 Cyclic Resistance Ratio	79

Ecuación 29 Índice de comportamiento del suelo	79
Ecuación 30 Factor de corrección del ensayo del cono	79
Ecuación 31 Factor de corrección de la resistencia del cono	80
Ecuación 32 Cyclic Stress Ratio según Blake	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de arenas	23
Tabla 2 Propiedades de drenaje y grados de permeabilidad según tipos de suelo	25
Tabla 3 Coeficiente de fricción muro suelo	39
Tabla 4 Valores máximos de la distorsión angular	40
Tabla 5 Asentamientos máximos totales permisibles	41
Tabla 6 Módulo de elasticidad para cada tipo de suelo	41
Tabla 7 Módulo de Poisson para cada tipo de suelo	42
Tabla 8 Factor de forma para cada tipo de suelo	42
Tabla 9 Probabilidad de licuación según tipos y antigüedad de los depósitos de suelo	65
Tabla 10 Potencial de licuación según las condiciones geomorfológicas del suelo	66
Tabla 11 Parámetros del suelo de Chorrillos de acuerdo al estudio de Microzonificación sísmica.....	84
Tabla 12 Análisis de potencial de licuación de grado 1	91
Tabla 13 Análisis de probabilidad de licuación de grado 2	91
Tabla 14 Análisis de potencial de licuación de grado 2.....	93
Tabla 15 Correlación del número de golpes N del ensayo SPT para hallar el ángulo de fricción del suelo.....	98
Tabla 16 Pesos del Centro Comercial	100
Tabla 17 Fuerzas de diseño de las columnas y placas del Centro Comercial	102
Tabla 18 Costos de las partidas de reemplazo con material gravoso.....	108
Tabla 19 Valores de máxima densidad seca y contenido de humedad del material gravoso	110
Tabla 20 Áreas tributarias de columnas y placas.....	112
Tabla 21 Capacidad de carga última y admisible según distintos criterios.....	113
Tabla 22 Parámetros geotécnicos de la zapata propuesta	114
Tabla 23 Verificaciones de zapata según distintos criterios	114
Tabla 24 Verificación de asentamiento para platea propuesta	115
Tabla 25 Verificación de deslizamiento para platea propuesta	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Desplazamiento lateral luego del terremoto de Guatemala	28
Figura 2- Desplazamiento lateral luego del terremoto de Kobe.....	28
Figura 3 - Desplazamiento lateral luego del terremoto de Alaska.....	28
Figura 4 - Volcán de arena luego del terremoto de El Centro.....	29
Figura 5 - Edificios tras el terremoto de Niigata, Japón.	30
Figura 6 - Perfiles de suelos con susceptibilidad a licuación.	31
Figura 9 - Distribución de presiones bajo la zapata.....	34
Figura 10 - Diferencia en las presiones entre dos zapatas sin viga de cimentación y con viga de cimentación.	36
Figura 11 - Volteo de una zapata.....	37
Figura 12 - Deslizamiento de una zapata.	38
Figura 13 - Secuencia de falla general.	43
Figura 14 - Rotura por punzonamiento.	44
Figura 15 - Falla por corte local.	44
Figura 16 - Mecanismo de rotura – resistencia para un suelo homogéneo.	45
Figura 18. Variación de N_qE/N_q – Según Richards y otros, 1993.....	54
Figura 19. Variación de $N_\gamma E/N_\gamma$ – Según Richards y otros, 1993..	54
Figura 20. Variación de N_q y N_γ basada en superficie de falla con $\alpha_A = 45 + \phi/2$ y $\alpha_P = 45 - \phi/2$	55
Figura 21. Aceleración crítica k_h para $C=0$, según Richards y otros, 1993.....	56
Figura 22. Variación de $\tan \alpha_{AE}$ con k_h y ángulo de fricción del suelo ϕ , según Richards y otros, 1993	56
Figura 23 - Relaciones graficadas usando magnitudes de ondas superficiales	61
Figura 24 - Distancia epicentral según la magnitud de onda en la superficie	62
Figura 25 - Mapa zonificación de potencial de licuación de Shizuoka.	63
Figura 26 - Curvas de los índices de severidad de licuación vs distancia del epicentro a zonas licuadas	64

Figura 27 - Límites de índice de severidad de licuación para el sur de California con un 90% de no excedencia en los próximos 50 años	64
Figura 28 - Gráfica propuesta de comparación entre métodos de Kishida y Ohsaki.....	71
Figura 29 - Gráfica propuesta por Holzer para la determinación de licuación en función de velocidad de ondas	72
Figura 30 – Curva que relaciona r_d y la profundidad, propuesta por Seed e Idriss en 1971.	74
Figura 31 – Curva que relaciona r_d y la profundidad, propuesta por Tokimatsu y Yoshimi en 1983	75
Figura 32 - Índice de potencial de licuación para el terremoto de Chi-Chi	81
Figura 33 - Histograma para identificación de probabilidad de aparición de licuación según índice de potencial de licuación.....	81
Figura 34 - Estudios realizados en La Encantada.....	87
Figura 35 - Perfil de suelo según ensayo de penetración Cono Peck	87
Figura 36 - Perfil de suelo según ensayo de Cono Peck	88
Figura 37. Granulometría de la zona en estudio	96
Figura 39. Distribución de columnas en planta	101
Figura 40. Modelación del centro comercial en ETABS	101
Figura 41. Análisis granulométrico del material de reemplazo.....	109
Figura 42. Curva granulométrica del material de reemplazo	109
Figura 43. Curva densidad seca vs humedad de ensayo proctor standard para proyecto similar en Los Pantanos de Villa	110
Figura 45. Elevación en planta de la edificación con sus respectivas áreas.....	112

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Mapa de sismos en Lima. Fuente : CISMID	127
Anexo 2: Calicata E38 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID	128
Anexo 3: Calicata E44 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID	129
Anexo 4: Calicata E46 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID	130
Anexo 5: Calicata E53 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID	131
Anexo 6: Métodos simplificados	132
Anexo 7: Capacidad de carga y asentamiento bajo condiciones sísmicas más desfavorables según Richards.	135
Anexo 8: Capacidad de carga según Terzaghi, Meyerhof y Vesic	136
Anexo 9: Verificación de zapatas	138
Anexo 10: Diseño de platea.....	142
Anexo 11: Calculo de costo.....	144

INTRODUCCIÓN

El fenómeno de la licuación es un problema complejo que afecta a suelos granulares, en los que este es incapaz de soportar cargas actuantes sobre él debido a la pérdida de rigidez. El término “licuación”¹ fue estudiado a fondo por Casagrande en la década de 1930. No obstante, se le dio mayor importancia a este tema luego de los catastróficos terremotos en Niigata y Alaska, en los cuales la mayor cantidad de pérdidas ocurridas fueron causadas por la licuación de los suelos en dichas zonas.

El Perú no es ajeno a este fenómeno, en Lima, distritos como Chorrillos² o Villa El Salvador, son susceptibles a sufrir grandes daños debido a la licuación de suelos. Del mismo modo, en Pisco, el terremoto dejó miles de viviendas afectadas a causa de la licuación. Los daños que se suscitaron fueron, esencialmente, asentamientos diferenciales por licuación que hicieron colapsar las estructuras de la zona. Sin embargo, aquel terremoto no fue el único que desencadenó los efectos del fenómeno descritos anteriormente. También, en Chimbote³, hubo consecuencias similares a las del terremoto en Pisco, con la particularidad que las consecuencias a nivel de daños estructurales y pérdidas de vidas humanas fueron mucho más devastadoras.

Por lo antes mencionado, el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú estipula en sus páginas que toda estructura edificada en territorio nacional debe de cumplir las condiciones mínimas requeridas en la Norma E030 de Diseño Sismo Resistente y de la Norma E050 de Suelos y Cimentaciones, las cuales establecen los requisitos necesarios para ejecutar un Estudio de Mecánica de Suelos, los cuales fueron usados para la realización de la investigación.

El presente trabajo aborda el diseño las cimentaciones superficiales de un Centro Comercial de 3 pisos en La Encantada de Villa, Chorrillos. En dicha zona se evalúa el potencial a la licuación y se determinan soluciones a este problema con fines geotécnicos.

¹ Cfr. Ishihara 1985: 322

² Cfr. CISMID 2010: 40

³ Cfr. Carrillo 1995

En el primer capítulo, se trabajan las generalidades de la investigación, en las que se abordan las investigaciones anteriores respecto a susceptibilidad de licuación, así mismo, se explica la dificultad de cimentar sobre este tipo de terreno y, por último, se define cuál es el objetivo final de la investigación.

En el segundo capítulo, se trabaja el marco teórico. Se explican las definiciones y los conceptos generales que se tratan en la investigación, tales como licuación y consolidación, entre otros. Además, se introducen y explican los conceptos de cimentaciones superficiales, así como los diferentes asentamientos que ocurren durante la licuación.

En el tercer capítulo, se aborda la metodología de evaluación del potencial de licuación, en el que se explican los diferentes métodos empíricos usados, por los expertos, para evaluar los suelos.

En el cuarto capítulo, se describen las características de la zona de estudios, para ello es necesario explicar las condiciones sísmicas, geológicas y geomorfológicas.

En el quinto capítulo, se describen, brevemente, detalles de la memoria descriptiva del proyecto de edificación de un Centro Comercial de 3 pisos, donde se busca interpretar los datos necesarios para la formulación de sus cimientos.

En el sexto capítulo, se realizan los cálculos de susceptibilidad a la licuación, habiendo escogido, previamente, los métodos más apropiados de los antes mencionados fundamentando la elección de cada uno.

En el séptimo capítulo, se toman en cuenta los cálculos del potencial de licuación de la zona estudiada para realizar el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales para el Centro Comercial.

Finalmente, se determinan las conclusiones a las cuales se ha llegado después de finalizar la tesis. Así mismo, se recomiendan algunas consideraciones relacionadas al estudio.

CAPITULO I - GENERALIDADES

ANTECEDENTES

Los estudios y la identificación de las zonas vulnerables en las ciudades son muy importantes para evitar los desastres que un fenómeno natural puede ocasionar. La identificación de los lugares donde pueden darse estos fenómenos y los datos necesarios para aprender su forma de manifestarse y comportarse, se pueden obtener con las experiencias pasadas, de tal forma que el desarrollo y la expansión urbana no se enfrente a eventos naturales peligrosos sin estar debidamente preparada.

Los fenómenos naturales relacionados con la licuación de suelos han ocurrido desde épocas muy antiguas, pero estos no estaban relacionados debidamente a sus causantes. Terzaghi, en 1925, fue el primero en relacionar la influencia del agua, durante un terremoto, con el fenómeno de la licuación. Luego, en 1936, Casagrande asocio la relación de vacíos crítica de un suelo con el fenómeno y a su vez consideró que esta relación de vacíos podía ser el límite que separa a un suelo susceptible a la licuación y a uno que no lo era⁴.

En 1964, las investigaciones relacionadas a la licuación de los suelos empiezan a tomar mayor relevancia debido a los impresionantes efectos que ocurrieron en Niigata y en Alaska tras los terremotos de ese año. Los taludes fallaron, los suelos se asentaron originando que los cimientos de estructuras como puentes y edificios fallen y las pistas, veredas y redes de agua y desagüe se destruyeron⁵.

En el Perú también han ocurrido terremotos que han generado licuación de los suelos. El más antiguo registrado sucedió en 1582 en Arequipa. Este sismo dejó en ruinas la ciudad debido a los asentamientos que ocurrieron. Además, por la ciudad corría mucha agua por la compresión que la napa freática sufrió⁶.

Por otro lado, el fenómeno de licuación mejor documentado del Perú fue el ocurrido al sur de Lima en el 2007. Las ciudades más afectadas por este sismo fueron Ica, Pisco, Chincha y

⁴ Cfr. Zapata 2005: Capítulo 3

⁵ Cfr. Torres 2013: 3

⁶ Cfr. Alva 1983: 2

Tambo Mora. El sismo ha sido el de mayor duración y mayor magnitud en la zona en los últimos 100 años. Los mayores daños fueron causados por la licuación de los suelos, la que hizo fallar estructuras de todo tipo como casas, edificios, instalaciones industriales, entre otros. El sismo dejó cerca de 600 muertos y más de 60 mil edificaciones colapsadas o con graves daños debido a la licuación de los suelos en sus cimientos. En las zonas críticas hubieron asentamientos entre 1.60 metros hasta 2.30 metros, en los que los suelos tenían estratos de arena limpia mal gradada de 4 metros de espesor en promedio. Después del terremoto y debido a la licuación de los suelos, la capacidad portante del suelo de la zona se vio considerablemente disminuida en aproximadamente un 50%, lo que resultó en una carga admisible final de 0.43 kg/cm^2 .⁷ En la zona de la encantada en Chorrillos - Lima, no existen registros de desastres debido a la licuación, pero se sabe que el tipo de suelo predominante es susceptible al fenómeno, y por lo tanto se deben tomar las medidas necesarias para que las estructuras no fallen ante un inminente sismo.

En conclusión, el Perú presenta gran actividad sísmica en las zonas costeras del territorio y si bien es cierto que el suelo de muchas regiones es susceptible a la licuación, lo más importante es conocer el tipo de suelo y el comportamiento que éste presentará para poder hacer una construcción adecuada para el lugar. Además, con cada evento sísmico que ocurre en el Perú, los ingenieros mejoran sus conocimientos sobre el tema. El sismo vivido en Pisco en el 2007 dejó muchas fallas al descubierto e información para poder prevenir de forma más efectiva esta clase de desastres.

PROBLEMÁTICA DE CIMENTAR SUPERFICIALMENTE EN SUELOS LICUABLES

Las edificaciones con cimientos superficiales en suelos potencialmente licuables presentan un riesgo al colapso. El suelo que pierde su capacidad portante falla de diferentes maneras debido a los desplazamientos verticales que ahí ocurren o debido a asentamientos. Los suelos licuables presentan una debilitación de las capas inferiores del suelo que contribuyen a fallar por asentamiento diferencial⁸.

⁷ Cfr. Carrillo y Alcayhuaman 2007

⁸ Cfr. Ishihara 1992: 173

Las edificaciones con platea de cimentación, en un fenómeno de licuación, caen de lado dejando intacta la estructura del edificio. Por otro lado, la edificación con zapatas aisladas sufre de desplazamientos verticales, porque no todo el suelo se comporta de la misma manera ante el fenómeno que se aprecia, causando pérdida de estabilidad de la superestructura que dañará sus elementos estructurales haciendo que esta colapse. Del mismo modo, cuando el suelo se comporta homogéneamente a lo largo de toda el área de influencia del edificio, los asentamientos causan el hundimiento de toda la estructura, sin importar el tipo de cimentación. Todas estas consecuencias ponen en riesgo la vida de las personas produciendo grandes pérdidas económicas.

El motivo del presente estudio es debido a que la urbanización La Encantada de Villa en el distrito de Chorrillos es, por el momento, exclusivamente para proyectos residenciales, por lo que un edificio de uso comercial sería novedoso para la zona, el cual deberá considerar estudios y factores más rigurosos a los que se usan en las viviendas ya establecidas. Por ello, se va a formular una cimentación para un centro comercial que cumpla con los requerimientos mínimos de la norma, estando esta estructura ubicada en una zona con un suelo potencialmente licuable.

En primer lugar, el distrito de Chorrillos, y la ciudad de Lima en general, están expuestos a frecuentes movimientos telúricos, producto de la alta actividad sísmica en la placa de Nazca⁹. Lo anteriormente mencionado, sumado a la cercanía del distrito con el litoral y el océano pacífico, lo convierte en un distrito con altas probabilidades a sufrir efectos de licuación. En ese sentido, se buscó una urbanización como La Encantada, la cual colinda con el mar peruano, para realizar el estudio. Dicha urbanización presenta zonas de playa, en la cual se realizaron calicatas encontrando arenas limosas mal gradadas (SP-SM) y nivel freático ubicado desde 0.80 m a 3.35 m de profundidad¹⁰. Así mismo, La Encantada también presenta zonas pantanosas, donde se encontró arcillas limosas de baja plasticidad, y donde el nivel freático se ubica desde 0.90 m a 1.35 m¹¹. En conclusión, la zona de La Encantada presenta un nivel freático muy cercano a la superficie, lo que podría incidir en problemas del suelo. En segundo lugar, La Encantada es, hasta el momento, una zona exclusivamente residencial. No obstante, la presente investigación está orientada a la posibilidad de construcción de un

⁹ Cfr. CISMID 2010: 5

¹⁰ Cfr. CISMID 2010: 12

¹¹ Cfr. CISMID 2010: 13

Centro Comercial de 3 pisos en dicha zona, para ello se deben de tener un cuenta numerosas consideraciones. Sin embargo, la consideración más importante, y la cuál es objetivo principal del estudio, es el peso de la estructura, si el suelo está en capacidad de soportar cargas de tal magnitud y si será capaz de evitar efectos de licuación durante y después de un sismo, dado que dicho suelo cuenta con los requerimientos necesarios para que se produzca dicho fenómeno (nivel freático cercano a la superficie, arena y zona de alta actividad sísmica).

OBJETIVO GENERAL

La presente tesis tiene como principal objetivo proponer una cimentación superficial para un Centro Comercial de tres pisos en una zona con susceptibilidad a la licuación de suelos en la Urb. La Encantada de Villa, ubicada en el distrito de Chorrillos.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- A- Conocer, entender y explicar los parámetros geológicos particulares de la zona en la que se ejecutara el proyecto.
- B- Analizar el potencial de licuación del suelo de la zona.
- C- Obtener los parámetros de la edificación necesarios para utilizarlos en el diseño de la cimentación superficial.
- D- Definir una solución ante la problemática que se presente.
- E- Diseñar una cimentación superficial que cumpla con lograr una estructura segura.

CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO

El presente capítulo aborda el marco teórico con referencias y definiciones básicas respecto a la tesis a tratar. Por ello, es necesario definir las principales variables que participan en el fenómeno de la licuación de suelos. En primer lugar, la investigación se enfoca en evaluar la susceptibilidad de licuación en arenas, por lo que es necesario describir las propiedades físicas más relevantes relacionadas al fenómeno, es decir, se describe la granulometría de este tipo de suelo y la forma de las partículas, pues tienen incidencia directa con la licuación. Por otro lado, la resistencia a cargas externas está determinada por su densidad relativa, que de la misma manera atribuye sus características a la cantidad de vacíos en las arenas, y por los esfuerzos totales de cada partícula de arena, en el que la presencia de agua altera el comportamiento del suelo. Por lo mismo, la presencia de nivel freático es otro factor importante en el desarrollo del fenómeno a estudiar, así como los factores que permiten su existencia, como es el caso de la permeabilidad del suelo, que a su vez depende también de la relación de vacíos. Por último, el factor desencadenante del fenómeno es un movimiento sísmico, que será tratado con más profundidad cuando se aborde detalladamente la licuación.

PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS ARENAS

Las arenas son un tipo de sedimento disgregado a partir de varios tipos de rocas. Desde el punto de vista de la mecánica de suelos, se considera a una partícula como “arena” a aquellas cuyo diámetro sea menor a 2 mm y que sea retenido por la malla N°200 de los tamices usados en los ensayos de granulometría. Así mismo, las arenas se componen mineralógicamente de durísimos grano de cuarzo, con aristas redondeadas. Estos, por lo general, no se rompen fácilmente bajo presiones de cimentación, por dar un ejemplo, sin embargo, si la arena se compone de otro mineral más blando que el cuarzo, las partículas pueden aplastarse y, por consiguiente, el suelo colapsaría¹². Así mismo, otro factor que puede

¹² Cfr. Nadeo y Leoni 2008: 21

desencadenar un colapso es que el tamaño de las partículas de arena sean uniformes o cuando estas tengan presencia de limos y arcillas en grandes porcentajes.

Por otro lado, la resistencia a la carga axial sobre arenas está intrínsecamente relacionada con los espacios vacíos en dicho suelo. Es decir, a mayor relación de espacios vacíos en un suelo arenoso, el asentamiento que se produce a efectos de cargas de cimentaciones es mayor. Entonces, a menor cantidad de espacios vacíos, el asentamiento que se produce es mucho menor. Dicha propiedad está definida como “Densidad Relativa” (Dr expresado en porcentaje) en que, en el caso de las arenas, dicho valor es independiente¹³ de la existencia de cargas que se apliquen sobre ella, a diferencia de los suelos cohesivos en que su densidad relativa depende directamente de la magnitud de la carga y el tiempo a la que ha sido sometida. Por consiguiente, se asume que cuando se analiza una arena suelta en el que su relación de vacíos es máxima ($e_{máx}$), el valor de Dr es 0% y cuándo su relación de vacíos es mínima ($e_{mín}$), el valor de Dr es 100%. De esta forma, el profesor Tschebotarioff clasificó¹⁴ a las arenas como se observa en la tabla 1.

Tabla 1
Clasificación de arenas

Arena suelta	Dr entre 0 a 33%
Arena medianamente densa	Dr entre 33% a 66%
Arena densa	Dr entre 66% a 100%

Fuente: NADEO, J., & LEONI, A. (2008)

Este tipo de clasificación se llevó a cabo luego de realizar ensayos insitu, debido a que no es posible obtener muestras inalteradas de suelos granulares. Del mismo modo, durante un movimiento sísmico las arenas sueltas son más propensas a sufrir licuación que las arenas más compactas, por lo que en diversos estudios a suelos susceptibles a licuación, es común encontrarnos con valores de densidad relativa entre 0% y 30%. Por consiguiente, estudios en el distrito de Chorrillos demostraron que el suelo está conformado principalmente por gravas

¹³ Cfr. Nadeo y Leoni 2008: 22

¹⁴ Cfr. Nadeo y Leoni 2008: 24

arenosas sueltas y saturadas¹⁵, las cuales son cualidades para que un suelo se potencialmente licuable.

Durante el mismo estudio, se determina que en un ensayo de penetración estándar, suelos arenosos densos con una Dr entre 70% a 80%, en donde su valor de resistencia a la penetración es de 40 golpes/30 cm, también puede presentar efectos de la licuación a modo de volcanes de arena, sin embargo no es probable que se presenten deformaciones por corte, a diferencia de las arenas sueltas, como en el caso de Chorrillos, donde su valor de resistencia de penetración alcanza apenas los 20 golpes/30cm y sí se presentan grandes deformaciones. Del mismo modo, la densidad relativa de un suelo arenoso y su relación de vacíos no son las únicas propiedades que se deben de considerar al momento de estudiar este tipo de suelos. Realizando un análisis más a nivel de partículas de suelo, se denota que la relación de vacíos puede estar o no estar compuesta de aire, en este caso se trataría de un suelo seco, o, en su defecto, de agua. En este último caso, las partículas del suelo ofrecen una resistencia al corte conocida como “Esfuerzos” (σ) y, si tratamos con un suelo saturado, el agua entre los espacios vacíos aportan un esfuerzo conocido como “Presión de poros”¹⁶ (μ). Esta relación se denota por la ecuación 1.

Ecuación 1

Esfuerzos totales

$$\sigma_t = \sigma' + \mu$$

Fuente: FERNÁNDEZ (2008)

Dónde, σ_t son los esfuerzos totales; σ' son esfuerzos efectivos y μ es la presión de poros. Así mismo, al referirse a la relación de vacíos existentes en un suelo arenoso, también se debe describir la permeabilidad en él, debido a que están directamente relacionadas. En primer lugar, se define a la permeabilidad de un suelo como la facultad con la que el agua pasa a través de los poros¹⁷. Este es un valor que depende de la naturaleza del suelo, las características mecánicas del mismo y de las fuerzas de la superficie, siendo este último

¹⁵ Cfr. CISMID 2010: 3

¹⁶ Cfr. Fernández: 8

¹⁷ Cfr. Angelone, Garibay y Cahupe 2006: 3

relevante solo para suelos finos. Por lo tanto, para los distintos tipos de suelo, Casagrande clasificó la permeabilidad para los distintos tipos de estos como se observa en la tabla 2.

Tabla 2

Propiedades de drenaje y grados de permeabilidad según tipos de suelo

TIPOS DE SUELO	GRADO DE PERMEABILIDAD	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	PROPIEDADES DE DRENAJE
Grava limpia	Alto	1×10^{-1}	Buena
Arena limpia	Medio	1×10^{-3}	Buena
Grava arenosa	Medio	1×10^{-3}	Buena
Arena fina	Bajo	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Limos	Bajo	1×10^{-4} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Arena limo arcilloso	Muy bajo	1×10^{-4} a 1×10^{-7}	Pobre, prácticamente imperceptible
Arcilla homogénea	Muy bajo, casi impermeable	$<1 \times 10^{-7}$	Prácticamente imperceptible

Fuente: ANGELONE, GARIBAY Y CAHUPE (2006)

Entonces, según la clasificación propuesta las arenas tienen un grado de permeabilidad medio y un buen drenaje. Por consiguiente, se asegura que en este tipo de suelos pueda existir nivel freático, el cual se define como el lugar geométrico de los niveles que alcanza la superficie de agua que circula a través de los vacíos del suelo¹⁸. La presencia de nivel freático es una condición necesaria para que pueda existir licuación en la zona. También, la posición del nivel del agua es una característica importante, pues regirá la condición de saturación del suelo y, por lo tanto, influye también en los esfuerzos efectivos. Por lo tanto, la presencia de agua cercana a la superficie puede hacer que estos esfuerzos disminuyan, o aumenten, y alteren el comportamiento del terreno, generando la licuación.

LICUACIÓN DE SUELOS

Primero, definiremos el concepto general la licuación de un suelo, los factores que intervienen y el proceso que se lleva a cabo para que suceda la licuación. Después, definiremos las consecuencias de la licuación en los suelos, ampliando los conceptos a los

¹⁸ Cfr. Angelone, Garibay y Cahupe 2006: 3

diferentes tipos de asentamientos que se producen en los estratos del suelo debido a este fenómeno y como afectan a las estructuras apoyadas sobre el suelo durante el movimiento sísmico.

La licuación de suelos es la reducción de la resistencia y la rigidez de un suelo a tal punto que este se comporta y fluye como un líquido. Este proceso depende de la presencia de tres factores. En primer lugar el tipo de suelo tiene que ser granular o mayormente granular, en segundo lugar se necesita la presencia de agua, normalmente por un nivel freático alto en la zona y finalmente el suelo debe estar bajo la acción de un movimiento como el sismo.

Los suelos granulares, en estado suelo, tienden a densificarse cuando son sometidas a cargas cíclicas. En otras palabras, las partículas del suelo comienzan a colapsar y a reducir su volumen, si este es incapaz de drenar el agua o el drenaje es muy lento, las presiones ejercida por el agua en los poros se incrementan con la acumulación del colapso de cada vez más partículas del suelo hasta anularse con el esfuerzo efectivo sobre él, lo cual conlleva a que las partículas pierden contacto entre ellas y se genere la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo¹⁹.

Durante este proceso el suelo se comporta y fluye como un líquido viscoso, que es el que ahora soporta la carga vertical que inicialmente era soportada por el suelo rígido, de esta manera las estructuras apoyadas sobre suelos que se están licuando fallan por la insuficiente capacidad portante que presentan durante dicho proceso²⁰.

Luego de terminado el sismo, las partículas del suelo afectado se asientan y compactan, para luego recuperar su capacidad portante que se verá reducida en comparación a la capacidad inicial del suelo antes de sufrir licuación.

CONSECUENCIAS DE LICUACIÓN DE SUELOS

Con lo anteriormente detallado, es conocido que el fenómeno de licuación es un desencadenante de gran cantidad de catástrofes. No obstante, los tipos de falla que se suscitan debido al fenómeno se clasifican en fallas por licuación de flujo y por movilidad cíclica.

¹⁹ Cfr. Mussio 2012: 16

²⁰ Cfr. Zapata 2005: Capítulo 3

Debido a que la presente investigación tiene como objetivo evaluar la susceptibilidad a la licuación, el fenómeno que involucra, necesariamente, a las cargas de una edificación son las de licuación de flujo, como detallaremos en este capítulo. Este mecanismo de falla involucra lo que es la pérdida de la capacidad portante, motivo por el cual se evalúa el fenómeno, pues pone en riesgo las vidas humanas en caso que estas se encuentren dentro de la edificación. Por otro lado, la falla por movilidad cíclica también afecta a muchos tipos de estructura, pero los orígenes de activación de este mecanismo de falla son distintos a los de la licuación de flujo, así como sus consecuencias que describiremos a continuación.

MOVILIDAD CÍCLICA

La movilidad cíclica es ocasionada por cargas cíclicas y ocurren en depósitos de suelo donde los valores de esfuerzos cortantes de las partículas del suelo, que lo mantienen en cierta estabilidad, son menores a la capacidad que tiene el suelo para resistir al corte²¹. Las deformaciones en el suelo por movilidad cíclica dependen íntegramente de las oscilaciones de un terremoto y no es necesario que exista carga sobre el terreno para que se desencadene el fenómeno. Por ello, las fallas más comunes que se presentan por movilidad cíclica son desplazamientos laterales y volcanes de arena. El primero de los casos ocurre, por lo general, en terrenos con pendiente suave y cercana a ríos o cuerpos de agua, como pasó en el terremoto de Guatemala cerca al río Motagua²², como se observa en la figura 1, también en el terremoto de Kobe en Japón, como se ve en la figura 2 y el caso más representativo es el del terremoto de Alaska en 1964, que podemos ver en la figura 3.

²¹ Cfr. Johansson 2000

² Cfr. Johansson 2000

Figura 1- Desplazamiento lateral luego del terremoto de Guatemala. Fuente: JOHANSSON (2000)

Figura 2- Desplazamiento lateral luego del terremoto de Kobe. Fuente: JOHANSSON (2000)

Figura 3 - Desplazamiento lateral luego del terremoto de Alaska. Fuente: JOHANSSON (2000)

En las imágenes mostradas se observa como la influencia del nivel freático cercano a la superficie y las cargas oscilantes de sismo ocasiona que varias capas del terreno se desacoplen y oscilen de modo distinto, lo que genera los agrietamientos y, por consiguiente, el afloramiento de agua como en el caso de Kobe. Por otro lado, el gran terremoto de Alaska suscitado en 1964 tuvo consecuencias devastadoras para todo dicho estado colapsando alrededor de 200 acres de suelo a causa de los desplazamientos laterales y la movilidad cíclica.

En el caso de los volcanes de arena, durante los fisuramientos que ocurren durante un movimiento sísmico, el agua de los poros subterráneos del suelo afloran hacia la superficie, y durante ese proceso el agua arrastra partículas de arena que se depositan en el terreno generando volcanes de arena (figura 4). Sin embargo, en otros casos no solo se producen estos volcanes, sino que pueden aparecer arenas movedizas en las zonas afectadas.

Figura 4 - Volcán de arena luego del terremoto de El Centro. Fuente: JOHANSSON (2000)

LICUACIÓN DE FLUJO

La licuación de flujo se define como el fenómeno que se suscita en suelos con susceptibilidad a licuación debido a cargas estáticas, dinámicas o la combinación de ambas, en el que el equilibrio estático de una masa de suelo es mayor que la resistencia residual del suelo. En la que la resistencia residual se refiere a la resistencia del suelo en su estado licuado²³. Del mismo modo, se concluye que pequeñas perturbaciones pueden producir

²³ Cfr. Ayala 2010: 4

movimientos rápidos que terminan provocando grandes deformaciones. Por otro lado, las cargas estáticas involucradas en el fenómeno comprenden a los pesos de una edificación y sus cimientos, y por cargas dinámicas, sismos, explosiones y toda clase de vibraciones que afecten al depósito de suelo²⁴.

Las tipos de fallas que son causados bajo este mecanismo son, entre otros, pérdida de capacidad portante, deslizamientos de laderas y subsidencias.

La pérdida de capacidad portante indica que cuando el suelo se licua, y sobre este existen cargas siendo aplicadas, este pierde resistencia y ocurren grandes deformaciones que producen grandes asentamientos o inclinaciones en la estructura²⁵. La gravedad de este tipo de falla quedó en evidencia en el terremoto de Niigata, con los apartamentos de Kawagishi cho, donde las estructuras, luego del terremoto, se inclinaron casi 60° (figura 5).

Figura 5 - Edificios tras el terremoto de Niigata, Japón. Fuente: YOUD (1994)

Lo que pasó en el suelo bajo los apartamentos se describe como asentamientos en el terreno que no fueron homogéneos bajo la cimentación, lo cual provocó desplazamientos verticales diferenciales. Ante tal catástrofe, los especialistas de la época empezaron a interesarse y a analizar en profundidad lo que era la licuación. Así mismo, se encontró una relación con los asentamientos que se produjeron, siendo estos una consecuencia de la pérdida de capacidad de carga. Por lo tanto, se concluyó que existen diferentes perfiles de asentamientos para

²⁴ Cfr. Johansson 2000

²⁵ Cfr. Youd 1994: 4

distintas condiciones del subsuelo en terrenos susceptibles a la licuación, como se describe en la figura 6.

Figura 6 - Perfiles de suelos con susceptibilidad a licuación. Fuente: DISMUKE (2014)

En la figura “6 - a” se observa que el suelo licuable se ubica de forma continua y a bajo toda el área de influencia de la estructura, lo que va a determinar que el asentamiento se manifestará uniformemente. Este asentamiento se denomina global²⁶ o subsidencia regional. En la figura “6 - b” la geología proporciona capas de suelo potencialmente licuable intercaladas a lo largo de varios estratos de suelo. Este caso es de los más complicados de evaluar con precisión debido a las distintas variables que inciden, como por ejemplo: profundidad de los depósitos de suelos licuables, separación entre ellos, cantidad de depósitos, etc. Por lo tanto, se asume que estas capas están intercaladas bajo toda el área de influencia de la estructura, por lo que se acepta un comportamiento similar que la figura A, es decir, se manifiesta como asentamiento global²⁷ o subsidencia regional.

En la figura “6 - c” se observa que la capa de suelo potencialmente licuable se ubica solo en un extremo debajo del área efectiva de la estructura. Entonces, cuando el suelo se licue, el terreno desarrollará grandes desplazamientos en dicha zona, mientras que en el lado opuesto,

²⁶ Cfr. Dismuke 2014: 2

²⁷ Cfr. Dismuke 2014: 2

en el que el suelo no cuenta con dichos depósitos de suelos potencialmente licuables, los desplazamientos serán mínimos. Esto es conocido como asentamiento diferencial²⁸.

Por último, en la figura “6 - d”, el perfil describe a capas de suelos con potencial de licuación bajo todo el área efectiva de la estructura, sin embargo en un extremo el suelo se deformará más debido a que cuenta con menor densidad relativa y, probablemente, cuente con una gradación distinta²⁹. No obstante, se comporta como en el suelo de la figura “6 - c”, manifestando asentamientos diferenciales.

Del mismo modo, este tipo de falla por pérdida de capacidad portante provoca los distintos asentamientos del suelo que dañan a la estructura. Para que estos asentamientos sucedan, lo significativo ocurre luego de la pérdida de la capacidad portante del suelo, pues es la sedimentación provocada por la licuación la que ocasiona estos desplazamientos. Es decir, durante el movimiento las partículas del suelo quedan dispersadas debido al fenómeno, luego, se asientan las partículas más densas debido a efectos de peso propio³⁰.

Por otro lado, estos asentamientos por sedimentación vienen acompañados por asentamientos por consolidación a lo largo del tiempo, el cual se produce a medida que la presión de poros del suelo incrementa. Y, cuando se empieza a disipar el exceso de presión de poros, los esfuerzos de las partículas del suelo vuelven a un estado de estabilidad en sus nuevas posiciones. Este desplazamiento genera el cambio volumétrico que da lugar a una nueva estructura de suelo solidificada y consolidada³¹.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Los cimientos son los encargados de transmitir la carga viva, la carga muerta y las cargas de sismo o viento de la estructura hasta el suelo. La característica de estos elementos es que tienen dos áreas diferentes, la que está en contacto con la estructura (columna) y la que está en contacto con el suelo (base de cimentación). En la parte superior del cimiento, el área es menor que en la parte inferior y es la que recibe las cargas de la estructura, de tal

²⁸ Cfr. Dismuke 2014: 2

²⁹ Cfr. Dismuke 2014: 2

³⁰ Cfr. Dashti, Pestana y Riemer 2010: 161

³¹ Cfr. Dashti, Pestana y Riemer 2010: 162

manera que las fuerzas recibidas se repartan de mejor manera en el suelo, originando un valor de esfuerzo menor que podrá ser soportado por el suelo³².

Las cimentaciones superficiales son las que se apoyan a poca profundidad con respecto al nivel 0.00 del suelo, la NTP E.050 indica que son cimentaciones superficiales las que cumplan que la profundidad de del cimienta dividido por el ancho de este es menor o igual a cinco³³.

Las cimentaciones superficiales pueden ser flexibles o rígidas y a su vez, estas, pueden ser losas de cimentación y zapatas. Las zapatas, a su vez, pueden variar en zapatas corridas, zapatas aisladas y zapatas combinadas, si fuera necesario, estas zapatas pueden estar conectadas por una viga de cimentación para mejorar la distribución de esfuerzos. En el Perú la profundidad mínima para las losas de cimentación en dos direcciones es de 40 centímetros y para el resto de cimientos superficiales es de 80 centímetros³⁴.

Las cimentaciones rígidas son las que el voladizo mayor (V_{max}) es menor a dos veces la altura de la base (h), como se observa en la figura 7. En este tipo de cimentación la distribución de las fuerzas de reacción del suelo no es lineal, de tal forma que la resultante de la presión del suelo se ubica en la misma línea de la acción que el de la resultante de las fuerzas debido a las cargas de la estructura. Para el dimensionamiento de estos cimientos se utiliza el método de Bielas³⁵. Las cimentaciones flexibles son las que el voladizo mayor (V_{max}) es mayor a dos veces la altura de la base (h), como se observa en la figura 8. En este tipo de cimentación la distribución de las fuerzas puede considerarse como lineal. Para el dimensionamiento de estos cimientos se utiliza la teoría general de flexión³⁶.

Figura 8 – Cimiento rígido
FUENTE: Código Técnico Español

Figura 7 - Cimiento flexible.
Fuente: Código Técnico Español

³² Cfr: Montolla y Pinto (2010): 3

³³ Cfr: NTP E.050: 29

³⁴ Cfr: NTP 050 (1997): 22

³⁵ Cfr: Revista de obras públicas (2002): 28

³⁶ Cfr: Revista de obras públicas (2002): 29

Las zapatas flexibles y las zapatas rígidas generan diferente distribución de presiones sobre el suelo, al momento de transmitir las cargas recibidas de la columna que llegan a ellas. Además, el tipo de suelo sobre el que están apoyadas también conlleva a que dicha carga se distribuya de diferente forma en el terreno que las sostiene, como se aprecia en la figura 9. Sin embargo, para el diseño de zapatas, por motivos de facilitar el diseño, se asume que la distribución de presiones es de forma rectangular, es de forma triangular o toma una forma que combina ambos casos de distribución simplificada.

Figura 9 - Distribución de presiones bajo la zapata. Fuente: Escuela Universitaria de ingeniería técnica agrícola de ciudad Real

TIPOS DE ZAPATAS

Los diferentes tipos de zapatas se diseñan de acuerdo a las condiciones del terreno y a las cargas que les llegarán, de tal forma que una zapata podría ser más económica y, además, cumplir con los mismos requisitos de resistencia. También podría suceder el caso que por el mismo valor económico, una zapata funcione de mejor manera que otra.

ZAPATAS AISLADAS

Las zapatas aisladas en general se diseñan de forma cuadrada por su facilidad constructiva y porque su forma de trabajo estructural es más sencillo, sin embargo el diseño puede ser de cualquier forma. Dentro de las zapatas aisladas cuadradas encontramos que

pueden ser centradas, medianeras o esquinadas. El uso de este tipo de zapatas se da principalmente en suelos rígidos y en estructuras con sistema de pórticos³⁷.

ZAPATAS CORRIDAS

Este tipo de zapatas se utilizan cuando la carga de una sola columna sea tan grande que no pueda ser resistida por el suelo con una zapata cuadrada común o cuando hay que cimentar debajo de muros o tabiquerías. Además este tipo de zapatas son útiles para centrar las cargas cuando existan excentricidades muy fuertes³⁸.

ZAPATAS COMBINADAS

Es la unión de dos o más zapatas aisladas debido al espacio o a excentricidades muy grandes que tengan que ser controladas. En suelos intermedios se recomienda el uso de este tipo de zapatas según la norma E.030 de diseño sismo resistente³⁹.

VIGA DE CIMENTACIÓN

La viga de cimentación sirve para unir zapatas que tenga una excentricidad muy fuerte, como por ejemplo las zapatas esquinadas, de tal forma que se puedan resistir los momentos aplicados de mejor manera y también para redistribuir en una mayor área las presiones sobre el suelo. En la figura 10, podemos apreciar la distribución de las fuerzas transmitidas al suelo por dos zapatas aisladas, una céntrica y otra excéntrica y la distribución de las mismas fuerzas transmitidas por esas dos zapatas aisladas pero conectadas con una viga de cimentación.

³⁷ Cfr. Muelas Rodríguez: 5

³⁸ Cfr. Muelas Rodríguez: 6

³⁹ NTP E. 030

Figura 10 - Diferencia en las presiones entre dos zapatas sin viga de cimentación y con viga de cimentación. Fuente: Código Técnico Español

LOSA DE CIMENTACIÓN

La losa de cimentación se comporta como una zapata combinada, pero esta cubre toda el área debajo de la estructura. De tal manera que todas las columnas y muros de la estructura son soportados por una única losa. Este tipo de cimiento se utiliza cuando las cargas son muy grandes o cuando la capacidad portante del suelo es muy pequeña. Otro uso es cuando la cantidad de zapatas aisladas tendrá un porcentaje muy alto, es decir ocupara casi toda el área debajo de la estructura⁴⁰.

Cuando la cimentación entre en servicio se tiene que comprobar que esta no se dañará. Por ello, es importante hacer las verificaciones por volteo, por deslizamiento y por asentamiento, siendo este último la comprobación más importante para cimentaciones en edificaciones.

VERIFICACIONES

Para el diseño de los cimientos superficiales se han generado diferentes métodos que garanticen que estos no fallaran al momento de entrar en funcionamiento. Las verificaciones relacionan la resistencia del cimiento con la demanda que este tendrá, dando como resultado un valor positivo y mayor al requerido por el método. El factor de seguridad se puede determinar por la ecuación 2, que a continuación se presenta.

⁴⁰ Montolla y Pinto (2010): 9

Ecuación 2
Factor de seguridad

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Demanda}}$$

En el Perú el método que se utiliza para las verificaciones de cimentaciones superficiales, según la norma E.050, es el del factor de seguridad global, el cual tiene como objetivo que el valor del F_s de la formula, sea mayor a un número elevado de tal manera que se garantice que el cimiento diseñado no fallara por ningún motivo.

VERIFICACION POR VOLTEO

Esta forma de falla es debido a cargas horizontales y momentos grandes concentrados (los momentos pueden deberse a excentricidades) en el cimiento en suelos compresibles. Si bien es cierto, este tipo de falla es el menos probable en cimentaciones para edificaciones ya que el empuje del terreno estará siempre presente en todas las direcciones, la verificación por volteo siempre debe hacerse para cada cimiento de forma aislada y de forma conjunta con las demás. En la figura 11 podemos apreciar gráficamente el comportamiento de una zapata con cargas verticales y un momento, que falla por volteo⁴¹.

Figura 11 - Volteo de una zapata. Fuente: Elaboración propia

⁴¹ Cfr: Comunidad de Madrid (2007): 31

VERIFICACIÓN POR EL MÉTODO DEL FACTOR DE SEGURIDAD GLOBAL

Para el método del factor de seguridad global, usaremos la ecuación 3 que se muestra a continuación.

Ecuación 3

Factor de seguridad global para volteo

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momentos estabilizantes}}{\sum \text{Momentos desestabilizantes}} \geq 2.0$$

Fuente: NTP CE.020 (2012)

Dónde: Momentos estabilizantes: 0.5 del peso del cimiento y 0.5 de la carga vertical en el cimiento.
Momentos desestabilizantes: carga horizontal por desplante y momento en el cimiento.

VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Esta forma de falla se produce cuando las cargas horizontales aplicadas al cimiento son mayores que la resistencia de fricción ofrecida por el contacto del cimiento con el suelo debajo de él⁴². A la fuerza horizontal que empuja la cimentación se le denomina fuerza actuante y a la fuerza que ejerce la resistencia se le denomina fuerza resistente, como se observa en la figura 12.

Figura 12 - Deslizamiento de una zapata. Fuente: Elaboración propia

⁴² Cfr: Comunidad de Madrid (2007): 31

VERIFICACIÓN POR EL MÉTODO DEL FACTOR DE SEGURIDAD GLOBAL

Para el método del factor de seguridad global, usaremos la ecuación 4 que se muestra a continuación. Además para definir el valor del coeficiente de fricción muro-suelo, usaremos la tabla 3.

Ecuación 4

Factor de seguridad global para deslizamiento

$$F.S. = \frac{\sum F_H \text{resistentes}}{\sum F_H \text{actuales}} \geq 1.5$$

Fuente: NTP CE.020 (2012)

Dónde: $F_H \text{ resistentes} = Ntg\delta + C_aBL$
 $F_H \text{ actuales} =$ carga horizontal
 δ : coeficiente de fricción muro-suelo, según la tabla 3.
N: carga vertical
B: base efectiva del cimiento
L: largo efectivo del cimiento
Ca: adherencia
 $Ca = (0.6 \text{ a } 1.0)C$

Tabla 3

Coeficiente de fricción muro – suelo

Material	δ
Madera	22°
Concreto rugoso	$\emptyset$
Concreto liso	17°
Acero limpio	11°
Acero herrumbroso	22°

Fuente: NTP CE.020 (2012)

VERIFICACIÓN POR ASENTAMIENTO

La verificación por asentamiento es el análisis más importante que se tiene que efectuar en los cimientos para edificaciones. Las diversas formas que una estructura se podrá asentar está en función de la carga que se aplica al cimiento y la reacción que esta tendrá debido a su

tamaño y forma, el tipo de suelo, la capacidad de carga del suelo y del nivel freático de la zona⁴³.

En el Perú los asentamientos permisibles están descritos en la tabla N° 3.2.0 de la NTP E.050. La Tabla 4, nos indica los valores máximos de la distorsión angular, que es la relación de la longitud entre cimientos adyacentes y el asentamiento diferencial. El asentamiento diferencial es la distancia vertical entre los cimientos que se están evaluando.

Tabla 4

Valores máximos de la distorsión angular

$\alpha=\delta/L$	DESCRIPCION
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios regidos de concreto cimentados sobre solado de espesor aproximado de 1.20m.
1/750	Límite donde se espera dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: NTP E.050 (2012)

Sin embargo, en la práctica real de ingeniería se usan valores máximos establecidos por diferentes investigaciones. Los valores máximos de asentamientos permisibles más usados en el Perú, son los del ingeniero Crespo Villalaz, que se muestran en la tabla 5. Además hay otros valores propuestos por otros ingenieros, como el caso de Sowers.

⁴³ Cfr: Comunidad de Madrid (2007): 29

Tabla 5

Asentamientos máximos totales permisibles

Asentamientos máximos totales permisibles (Villalaz)	
Edificios comerciales	2.5 cm.
Edificios industriales	3.5 cm.
Almacenes	5.0 cm.
Cimentación de máquinas	0.05 cm.

Fuente: Crespo Villalaz 5° edición (2004)

El cálculo del asentamiento se hará mediante el método elástico el cual se puede aplicar para suelos, gravas, suelos no saturados, rocas y arcillas duras. Este método utiliza como parámetros base, las propiedades elásticas del suelo, tal como se observa en la ecuación 5.

Ecuación 5

Asentamiento inmediato

$$S_i = \frac{q \cdot B(1 - \mu^2)}{E_s} \cdot I_f$$

Fuente: CIMENTACIONES SUPERFICIALES (2012)

Dónde: Si: Asentamiento inmediato
q: esfuerzo neto transmisible
B: la base del cimiento
μ: relación de poisson
Es: módulo elástico
If: factor de forma

Los valores del módulo elástico, la relación de poisson y el factor de forma se encuentran en las tablas 6, 7 y 8 respectivamente.

Tabla 6

Módulo de elasticidad para cada tipo de suelo

TIPO DE SUELO	Es (ton/m2)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000

ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

Fuente: ALVA HURTADO (Sin fecha)

Tabla 7

Módulo de Poisson para cada tipo de suelo

TIPO DE SUELO	m (-)
ARCILLA: SATURADA	0.4 – 0.5
NO SATURADA	0.1 – 0.3
ARENOSA	0.2 – 0.3
LIMO	0.3 – 0.35
ARENA : DENSA	0.2 – 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 – 0.4
LOESS	0.1 – 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

Fuente: ALVA HURTADO (Sin fecha)

Tabla 8

Factor de forma para cada tipo de suelo

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE If (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82

CIRCULAR	100	64	85	88
----------	-----	----	----	----

Fuente: Elaboración propia

TIPOS DE FALLAS

Los tipos de falla que pueden ocurrir dependen del tipo de suelo sobre el que se apoya el cimiento y de la geometría del cimiento que se ha diseñado según las fuerzas que transmitirá al terreno. Existen tres tipos de fallas, falla por corte global, falla por punzonamiento y falla por corte local.

FALLA POR CORTE GLOBAL O GENERAL

Este es el modo de falla más común en cimentaciones superficiales. Se produce en suelos de baja o media compresibilidad como las arenas densas y las arcillas saturadas. Teóricamente, el suelo a los lados de la estructura se levanta simétricamente, aunque en la realidad hay pequeñas variaciones. La secuencia de esta falla se puede apreciar en la figura 13, en la que se observa con las presiones se van transmitiendo al terreno a través del cimiento y del bulbo de presiones que este ejerce sobre el suelo⁴⁴.

Figura 13 - Secuencia de falla general. Fuente: Ingeniería geotécnica - GICO UPC

⁴⁴ Cfr: Ingeniería geotécnica - GICO UPC: 12

FALLA POR PUNZONAMIENTO

Este tipo de falla se produce en suelos con alta compresibilidad como en las arenas muy sueltas. El suelo que se encuentra debajo de la cimentación de la estructura se comprime y origina que esta se desplace de forma vertical hacia abajo. Al contrario que en la falla por corte general, no se presenta deformaciones o levantamientos del suelo a los lados del cimiento⁴⁵ como se observa en la figura 14.

Figura 14 - Rotura por punzonamiento. Fuente: Ingeniería geotécnica – GICO UPC

FALLA POR CORTE LOCAL

Este tipo de falla se produce en suelos con compresibilidad media como en las arenas medianamente densas. El suelo suma las consecuencias de la falla por corte general y de la falla por punzonamiento, pero de forma más leve. El cimiento se hundirá verticalmente un poco y abran pequeños levantamientos del suelo a los lados de la cimentación⁴⁶, como se observa en la figura 15.

Figura 15 - Falla por corte local. Fuente: Crespo Villalaz

⁴⁵ Cfr: Crespo Villalaz: 290

⁴⁶ Cfr: Ingeniería geotécnica - GICO UPC: 15

Los tipos de fallas anteriormente vistos son bien conocidos, sin embargo no existe un parámetro numérico que nos indique que tipo de falla se producirá. Para poder predecir el tipo de falla, se puede tomar en cuenta la compresibilidad del suelo. Cuando el suelo sea incompresible, el tipo de falla será por corte general. Cuando el suelo será muy compresible, el tipo de falla será por punzonamiento. Y cuando la compresibilidad del suelo este entre ambos casos anteriores, el tipo de falla será por corte local⁴⁷. Así mismo, en la figura 16 se observa una relación entre las dimensiones de la zapatas y la densidad relativa del suelo para predecir el tipo de falla.

Figura 16 - Mecanismo de rotura – resistencia para un suelo homogéneo. Fuente: Ingeniería geotécnica - GICO UPC

METODOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

La forma común de determinar y controlar el tipo de falla que puede ocurrir se hace a través de las fórmulas de capacidad portante última del suelo ante una carga vertical debido a una cimentación. El doctor Terzaghi fue el primero en proponer fórmulas para suelos tanto

⁴⁷ Cfr: Crespo Villalaz: 291

friccionantes como cohesivos y, posteriormente, fueron utilizadas como base para las formulas propuestas por Meyerhoff, Hansen y Vesic.

Con la capacidad ultima obtenida, se puede realizar la verificación por asentamiento, según la ecuación 6, esta consiste en multiplicar la carga admisible por el área de la zapata y obtener un valor mayor al de la carga vertical que transmite el cimiento al suelo⁴⁸.

Ecuación 6

Verificación por asentamiento

$$N \leq q_{adm} A$$

Dónde: N: carga vertical
 $q_{adm} = q_{ult}/F.S.$
 A: Área efectiva de la cimentación.

CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN TERZAGHI

En 1943 Terzaghi presentó su teoría de evaluación de la capacidad de carga última en cimientos superficiales. La ecuación 7 fue desarrollada para un cimiento corrido, es decir que se asume una longitud infinita. Sin embargo. Esta ecuación no se puede aplicar a cualquier tipo de cimiento. Los criterios básicos para aplicarla son que, los cimientos no pueden estar sometidos a momentos ni a fuerzas horizontales, tampoco pueden utilizarse cuando la base esta inclinada o cuando el terreno está inclinado y tampoco se pueden utilizar en suelos cohesivos donde el desplante dividido entre la base del cimiento sea menor a 1⁴⁹.

Las ecuación de Terzaghi, que se observa en la ecuación 7, y la forma de calcular los parámetros necesarios son las se presentan a continuación.

Ecuación 7

Capacidad de carga última según Terzaghi

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

Fuente: Bowles J: 220

⁴⁸ Cfr: Ingeniería investigación y tecnología(2013): 400

⁴⁹ Cfr: Camacho y Sampertegui 2009: 25

Sabiendo que: $\phi_{CL} = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi \right)$, Cuando la falla es por corte local

$C_{CL} = \frac{2}{3} \cdot C$, Cuando la falla es por corte local

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \tan \phi}}{2 \cdot \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)^2}$$

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

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos \phi^2} - 1 \right) \cdot \tan \phi$$

$$K_{p\gamma} = 3 \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi + 33}{2} \right)^2$$

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$S_c = 1.0$ y $S_\gamma = 1.0$ para cimientos corridos

$S_c = 1.3$ y $S_\gamma = 0.6$ para cimientos circulares

$S_c = 1.3$ y $S_\gamma = 0.8$ para cimientos cuadrados

Dónde:
 γ : Peso específico del suelo
 q_{ult} : Capacidad ultima de carga
 C : Cohesión
 ϕ : Ángulo de fricción
 q : sobrecarga del suelo
 N_c, N_q, N_γ : factores de carga adimensionales
 S_c, S_q, S_γ : factores de forma
 $K_{p\gamma}$: Coeficiente de empuje pasivo

CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN MEYERHOFF

En 1963 Meyerhoff presento su ecuación para determinar la capacidad última de carga en un cimiento. La ecuación es muy parecida a la de Terzaghi, con la adición del factor de forma S_i , el factor de profundidad d_i y el factor de inclinación i_i para el caso en que la carga aplicada este inclinada, como se muestra en la ecuación 8.

Ecuación 8

Capacidad de carga última según Meyerhoff

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Fuente: Bowles J: 220

Sabiendo que: $\phi_{CL} = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi \right)$, Cuando la falla es por corte local

$C_{CL} = \frac{2}{3} \cdot C$, Cuando la falla es por corte local

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

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

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

Para $\phi=0$ $S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L'} \right)$

$$S_q = S_\gamma = 1$$

Para $\phi \geq 10$ $S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)^2$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)^2$$

Para $\phi=0$ $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L'} \right)$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

Para $\phi \geq 10$ $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L'} \right)$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{L'} \right) \cdot \sqrt{\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)^2}$$

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

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

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$B' = B - 2 \cdot e$$

$$e = \frac{M}{Q}$$

Dónde:
 γ : Peso específico del suelo
 q_{ult} : Capacidad ultima de carga
 C : Cohesión
 ϕ : Ángulo de fricción
 θ : inclinación de la carga respecto a la vertical
 q : sobrecarga del suelo
 B' : Base efectiva
 E : excentricidad
 Q : Carga última total (carga puntual)
 M : Momento

N_c, N_q, N_γ : factores de carga adimensionales
 S_c, S_q, S_γ : factores de forma
 d_c, d_q, d_γ : factores de profundidad
 i_c, i_q, i_γ : factores de inclinación de carga

CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN VESIC

En 1973, Vesic propuso una ecuación básicamente igual a la de Hansen. Las diferencias radican en la forma de calcular ciertos parámetros, tales como el factor “ N_γ ”, el factor “ S_q ”, los factores de inclinación de carga, la inclinación del talud y la inclinación de la base del cimiento. La ecuación 9 es la planteada por Vesic.

Ecuación 9

Capacidad de carga última según Vesic

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Fuente: Bowles J: 220

Sabiendo que: $\phi_{CL} = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi \right)$, Cuando la falla es por corte local

$C_{CL} = \frac{2}{3} \cdot C$, Cuando la falla es por corte local

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

Para continua $S_c = 1$

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \geq 0.6$$

Para $D_f/B \leq 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

Para $D_f/B > 1$	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_\gamma = 1$ $i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$
Para $\phi = 0$	$i_c = 1 - \frac{mH}{A_f \cdot C_a \cdot N_c}$
Para $\phi > 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$
Con H paralelo a B	$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$
Para $\phi = 0$	$g_c = \frac{\beta}{5.14}$
Para $\phi > 0$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$ $g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$
Para $\phi = 0$	$b_c = g_c$
Para $\phi > 0$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$ $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$ $q = \gamma \cdot D_f$ $B' = B - 2 \cdot e$ $e = \frac{M}{Q}$

Dónde:

- γ : Peso específico del suelo
- q_{ult} : Capacidad ultima de carga
- C: Cohesión
- ϕ : Ángulo de fricción
- θ : Inclinación de la carga respecto a la vertical
- q: Sobrecarga del suelo
- B': Base efectiva
- E: Excentricidad
- Q: Carga última total (carga puntual)
- M: Momento
- β : Ángulo del talud con la horizontal
- η : Ángulo de la base del cimiento

N_C, N_q, N_γ : Factores de carga adimensionales
 S_C, S_q, S_γ : Factores de forma
 d_C, d_q, d_γ : Factores de profundidad
 i_C, i_q, i_γ : Factores de inclinación de carga
 g_C, g_q, g_γ : Factores de inclinación del talud
 b_C, b_q, b_γ : Factores de inclinación de la base de la cimentación

CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN

El procedimiento para el diseño geotécnico de losas de cimentación que muestra Braja Das en 1985 en su libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica⁵⁰” es una variación del método original de Terzaghi, la podemos observar en la ecuación 10. Se toma en cuenta los ensayos SPT en el suelo, utilizando el valor de N.

Ecuación 10

Capacidad de carga última para platea según Terzaghi

$$q_{adm (neta)} \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 11.98 \times N_{corr} \times \left(\frac{3.28 \times B + 1}{3.28 \times B} \right)^2 \times F_d \times \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

Dónde: N_{corr} : resistencia a la penetración estándar corregida
 B : ancho (m)
 S_e : asentamiento (mm)
 $F_d = 1 + 0.33 \times \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$

CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO

En 1993, Richards et al. presentó una teoría en la que se consideran los efectos sísmicos sobre una cimentación superficial. Si bien no fue el primero en incluir los efectos dinámicos en investigaciones, fue el primero en formular una teoría representativa para los efectos estáticos y sísmicos como fuerzas actuantes en las cimentaciones superficiales. Como se dijo anteriormente, estas formulaciones son teóricas y no han podido ser verificadas con datos reales de campo. Por tal motivo, los resultados que se obtienen solo deben de ser tomados de forma referencial.

⁵⁰ Cfr. Das 1985: 432

La teoría sugiere que el efecto sísmico aumenta las fuerzas solicitantes de forma variable. Dicho efecto genera una fuerza variable bajo la estructura, la cual se puede observar en la figura 17.

Figura 17. Superficie de falla sísmica y estática. Fuente: DAS (2001)

Hay que tener presente que los resultados obtenidos por este método pueden conllevar a confundirlo con una falla por licuación de suelos, debido a que las condiciones para que suceda este tipo de falla son las mismas. En tal sentido, empezar a tomar en cuenta esta clase de análisis es recomendable por dos motivos principales. Primero, se evalúa de forma más rigurosa el diseño geotécnico, lo que generaría que los diseños sean más seguros. Y, en segundo lugar, se pueden evitar fallas en las que las formulaciones tradicionales de capacidad portante podrían despreciar un posible fallo al determinar que no existe licuación de suelos en la zona.

ASENTAMIENTO POR SISMO

De acuerdo a la teoría formulada por Richards et al. en 1993 mencionada anteriormente, el asentamiento relacionado con la capacidad de carga en un sismo, se da cuando se alcanza un valor crítico en las fuerzas actuantes bajo la cimentación ($K_v=0$ para suelos granulares). Por tal motivo, los cálculos para la capacidad de carga y el asentamiento se hacen considerando que el valor K_v es 0, para que el análisis sea en la condición más desfavorable posible.

A continuación, se muestra la ecuación 11 elaborada por Richards para el cálculo de la capacidad portante y la ecuación 12 formulada para el asentamiento por sismo. Debajo de estas se encontrarán los ábacos necesarios para los cálculos de los valores requeridos con el fin de desarrollar las fórmulas propuestas por Richards.

Ecuación 11

Capacidad de carga última bajo condiciones sísmicas

$$q_{ultE} = q \cdot N_{qE} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma E}$$

Fuente: DAS (2001)

Sabiendo que: $\frac{N_{qE}}{N_q}$ = Valor obtenido por tabla, figura 16.

$\frac{N_{\gamma E}}{N_\gamma}$ = Valor obtenido por tabla, figura 17.

N_q = Valor obtenido por tabla, figura 18.

N_γ = Valor obtenido por tabla, figura 18.

$$\tan \phi = \frac{k_h}{1-k_v}$$

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Dónde:

- γ : Peso específico del suelo
- q_{ultE} : Capacidad ultima de carga en condición sísmica
- D_f : Desplante
- B : Base de la cimentación
- ϕ : Ángulo de fricción
- N_q, N_γ : factores de carga adimensionales
- $N_{qE}, N_{\gamma E}$: factores de carga adimensionales en condición sísmica
- k_h : Coeficiente horizontal de aceleración debido a un sismo (figura 19)
- k_v : Coeficiente vertical de aceleración debido a un sismo

Ecuación 12

Asentamiento de una cimentación debido al sismo

$$S_{Eq} = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{K_h}{A} \right|^{-4} \tan \alpha_{AE}$$

Fuente: DAS (2001)

Dónde: Seq: Asentamiento de una cimentación debido al sismo
V: Velocidad máxima del sismo
A: coeficiente de aceleración para el sismo de diseño
g: aceleración de la gravedad
 $\tan \alpha_{AE}$: variación de k_h y ángulo de fricción (figura 20)

Figura 18. Variación de N_{qE}/N_q – Según Richards y otros, 1993. Fuente: DAS (2001).

Figura 19. Variación de $N_{\gamma E}/N_\gamma$ – Según Richards y otros, 1993. Fuente: DAS (2001).

Figura 20. Variación de N_q y N_y basada en superficie de falla con $\alpha A = 45 + \phi/2$ y $\alpha P = 45 - \phi/2$. Fuente : DAS (2001).

Figura 21. Aceleración crítica kh para $C=0$, según Richards y otros, 1993. Fuente : DAS (2001).

Figura 22. Variación de $\tan \alpha_{AE}$ con kh y ángulo de fricción del suelo ϕ , según Richards y otros, 1993. Fuente : DAS (2001).

CAPÍTULO III - METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN DE SUELOS

Los peligros que conllevan los efectos de la licuación de suelos deben ser previamente estudiados en la etapa de diseño de cualquier estructura que se desee construir en dicha zona. Para ello, a lo largo de los últimos 50 años se han propuesto diversos métodos para evaluar el potencial de un suelo a sufrir efectos de licuación. Dichos métodos fueron formulados por varios expertos, en que, por lo general, las conclusiones llegan a ser parecidas, sin embargo la metodología usada depende de la información con la que se cuente. Por un lado, estándares japoneses recomiendan una investigación detallada, no obstante, existen otras formas de evaluación llamados métodos empíricos, simplificados y numéricos⁵¹. Sin embargo, estos últimos no brindan gran diferencia a lo que se puede lograr con los métodos empíricos y simplificados.

GRADOS DE EVALUACIÓN DE LICUACIÓN

La “Society of Japanese Mechanics and Foundation Engineering” publicó en 1999 el “Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards”, que para evaluar la susceptibilidad de licuación presenta 3 grados, los cuales varían según la cantidad de datos con la que se cuenten en el instante del estudio del suelo. Del mismo modo, la misma entidad recalca lo importante que es realizar una completa evaluación, por lo que el método propuesto que se abordará a continuación debe ser comparado con otros distintos métodos existentes para poder obtener una mayor precisión en la investigación⁵².

⁵¹ Cfr. García 2007: 13

⁵² Cfr. The Japanese Geotechnical Society 1999: 72

GRADO I

El método de evaluación de la susceptibilidad a la licuación de grado I, está basado en, principalmente, los datos existentes que se tienen sobre la zona en estudio de fuentes confiables

EVALUACIÓN DE LA MÁXIMA ÁREA SUSCEPTIBLE A LICUACIÓN⁵³

- Criterio de magnitud-distancia máxima

La extensión máxima del área susceptible a la licuación puede ser estimada directamente con los datos del sismo, por lo general existe un organismo encargado de registrar el lugar y la magnitud de este cuando ocurre, así sea imperceptible. Por lo tanto, se compararon la distancia del epicentro de un terremoto a la zona más lejana que se licuó a efectos de este, siendo esta una variable R , y la magnitud del terremoto, siendo esta M . Así mismo, Kuriyabashi y Tatsuoka publicaron en 1975, a partir de estudios a 32 terremotos históricos en Japón que relacionaba la magnitud de un terremoto con el logaritmo de la distancia del epicentro a la zona más lejana licuada, como podemos ver en la ecuación 13.

Ecuación 13

Radio de acción de un sismo según Kuribayashi y Tatsuoka

$$\text{Log}R = 0.77M - 3.6$$

Fuente: KURIBAYASHI & TATSUOKA (1975)

Donde, M es la magnitud del terremoto usando la escala definida por la Agencia Meteorológica de Japón y R está expresado en km.

Por otro lado, Liu y Xie desarrollaron, en 1935, la ecuación 14, basada en datos de terremotos y zonas licuadas en China.

⁵³ Cfr. The Japanese Geotechnical Society 1999: 72

Ecuación 14

Radio de acción de un sismo según Liu y Xie

$$R = 0.82 \times 10^{0.862 \times (M-5)}$$

Fuente: LIU & XIE (1975)

Donde, M es la magnitud del terremoto en escala Richter y R está expresado en km. Del mismo modo, en 1988, Ambraseys realizó estudios en 70 casos adicionales a los anteriores, utilizó la escala sismológica de la magnitud momento y separó la relación que encontró para terremotos con epicentros poco profundos e intermedios. Así, para terremotos donde el epicentro es poco profundo, la relación es la siguiente se observa en la ecuación 15.

Ecuación 15

Radio de acción de un sismo según Ambraseys

$$M_w = 4.64 + 2.65 \times 10^{-3} \times R + 0.99 \times \log R$$

Fuente: AMBRASEYS (1988)

Donde, R es la distancia más lejana del epicentro a la zona licuada expresada en km y M_w es la magnitud momento.

En 1991, Wakamatsu actualizó la relación propuesta por Kuribayashi y Tatsuoka desarrollando la ecuación 16, con datos de 67 terremotos ocurridos en los últimos 106 años. Dicho estudio delimitó la relación solo para terremotos con una escala mayor a 5.0.

Ecuación 16

Radio de acción de un sismo según Wakamatsu

$$\log R = 2.22 \times \log(4.22M - 19)$$

Fuente: WAKAMATSU (1991)

Donde, R está representado en km y M es la magnitud del terremoto en la escala según la Agencia Meteorológica de Japón.

De las anteriores relaciones mostradas, esta última es la más conservativa, debido a que Wakamatsu considera como suelo licuado a la más mínima evidencia de probable licuación. No obstante, en 1993 Wakamatsu corrigió su relación debido a que era muy pesimista, entonces tomó en cuenta solo 46 eventos sísmicos en Japón y entregó la ecuación 17.

Ecuación 17

Radio de acción de un sismo según Wakamatsu corregido

$$\text{Log}R = 3.5 \times \text{Log}(1.4M - 19)$$

Fuente: WAKAMATSU (1993)

Donde, R está representado en km y M es la magnitud del terremoto en la escala según la Agencia Meteorológica de Japón.

En la figura 23, se muestran las relaciones graficadas usando magnitudes de ondas superficiales.

En 1978, Youd y Perkins elaboraron una relación para la magnitud y la máxima distancia desde el epicentro hasta una zona licuada, sin embargo, ellos consideran a la licuación siempre y cuando los desplazamientos superen los 100 mm. Igualmente, la distancia R es despreciable para sismos leves ($M < 5.5$).

Por otro lado, Ambraseys elaboró la ecuación 18 considerando como licuación todos los efectos, por más mínimos que estos sean, tales como pequeñas fisuras o pequeños volcanes de arena y la misma distancia R , máxima distancia desde el epicentro hasta la zona donde se encuentre algún signo de licuación.

Ecuación 18

Radio de acción de un sismo según Ambraseys reajustado

$$M_w = 4.68 + 9.2 \times 10^{-3}R + 0.90 \times \log R$$

Fuente: AMBRASEYS (1988)

Donde, R está representado en km y M_w es la magnitud momento. Dichas relaciones se pueden observar graficadas en la figura 24.

- Criterio de intensidad

Kuribayashi y Tatsuoka, en 1975, y Wakamatsu, en 1991, analizaron la relación entre la intensidad sísmica y zonas licuadas en suelos con sedimentos del holoceno (actual era geológica). Estos estudiosos llegaron a la conclusión que los efectos devastadores de la licuación se dan cuando el sismo alcanza la intensidad V, según la escala de la Agencia Japonesa de Meteorología, o la intensidad VIII, según la escala Mercalli. No obstante, menor a una intensidad de V, según la escala japonesa, se suelen presentar efectos menores de licuación.

Figura 23 - Relaciones graficadas usando magnitudes de ondas superficiales. Fuente: THE JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1999)

Figura 24 - Distancia epicentral según la magnitud de onda en la superficie. Fuente: THE JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1999)

ESTIMACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN BASADA EN INFORMACIÓN EXISTENTE⁵⁴

- Criterio geológico y geomorfológico

Diversos estudios en Japón demostraron la alta probabilidad de que ocurra licuación en un mismo sitio. Por lo tanto, se toman como referencias mapas donde se marcan los lugares donde se presentó licuación para delimitar que lugares son los más propensos a sufrir sus efectos. Iwasaki elaboró un mapa de Shizuoka, al oeste de Tokio, donde indicó las zonas donde pudiese haber licuación, clasificando la probabilidad en tres tipos: probable licuación, posible licuación y sin licuación, como se observa en la figura 25. En dicho mapa se observa que las zonas donde el potencial de licuación es elevada son cercanos a los lechos de los ríos, mientras que los que se encuentran más apartados no tienen mayor posibilidad de sufrir daños por licuación.

⁵⁴ Cfr. The Japanese Geotechnical Society 1999: 75

Figura 25 - Mapa zonificación de potencial de licuación de Shizuoka. Fuente: IWASAKI (1992)

- Índice de Severidad de Licuación (ISL)

En 1987, Youd y Perkins introdujeron el concepto de “Índice de Severidad de Licuación”, el cual está definido como el desplazamiento general máximo de deslizamientos laterales en depósitos de suelos con pendiente suave, del holoceno tardío, fluviales y deltaicos. Así mismo, este desplazamiento está representado en mm y se divide por 25. Sin embargo, desplazamientos extraordinariamente grandes, $ISL > 100$, no son contemplados con la definición del ISL. Estos mismos autores graficaron el ISL versus la distancia horizontal del epicentro del terremoto hasta lugares donde se sintió el sismo con intensidad regular para terremotos significativos en el este de los Estados Unidos, tal y como se muestra en la figura 26, en la que los datos estadísticos permitieron establecer límites para realizar cada gráfica. Dichos límites son usados como ecuaciones de atenuación de ISL. En la figura 27, se observan los valores de ISL para el sur de California con un 90% de probabilidad de no excedencia en 50 años y las líneas dibujadas indican los desplazamientos máximos esperados en dichas área.

Figura 26 - Curvas de los índices de severidad de licuación vs distancia del epicentro a zonas licuadas. Fuente: YOUNG & PERKINS (1987)

Figura 27 - Límites de índice de severidad de licuación para el sur de California con un 90% de no excedencia en los próximos 50 años. Fuente: YOUNG & PERKINS (1987)

GRADO II

El método de evaluación de susceptibilidad a la licuación de grado II difiere del grado I, debido a que se incorporan datos no publicados de entidades públicas y privadas. La ausencia de información geológica, geomorfológica, y propiedades geotécnicas, mapas de

susceptibilidad que se abordaron en el grado I no permiten una evaluación adecuada, por lo que conseguir otro tipo de información toma importancia. Por lo general, en este criterio se busca información como: informes de interpretación de fotografías aéreas detallando la geomorfología y geología de la zona, suelos estudiados susceptibles a licuación, análisis de fotografías aéreas luego de inundaciones donde se delimitan las zonas con acumulación de sedimentos y entrevistas con pobladores locales que tengan información de ocurrencia de licuación tras terremotos pasados.

CRITERIO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO PARA LA EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE LICUACIÓN⁵⁵

Los criterios de grado II se desarrollan gracias a fotografías aéreas, detalle de mapas de distribuciones de zonas en las que hubo licuación que se obtuvo debido a documentación local y entrevistas con pobladores locales. El resumen de estos estudios se detalla en las tablas 9 y la tabla 10.

Tabla 9

Probabilidad de licuación según tipos y antigüedad los depósitos de suelo

Tipo de depósito	Distribución general de sedimentos no cohesivos en los depósitos	Probabilidad de sedimentos no cohesivos saturados sean susceptibles a la licuación (por edad de depósito)			
		< 500 años	Holoceno	Pleistoceno	Pre-Pleistoceno
Depósitos Continentales					
Cauce de río	Localmente variable	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Llanura de inundación	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Abanico y llanura aluvial	Extendido	-	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Terrazas y llanuras marítimas	Extendido	Moderado	Bajo	Bajo	Muy bajo

⁵⁵ Cfr. The Japanese Geotechnical Society 1999: 78

Delta abanico y deltaico	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lacustre y playas	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Coluviales	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Taludes	Extendido	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Dunas	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Loess	Variable	Alto	Alto	Alto	Muy bajo
Morrena	Variable	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Toba volcánica	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Tefra	Extendido	Alto	Alto	-	Muy bajo
Suelos residuales	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Sebkha	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Zona Costera					
Delta	Extendido	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Estuarino	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Playa					
Marea alta	Extendido	Moderado	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Marea baja	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lagunar	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Franja costera	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Artificial					
Relleno no compactado	Variable	Muy alto	-	-	-
Relleno compactado	Variable	Bajo	-	-	-

Fuente: YOUD & PERKINS (1978)

Tabla 10

Potencial de licuación según las condiciones geomorfológicas del suelo

Condiciones Geomorfológicas		Potencial de Licuación
Clasificación	Condiciones Específicas	
Llanura de valle	Valle que consiste de grava y bolonería	No probable
	Valle que consiste de arena	Posible

Abanico aluvial	Gradiente vertical de más de 0.5%	No probable
	Gradiente vertical de menos de 0.5%	Posible
Dique natural	Cima de dique natural	Posible
	Orilla de dique natural	Probable
Lagunilla		Posible
Cauce de río abandonado		Probable
Embalse antiguo		Probable
Lagunilla y pantano		Posible
Cauce de río seco	Banco que consiste de grava	No probable
	Banco que consiste de arena	Probable
Delta		Posible
Bancos	Banco de arena	Posible
	Banco de grava	No probable
Duna arenosa	Cima de duna	No probable
	Orilla de duna	No probable
Playa	Playa	No probable
	Playa artificial	Probable
Interdique bajo		Probable
Terreno reclamado por drenaje		Posible
Terreno reclamado por drenaje		Probable
Manantial		Probable
Relleno	Relleno sobre zona limítrofe entre arena y hondonada	Probable
	Relleno adyacente a un barranco	Probable
	Relleno sobre lagunilla o pantano	Probable
	Relleno sobre terreno reclamado por drenaje	Probable
	Otro tipo de relleno	Posible

Fuente: WAKAMATSU (1992)

GRADO III

La metodología de evaluación de susceptibilidad a la licuación de grado III requiere información adicional a las de grado I y grado II que, por lo general, se encuentra gracias a estudios de entidades privadas o gubernamentales especializadas en el estudio de suelos. Dichos estudios abarcan investigaciones del suelo y subsuelo y ensayos de laboratorio, los

cuales son más costosos que realizar una evaluación de grado II. Así mismo, el grado III se enfoca en evaluar el potencial de licuación en tres pasos:

1. Estimación de la resistencia a la licuación de suelos en un depósito.
2. Estimación del esfuerzo cortante cíclico máximo o equivalente que será inducido en un depósito de suelos durante el terremoto.
3. Estimación del potencial de licuación del depósito, de acuerdo a los datos obtenidos de los pasos previos.

Los ensayos in situ y de laboratorio en muestras inalteradas son los ensayos comunes para estimar la resistencia a la licuación, no obstante, se solicita, mayormente, ensayos in situ debido a la dificultad de trasladar muestras inalteradas del suelo arenoso al laboratorio. Del mismo modo, los ensayos que se realizan in situ son el SPT y CPT, los cuales brindan datos para, posteriormente, usar métodos que se encargaran en encontrar el potencial de licuación como los de Seed e Idriss, Seed y otros, Iwasaki, Tokimatsu y Yoshimi, Iai, la Asociación de Caminos de Japón, Seed y De Alba, Ishihara, Shibata y Teparaksa y Robertson y Campanella.

EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN BASADO EN ENSAYOS SPT Y CPT⁵⁶

Como se mencionó previamente, el ensayo SPT da como resultado el número máximo de golpes que se necesitan para penetrar un cierto espesor de suelo, con dicho dato se pueden desarrollar varios métodos para evaluar la susceptibilidad de licuación de dicho suelo, tales métodos varían desde los métodos empíricos hasta los métodos simplificados, dichos métodos se evaluarán con mayor profundidad en los capítulos siguientes.

En primer lugar, hay que hacer una salvedad cuando se realiza el ensayo SPT, pues la metodología que se usa en el ensayo es diferente para cada país, por lo que Seed recomienda estandarizar el procedimiento con consideraciones como: Diámetro de la perforación giratoria de 4 a 5 pulgadas, usar un perforador modelo tricono, barras de perforación A o AW para profundidades menores a 50 pies y N o NW para profundidades mayores y la cantidad de golpes deberá oscilar entre los 30 y 40 por minuto.

⁵⁶ Cfr. The Japanese Geotechnical Society 1999: 86-92

Por otro lado, los ensayos CPT han adquirido mayor consideración por parte de los expertos para evaluar la susceptibilidad de licuación. Su evaluación es similar a la de los ensayos SPT, sin embargo se requieren de una serie de correcciones que fueron propuestos por Seed y De Alba en sus apuntes.

MÉTODOS EMPÍRICOS

La evaluación y el análisis de suelos que se realizan en la ingeniería geotécnica, buscan ser lo más completas posibles. Por lo tanto, es común que se prefieran practicar métodos in situ para evaluar distintas respuestas a cargas o esfuerzos del suelo a estudiar. Dichos métodos son llamados métodos empíricos, y se utilizan, particularmente, en la evaluación de la licuación⁵⁷. Esta metodología se basa en comparar zonas sísmicas donde se hubo el fenómeno de la licuación contra zonas donde no hubo licuación. Por lo general, estos métodos calculan el potencial de licuación de acuerdo a las propiedades del depósito de suelo a estudiar⁵⁸. Existen diversos métodos empíricos usados en la geotecnia. Entre los más destacados que abordaremos se encuentran los siguientes métodos:

- Criterio de Ohsaki (1966).
- Criterio de Kishida (1969).
- Método basado en la aceleración máxima del terreno. Holzer (1988).

La aplicación de los métodos que se abordarán a continuación se apoyan en correlaciones empíricas de las características de los suelos, los cuales se obtienen mediante pruebas de campo, como se mencionó previamente, y/o ensayos simples de laboratorio⁵⁹

MÉTODOS DE KISHIDA & OHSAKI

Kishida y Ohsaki no formularon juntos sus relaciones empíricas, sin embargo, son similares en varios aspectos. En primer lugar, Kishida se basó en datos de tres sismos donde

⁵⁷ Cfr. Castro 1995: 1

⁵⁸ Cfr. García 2007: 6

⁵⁹ Cfr. Henríquez 2007: 69

el suelo se licuó⁶⁰ y estableció su criterio de evaluación, donde el suelo en estudio se licua cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- Nivel freático cercano a la superficie.
- Características granulométricas satisface la siguiente relación:

$$2\text{ mm} > D_{50} > 0.074\text{ mm}$$

$$Cu < 10$$

Siendo D_{50} el tamaño efectivo de las partículas que deja pasar el 50% del peso de las mismas partículas y Cu es el coeficiente de uniformidad.

- Espesor del estrato de suelo no licuable, que se encuentra sobre el estrato de suelo licuable, es menor a 8 m.
- Relación de espesores entre estratos no licuables y licuables es menor a 1.
- Presión efectiva de confinamiento menor a 2 kg/cm^2 .
- Densidad relativa (Dr) es menor que el 75%.
- Para una profundidad dada, el número de golpes del ensayo SPT deberá ser menor al valor límite⁶¹ establecido por la figura 28.

En segundo lugar, Ohsaki estableció que un suelo se licua cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- Nivel freático cercano a la superficie.
- Características granulométricas deberán satisfacer la siguiente relación.

$$2\text{ mm} < D_{60} < 0.2\text{ mm}$$

$$D_{10} < 0.1\text{ mm}$$

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

- El número de golpes del ensayo SPT es menor a dos veces la profundidad “Z” expresada en metros, como se observa en la figura 28.

⁶⁰Cfr. García 2007: 6

⁶¹ Cfr. Henríquez 2007: 72

Figura 28 - Gráfica propuesta de comparación entre métodos de Kishida y Ohsaki. Fuente: HENRÍQUEZ (2007)

MÉTODO DE HOLZER

El método involucra el uso de la figura 29, la cual fue propuesta por Holzer, donde se comparan las aceleraciones máximas que se experimentan en la superficie del terreno antes de la licuación ($a_{máx}$), con los valores de velocidad de propagación de ondas de corte (V_s). Luego, se definen límites entre las arenas. Holzer realizó dicha gráfica basándose en el estudio de suelos arenosos que sufrieron licuación en Imperial Valley, California, en algunos temblores en 1988⁶².

⁶² Cfr. García 2007: 8

Figura 29 - Gráfica propuesta por Holzer para la determinación de licuación en función de velocidad de ondas. Fuente: GARCÍA (2007)

MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Los métodos simplificados son los más usados por los ingenieros para evaluar el potencial de licuación de un suelo, debido a que se determinan las características del suelo con ensayos in-situ, de tal manera que las muestras de arena no serán alteradas como si se extrajera una muestra para hacer los ensayos en laboratorio. De esta forma se obtienen las propiedades del suelo lo más semejantemente posible a la realidad.

Luego, las características del suelo en estudio se comparan con otros suelos que previamente han sido estudiados durante sismos y se han licuado, de tal manera que usando ciertos valores de correlación se pueda concluir las semejanzas o diferencias del suelo en estudio con el suelo que se sabe que es licuable y así determinar cuan potencialmente licuable es.

MÉTODO DE SEED E IDRISSE

Dos años después del fenómeno de licuación ocurrido en Niigata, Japón en 1964 debido a un gran sismo, Seed e Idriss fueron a estudiar lo sucedido. Hicieron ensayos triaxiales cíclicos en arenas limpias y propusieron un método para estimar la resistencia a la licuación de las arenas. Luego, en 1983, comenzaron a hacer pruebas para comparar los resultados del método con datos de campo de lugares donde los suelos se habían licuado, de esta forma establecieron nuevos criterios para la evaluación de las arenas limpias y las arenas limosas. Finalmente, en 1986, Seed con la ayuda de De Alba, establecieron que el contenido de finos es un factor importante para que los suelos resistan la licuación, de esta forma añadieron un nuevo criterio al método⁶³. La propuesta quedó finalmente como la que podemos ver en la ecuación 19.

Ecuación 19

Cyclic Stress Ratio

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d$$

Fuente: Youd T. (2001)

Dónde:

- τ_d : esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto
- a_{max} : Aceleración máxima en la superficie del terreno
- g : Aceleración de la gravedad
- σ_o : Esfuerzo total vertical a la profundidad considerada
- σ'_o : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada
- r_d : Factor de reducción del esfuerzo

El factor de reducción del esfuerzo r_d , puede ser determinado por la figura 30 para profundidades de hasta 20 metros. En ella se grafica la curva que relaciona el factor r_d con la profundidad. En la superficie el valor es de 1 y va decreciendo conforme la profundidad aumenta, de esta forma podemos observar que toma un valor de aproximadamente de 0.9 a 10 metros de profundidad y de aproximadamente 0.65 a 20 metros de profundidad.

⁶³ Cfr: Parra y Alva: 3-4

Figura 30 – Curva que relaciona r_d y la profundidad, propuesta por Seed e Idriss en 1971.
Fuente: Youd T. (2001)

MÉTODO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI

Tokimatsu y Yoshimi hicieron gran cantidad de ensayos de laboratorio de licuación de arenas saturadas. Luego en 1983, indicaron que con la aceleración horizontal del terreno y con el número de ciclos de movimientos significativos se pueden representar los efectos de movimientos sísmicos que causan la licuación, quedando finalmente la ecuación 20 que se muestra a continuación⁶⁴

Ecuación 20

Cyclic Stress Ratio según Tokimatsu y Yoshimi

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_o} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d \cdot r_n$$

Fuente: Tokimatsu K.

Dónde: τ_d : amplitud de los ciclos de esfuerzo de corte uniforme, equivalente a un registro histórico de la fuerza de corte sísmico
 a_{max} : Aceleración máxima en la superficie del terreno
 g : Aceleración de la gravedad
 σ_o : Esfuerzo vertical inicial

⁶⁴ Cfr: Parra y Alva: 5-6

σ'_o : Esfuerzo efectivo vertical inicial

$$r_d = 1 - (0.015) \cdot z$$

$$r_n = 0.1 \cdot (M - 1)$$

z: profundidad

M: magnitud del sismo

Otra forma de hallar el valor del factor de reducción del esfuerzo r_d , puede ser utilizando la gráfica que relaciona el r_d con la profundidad, como se puede apreciar en la figura 31. De esta forma podemos observar que en la superficie el valor es de 1 y va decreciendo conforme la profundidad aumenta. A una profundidad de 15 metros el valor de r_d es aproximadamente de 0.75 y a una profundidad de 30 metros el valor de r_d es de aproximadamente 0.55

Figura 31 – Curva que relaciona r_d y la profundidad, propuesta por Tokimatsu y Yoshimi en 1983. Fuente: Alan F. Rauch

CYCLIC RESISTANCE RATIO (CRR)

El CRR es la resistencia del suelo para oponerse a la licuación. El grado de resistencia del suelo está influenciado por el contenido de material fino del suelo. Sin embargo, la razón del aumento del CRR no se puede determinar con los estudios realizados por Seed. Es decir, si

el aumento del CRR era debido a que los finos incrementaban la resistencia a la licuación o si es que los finos hacían que el ensayo al suelo obtenga un valor de penetración menor.

Existen diversas fórmulas, como las de Blake y Rauch, para obtener el valor del CRR. En el presente proyecto, la fórmula que se escogerá se hará en el capítulo correspondiente al cálculo del Factor de Seguridad (FS) según la información obtenida. Esto debido a que las diferentes propuestas para obtener el CRR requieren de diferentes datos que resultan de ensayos que no siempre son realizados.

ÍNDICE DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

La aplicación del Índice de Potencial de Licuación (LPI por sus siglas en inglés, Liquefaction Potential Index) predice el comportamiento de un perfil de suelo a una profundidad máxima de 20 m⁶⁵, por lo que para profundidades mayores a 20 m, los efectos de licuación se consideran despreciables. Este método fue propuesto por Iwasaki en 1978, y asume que la severidad de la licuación del terreno es proporcional a:

- Espesor del estrato licuado.
- Proximidad del estrato licuado a la superficie.
- Si el factor de seguridad (FS) es menor a 1⁶⁶.

Así mismo, Iwasaki propuso la ecuación 21 para el índice de potencial de licuación I_L , donde la gravedad de la licuación es nula cuando $I_L = 0$, baja cuando $0 < I_L < 5$, alta cuando $5 < I_L < 15$ y muy alta cuando $I_L > 15$ ⁶⁷.

Ecuación 21

Índice de potencial de licuación

$$I_L = \int_0^{20} F \times w(z) dz$$

Fuente: HOLZER (2002)

⁶⁵ Cfr. Holzer 2002: 1

⁶⁶ Cfr. Kun Li 2006: 11

⁶⁷ Cfr. Kun Li 2006: 11

Donde, F está determinado por la ecuación 22 y $w(z)$ es el coeficiente de profundidad determinado por la ecuación 23.

Ecuación 22

Valor F determinado por el Factor de Seguridad

$$F = 1 - FS, \quad FS \leq 1$$

$$F = 0, \quad FS > 1$$

Fuente: KUN LI (2006)

Ecuación 23

Coeficiente de profundidad

$$w(z) = 10 - 0.5 \times z$$

Fuente: KUN LI (2006)

Donde, z es la profundidad del estrato de suelo a estudiar (m) y FS es el factor de seguridad hallado debido a un método simplificado establecido por la Asociación de Caminos de Japón para ensayos SPT. Del mismo modo, el valor de FS es la relación entre el “Cyclic Resistance Ratio” (CRR) sobre el “Cyclic Stress Ratio” (CSR, la cual es la misma ecuación usada por Seed e Idriss. No obstante, Kun Li utiliza la ecuación 24 para CSR, planteada por Idriss y Boulanger en 2004.

Ecuación 24

Cyclic Stress Ratio según Idriss y Boulanger

$$CSR = 0.65 \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \times \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \times \frac{\frac{r_d}{MSF}}{K_a}$$

Fuente: KUN LI (2006)

Donde σ_v es el esfuerzo vertical total en la profundidad de estudio, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima en la superficie del terreno, g es la aceleración de

gravedad, r_d es el factor de reducción de esfuerzo cortante determinado por la ecuación 25, propuesto por Idriss y Boulanger, MSF es factor escalar de la magnitud determinado por la ecuación 26 y K_σ es el factor de corrección de sobre carga determinado por la ecuación 27⁶⁸. Por otro lado, se utiliza la expresión de Juang⁶⁹ para calcular el CRR con los datos calculados por el ensayo CPT, como se observa en la ecuación 28.

Ecuación 25

Factor de reducción de esfuerzo cortante

$$\ln(rd) = \alpha + \beta \times M_w$$

Fuente: KUN LI (2006)

Dónde:

$$\alpha = -1.012 - 1.126 \times \text{sen}\left(5.133 + \frac{z}{11.73}\right)$$

$$\beta = 0.106 + 0.118 \times \text{sen}\left(5.142 + \frac{z}{11.28}\right)$$

Ecuación 26

Factor escalar de la magnitud del sismo

$$MSF = -0.058 + 6.9 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) \leq 1.8$$

Fuente: KUN LI (2006)

Para estas expresiones, z es la profundidad (m) y M_w es la magnitud momento.

Ecuación 27

Factor de corrección de sobrecarga

Dónde:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \times \ln\left(\frac{\sigma'_v}{Pa}\right) \leq 1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 \times (q_{c1N})^{0.264}} \leq 0.3$$

Fuente: KUN LI (2006)

⁶⁸ Cfr. Kun Li 2006: 12

⁶⁹ Cfr. Juang 2005: 133

Ecuación 28

Cyclic Resistance Ratio

$$CRR = \exp(-2.88 + 0.00039 \times (q_{c1N,m})^{1.8})$$

Fuente: KUN LI (2006)

Donde $q_{c1N,m}$ es la resistencia del cono ajustado por una constante K , donde dicha constante se define bajo los siguientes parámetros:

$K=1$, para $I_c < 1.64$

$K=1+80.06 (I_c-1.64)(q_{c1N})^{-1.2194}$, para $1.64 \leq I_c \leq 2.38$

$K=1+59.24 (q_{c1N})^{-1.2194}$, para $I_c > 2.38$

El índice de comportamiento del suelo está denominado bajo la nomenclatura de I_c , que al igual que q_{c1N} es un valor adimensional, y fue formulado por Robertson y Wride⁷⁰ en 1998 como lo indican las ecuaciones 29 y 30.

Ecuación 29

Índice de comportamiento del suelo

$$I_c = [(3.47 - \log_{10} q_{c1N})^2 + (\log_{10} F + 1.22)^2]^{0.5}$$

Fuente: ROBERTSON & WRIDE (1998)

Ecuación 30

Factor de corrección del ensayo del cono

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \times 100\%$$

Fuente: KUN LI (2006)

⁷⁰ Cfr. Robertson & Wride 1998: 453

Donde f_s es la fricción en la manga, q_c es la resistencia del cono, σ_v es el esfuerzo total del suelo en la profundidad estudiada y q_{c1N} es la resistencia normalizada⁷¹. Todas las variables anteriormente mencionadas, a excepción de la última que es adimensional, son calculadas en kPa.

Ecuación 31

Factor de corrección de la resistencia del cono

$$q_{c1N} = C_N \times \frac{q_c}{P_a} \quad \text{Dónde:} \quad C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^\alpha \leq 1.7$$

Fuente: KUN LI (2006)

$$\alpha = 1.338 - 0.249 \times q_{c1N}^{0.264}$$

La ecuación 31 fue formulada por Idriss y Boulanger en el 2004⁷². Donde P_a es la presión atmosférica y σ'_v es el esfuerzo efectivo del suelo en la profundidad estudiada. En consecuencia, las ecuaciones mostradas, se utilizan durante la aplicación del LPI. Por ejemplo, para el terremoto de Chi-Chi⁷³ en 1999 en Taiwán, se realizó este procedimiento a una profundidad de 20 m, la aceleración máxima fue de 0.18g y se presentó licuación. Los datos⁷⁴ obtenidos se muestran en la figura 32.

⁷¹ Cfr. Kun Li 2006: 23

⁷² Cfr. Kun Li 2006: 23

⁷³ Cfr. Lee, Ku y Juang 2000: 140

⁷⁴ Cfr. Kun Li 2006: 16

Figura 32 - Índice de potencial de licuación para el terremoto de Chi-Chi. Fuente: KUN LI (2006)

Análogamente, Kun Li analizó 154 casos de distintos terremotos con ensayos para comparar la frecuencia de ocurrencia de licuación usando el método LPI, como se muestra en el histograma de la figura 33, dicha gráfica puede ser utilizada como indicador de probabilidad según el índice de potencial de licuación de la zona estudiada.

Figura 33 - Histograma para identificación de probabilidad de aparición de licuación según índice de potencial de licuación. Fuente: KUN LI (2006)

En la figura mostrada se interpreta que para, aproximadamente, 45 casos cuando el LPI indica $I_L=1$ no se presentan fallas en el terreno. Mientras que cuando el LPI indica $I_L=5$ se presentaron fallas en algunos terremotos. Cuando $I_L=13$, se presentaron fallas en todos los casos. Bajo dicho análisis se establece que cuando $I_L \leq 5$, el riesgo de un suelo a sufrir licuación es bajo. Por otro lado, cuando $I_L > 13$, el riesgo es muy alto⁷⁵. Dicho estudio puede utilizarse como referencia confiable al momento de realizar las pruebas para evaluar la susceptibilidad a la licuación. No obstante, aunque existen métodos más conservadores, la tendencia establecida de parámetros para $I_L \leq 5$ y $I_L > 13$ se sigue manteniendo, pues las variaciones son despreciables, por lo que el modelo aplicado en este capítulo es bien aceptado.

⁷⁵ Cfr. Kun Li 2006: 16

CAPÍTULO IV - CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

En este capítulo se darán a conocer las características sísmicas, geológicas y geotécnicas de La Encantada, pues estos datos nos servirán para poder aplicar los métodos correspondientes al análisis de potencial de licuación.

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

Nuestro país se encuentra ubicado en una de las zonas sísmicas más activas del planeta, llamada por los geográficos como el Cinturón de Fuego del Pacífico. Las placas tectónicas debajo del océano pacífico interactúan constantemente friccionando entre ellas y acumulando tensión, lo que al final conlleva a la consecución de grandes terremotos a lo largo de los países que integran dicho cinturón. Como se mencionó al principio, la costa de nuestro país se ubica entre las placas de Nazca y la placa Sudamericana, la cual es llamada zona de subducción⁷⁶ donde ocurren constantes fenómenos sísmicos y volcánicos, por lo que constantemente deben evaluarse nuevos métodos de análisis para la construcción de cualquier estructura. Esto se ve reflejado en los constantes cambios que tiene la Norma E 0.30 de Diseño Sismo Resistente mejorando sus parámetros mínimos de diseño, en gran parte debido a los numerosos estudios⁷⁷ que indican que la zona costera de nuestro país se encuentra bajo un riesgo “Muy Alto” de ocurrir un futuro gran terremoto.

Para las características de la zona del distrito en estudio, es menester reconocer que es considerado de las peores zonas⁷⁸ para construir viviendas. Así mismo, recordemos que el suelo de La Encantada está conformado predominantemente por arenas eólicas mal gradadas que se caracterizan por tener una compacidad suelta de 0 a 1 metro de profundidad. Además, el terreno está conformado por un estrato de arena que se encuentra en estado húmedo a

⁷⁶ Cfr. Pidwirny 2013

⁷⁷ Cfr. USGS 2012

⁷⁸ Cfr. La República 2005

saturada, suelta a semidensa, según los estudios de Microzonificación Sísmica en el distrito. Del mismo modo, respecto al comportamiento dinámico del suelo se espera un fuerte incremento del nivel de peligro sísmico. También, rescatamos la importancia de los siguientes datos brindados por el mismo estudio donde se evalúan parámetros de este tipo de suelo según la profundidad y las dimensiones de cimentación estudiadas para la zona, como se observa en la tabla 11.

Tabla 11

Parámetros del suelo de Chorrillos de acuerdo al estudio de Microzonificación sísmica

Dimensiones de la cimentación	Ancho	0.6 m
	Profundidad	2 a 2.5 m
Capacidad portante		0.8 a 1.0 kg/cm ²
Periodos dominantes		0.2 a 0.4 s
Factores de amplificación		3.2 a 12.7 veces

FUENTE: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHORRILOS

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

El suelo del distrito de Chorrillos fue influenciado en los periodos cuaternarios y cretáceos. Primero, por el río Rímac durante el periodo cuaternario. El río Rímac deyectaba material aluvial, en el que se encontraban cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Y en segundo lugar, rocas sedimentarias del jurásico en un periodo inferior al cretáceo inferior y rocas intrusivas del cretáceo superior. Chorrillos se encontraba dentro de diversas fallas, siendo la más importante la falla de La Chira.

Los sedimentos que conforman el suelo de la encantada son del periodo cuaternario y estas provienen de origen eólico, aluvial y marítimo. Las arenas de origen eólico son de tamaño medio y constituyen un manto grueso mayor a 10 metros. El material aluvial proviene del río Rímac del periodo del pleistoceno, cuando en la desglaciación transportó abundantes

sedimentos y los depositó a lo largo de los acantilados de la playa. Los depósitos marinos son arenas recientes que se originaron por la acción de las olas y las corrientes marinas⁷⁹.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

La Encantada junto a los terrenos del Club Cultural Deportivo de Lima, el sector oeste de Los Cedros de Villa y Las Brisas de Villa se encuentra considerada como la parte del sur de Chorrillos. Esta parte del suelo del distrito está conformada por limos, arcillas y arenas, con un nivel freático entre 0.8 y 3.35 metros y una capacidad portante entre 0.8 y 1.5 kg/cm²

En toda la zona de la playa de Chorrillos existen rellenos conformados por roca triturada tipo lutita, por limos arcillosos, por arenas limosas, entre otros. En la zona de La Encantada, estos rellenos llegan a tener un espesor de hasta 0.5 metros y están conformados predominantemente por limos arcillosos de baja plasticidad y restos de ladrillos con presencia de raíces secas. Por debajo de estos rellenos, se tienen diferentes estratos conformados por arenas limosas mal graduadas (SP-SM), seguidos por arenas limosas (SM), seguido por arenas mal graduadas (SP) no plásticas con presencia de restos de conchuelas, en estado saturado. Los estratos tienen una compacidad suelta hasta los 2 metros y densa por debajo de los 2 metros. El nivel freático⁸⁰ medio de la zona de la encantada varía entre 0.8 metros y 1.35 metros de profundidad y la capacidad portante del suelo en toda la zona de la encantada varía de 0.80 a 1.0 kg/cm².

⁷⁹ Cfr. CISMID (2010): 7-11

⁸⁰ Cfr. CISMID 2010: 11-13

CAPÍTULO V – ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

En el presente capítulo se aborda la evaluación de susceptibilidad a la licuación para la zona en estudio mediante diferentes metodologías. Del mismo modo, para lograr dicho objetivo es necesario conocer y tomar decisiones respecto a nuestro tipo de suelo. El título de la investigación involucra el diseño de cimentaciones superficiales para una edificación, por lo que es esencial conocer a qué profundidad realizar el desplante. En base a esto, se evalúa si dicho estrato de suelo es licuable o no para poder buscar soluciones, tales como vibro flotación, vibro compactación, inyecciones de cemento, etc.

ANÁLISIS DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO Y DESCRIPCIÓN DE CALICATAS

El CISMID realizó investigaciones en la zona de estudio y realizaron calicatas, ensayos de penetración y granulometría. En base a todos estos ensayos se tomó la decisión de que la presente investigación se enfocará en los ensayos E38, E44, E46 y E53, tal y como se muestra en la figura 34. Dichos ensayos corresponden a SPT (Standard Penetration Test) y CP (Cono Peck), los cuales sirven para realizar las evaluaciones correspondientes a los métodos simplificados buscando hallar el factor de seguridad de la zona en estudio hallando previamente los valores de CRR y CSR.

En los anexos 1, 2, 3 y 4 observamos los distintos ensayos de penetración realizados para la zona a evaluar en La Encantada. Según lo mostrado en dichos ensayos de penetración Cono Peck, los valores debajo de los niveles freáticos de la zona oscilan entre 15 y 60. Para obtener un mejor análisis y poder identificar correctamente los estratos más sólidos y libres de los efectos de licuación se realizó un diagrama donde se muestra la estratigrafía de la zona escogida, como se observa en la figura 35.

Figura 34 - Estudios realizados en La Encantada. Fuente: CISMID (2010)

Figura 35 - Perfil de suelo según ensayo de penetración Cono Peck. Fuente: Elaboración propia

Para los ensayos SPT los estudios y la norma indican que para valores de N mayores a 30 no existirá licuación en dicho estrato, sin embargo los datos recopilados corresponden a Cono Peck por lo que se hizo necesario buscar una correlación que satisfaga nuestra investigación. Así mismo, Moreno valida la correlación de “Número de golpes de Cono Peck será 2 veces

el número de golpes de SPT, para suelos SP⁸¹”. Entonces, utilizando dicha correlación se asume que para un ensayo de Cono Peck el valor de N mayor a 60 golpes representará que no hay probabilidad de licuación. En la figura 36 se observan únicamente los ensayos a utilizar para el presente análisis. Se puede evaluar qué salvo el E46 donde el terreno no susceptible a la licuación aparece recién a los 3.50 m, en cambio en las demás calicatas el terreno no susceptible a licuación aparece entre los 2.20 m a 2.40 m. Dichos valores hallados pueden traer problemas al momento de cimentar sobre el área donde se ubica la calicata E46 pues pueden generarse problemas de asentamientos diferenciales muy grandes con respecto a las demás.

Figura 36 - Perfil de suelo según ensayo de Cono Peck. Fuente: Elaboración propia

EVALUACIÓN DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN CON DIFERENTES METODOLOGÍAS

La presente investigación tiene como principal objetivo evaluar la susceptibilidad a la licuación en la Urb. La Encantada de Villa en Chorrillos y a partir de ahí buscar soluciones al problemas con fines de cimentación para una edificación. Para lograr dicho objetivo, es

⁸¹ Cfr. Vivar 2007: 4

necesario evaluar dicha susceptibilidad bajo distintos métodos, por lo que nos basamos principalmente en evaluar nuestro suelo bajo la metodología de grados que propone la “Society of Japanese Mechanics and Foundation Engineering” en su libro “Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards”. Así mismo, la norma peruana exige evaluar suelos susceptibles a licuación bajo la metodología de Seed e Idris, no obstante dicha metodología se encuentra incluida en el libro mencionado anteriormente.

GRADO I

- Criterio de magnitud-distancia máxima

Este criterio nos indica cuál sería la máxima distancia afectada por un terremoto que ha ocurrido, y en caso se tengan datos con predicciones de futuros terremotos se podría deducir si afectarían o no un área en específica. Bajo este criterio, se evaluó bajo los métodos de Kuribayashi & Tatsuoka, Liu & Xie, Ambraseys y Wakamatsu. Para esto, en primer lugar, se estudiaron y evaluaron sismos recientes en la zona como se muestra en el mapa en el anexo 1, donde no se observa mayor representatividad de los sismos mostrados, por lo que tomamos en cuenta los 2 sismos más notables ocurridos cerca al departamento de Lima. En el primer caso se evaluó el terremoto de Yungay, el cual ocurrió a 44 km del litoral peruano. Se hizo uso de las ecuaciones 18, 19, 20 y 21 para la evaluación respectiva, donde es necesario conocer cuál fue el lugar del epicentro de dicho sismo, y debido a que cada metodología utiliza diferentes escalas para la magnitud de terremotos se debió convertir a cada una de estas. En el segundo caso se evaluó el terremoto ocurrido en Pisco en 2007 y se evaluó de la misma forma que el primer caso.

Para el caso particular de nuestra tesis, se aplicó el mismo procedimiento que en el sismo en Yungay y luego se evaluó con la distancia del epicentro hasta la zona de La Encantada como se observa en la tabla 12. Posteriormente, se tomó en cuenta un futuro probable terremoto en Lima pues información neotectónica de la zona indica que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana provoca actividad sísmica superficial, capaz de generar sismos de magnitud 8.4 Mw⁸². Para los resultados mostrados en la tabla 12 se concluye a modo de observaciones que el sismo de Yungay no afectó a La Encantada pues los valores

⁸² Cfr. CISMID 2010

obtenidos para los distintos métodos no se acercan a la distancia desde el epicentro del sismo hasta la zona de estudio, por tanto no existió licuación. Para el caso de Pisco, los distintos métodos no tienen un mismo veredicto, pues para Kuribayashi & Tatsuoka el sismo no afectó La Encantada, sin embargo para los demás métodos si fue afectada la zona de estudio. En la realidad, el terremoto de Pisco si afectó ligeramente la zona de Chorrillos, donde se manifestó varios fenómenos, entre ellos la licuación. Por último, se evaluó un posible terremoto en Lima y los resultados para cualquier método nos muestran que afectará totalmente la zona de La Encantada, y por tanto existirá licuación. En el anexo 1 se observa el mapa de sismos ocurridos en Lima.

GRADO II

El grado II de la metodología evalúa el potencial de licuación según el tipo de depósito que existe en la zona de estudio mediante el uso de tablas pre establecidas por Youd & Perkins en 1978, donde el potencial es evaluado por la cantidad de años del depósito estudiado, así como su distribución general de sedimentos existentes en el suelo, como se observa en la tabla 13. En nuestro caso, la edad de nuestro depósito corresponde el periodo cuaternario, el cual incluye el periodo del holoceno. Así mismo, en la tabla 13 se encontró una clasificación similar a la de La Encantada con el fin de evaluar la licuación, el cual fue “Fanja costera, localmente variable” que para los periodos detallados anteriormente obtenemos probabilidades de licuación de moderado a alto. Del mismo modo, Wakamatsu en 1992 propuso una tabla alterna donde clasificaba el suelo en base a condiciones específicas para determinar la probabilidad de licuación, como se observa en la tabla 14. En dicha tabla se revisaron las condiciones geomorfológicas de la zona, y si bien La Encantada está ubicada cerca a la playa que cuenta con bancos de arena, está muy cercana, también, a la zona pantanosa de Chorrillos, por ello se tomó como referencias ambos tipos de suelos donde se coincidió que la licuación era posible para los dos casos probables de estudio.

Tabla 12

Análisis de potencial de licuación de Grado 1

AÑO	1970	2007	-----
LUGAR	YUNGAY	PISCO	LIMA
MAGNITUD (JAPÓN) R (KM) KURIBAYASHI & TATSUOKA	7 61.65950019	7 61.65950019	7 61.65950019
MAGNITUD (RITCHER) R (KM) LIU & XIE	7.8 212.526873	7.9 259.1873804	8.4 699.2200166
MAGNITUD MOMENTO R (KM) AMBRASEYS	7.900000719 303.1038447	8.100000542 353.5827748	8.4 605.8381783
MAGNITUD (JAPÓN) R (KM) WAKAMATSU	7 186.5117325	7 186.5117325	7 186.5117325
DISTANCIA APROXIMADA A LA ENCANTADA (KM)	371	171	Entre 0 a 30 KM
OBSERVACIÓN	No afecta considerablemente la zona licuable	Afecta moderadamente la zona licuable	Ocurrirá el fenómeno de licuación

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13

Análisis de probabilidad de licuación de Grado 2

Tipo de depósito	Distribución general de sedimentos no cohesivos en los depósitos	Probabilidad de sedimentos no cohesivos saturados sean susceptibles a la licuación (por edad de depósito)			
		< 500 años	Holoceno	Pleistoceno	Pre-Pleistoceno
Depósitos Continentales					
Cauce de río	Localmente variable	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Llanura de inundación	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo

Abanico y llanura aluvial	Extendido	-	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Terrazas y llanuras marítimas	Extendido	Moderado	Bajo	Bajo	Muy bajo
Delta y abanico deltaico	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lacustre y playas	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Coluviales	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Taludes	Extendido	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Dunas	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Loess	Variable	Alto	Alto	Alto	Muy bajo
Morrena	Variable	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Toba volcánica	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Tefra	Extendido	Alto	Alto	-	Muy bajo
Suelos residuales	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Sebkha	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Zona Costera					
Delta	Extendido	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Estuarino	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Playa					
Marea alta	Extendido	Moderado	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Marea baja	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lagunar	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Franja costera	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo

Artificial					
Relleno no compactado	Variable	Muy alto	-	-	-
Relleno compactado	Variable	Bajo	-	-	-

Fuente: YOUD & PERKINS (1978)

Tabla 14

Análisis de potencial de licuación de Grado 2

Condiciones Geomorfológicas		Potencial de Licuación
Clasificación	Condiciones Específicas	
Llanura de valle	Valle que consiste de grava y bolonería	No probable
	Valle que consiste de arena	Posible
Abanico aluvial	Gradiente vertical de más de 0.5%	No probable
	Gradiente vertical de menos de 0.5%	Posible
Dique natural	Cima de dique natural	Posible
	Orilla de dique natural	Probable
Lagunilla		Posible
Cauce de río abandonado		Probable
Embalse antiguo		Probable
Lagunilla y pantano		Posible

Cauce de río seco	Banco que consiste de grava	No probable
	Banco que consiste de arena	Probable
Delta		Posible
Bancos	Banco de arena	Posible
	Banco de grava	No probable
Duna arenosa	Cima de duna	No probable
	Orilla de duna	No probable
Playa	Playa	No probable
	Playa artificial	Probable
Interdique bajo		Probable
Terreno reclamado por drenaje		Posible
Terreno reclamado por drenaje		Probable
Manantial		Probable
Relleno	Relleno sobre zona limítrofe entre arena y hondonada	Probable
	Relleno adyacente a un barranco	Probable
	Relleno sobre lagunilla o pantano	Probable
	Relleno sobre terreno reclamado por drenaje	Probable
	Otro tipo de relleno	Posible

Fuente: Elaboración propia

GRADO III

La evaluación de susceptibilidad a la licuación de grado III involucran datos de ensayos específicos, tal y como se vio en la teoría de la presente tesis. Así mismo, para los diferentes métodos que se abordan para dicha evaluación se realizó los estudios correspondientes para cumplir el objetivo de la investigación. No obstante, debido a la importancia de dichos métodos, en la presente investigación serán abordados en un subcapítulo aparte.

MÉTODOS EMPÍRICOS

Los métodos empíricos que serán aplicados para la presente investigación, tienen como objetivo determinar si se cumplen los requisitos planteados por Kishida y Ohsaki para que el suelo se licue. Estas conclusiones se darán en base a los ensayos granulométricos y la composición de la estratigrafía del suelo en estudio. Así mismo, cabe resaltarse que los métodos nombrados anteriormente cuentan con muchas similitudes, tales como consideraciones en cuanto a que se analizan los diámetros de ciertos porcentajes del análisis granulométrico. También, se considera que el nivel freático se encuentre cerca de la superficie. El análisis granulométrico se observa en la figura 37.

Al aplicar las condiciones para el método de Kishida, estas indican que para un suelo licuable se satisface que el D_{50} es mayor que 0.074 mm y menor a 2 mm. En la figura 37 se observa que el D_{50} es 0.425 mm, para lo cual se cumple la condición. Del mismo modo, se considera que el coeficiente de uniformidad sea menor a 10, para lo cual en nuestro suelo el C_u es 3.1, entonces se satisfacen las condiciones. Por otro lado, Ohsaki utiliza el D_{60} , el cual debe de ser menor a 2 mm y mayor a 0.2 mm. En la figura 31 se observa que el D_{60} es 0.6 mm para lo cual se satisface la condición.

Así mismo, Holzer plantea un método según la velocidad de corte “ V_s ” y la aceleración máxima horizontal. Para el distrito de Chorrillos determinó que las velocidades promedio de ondas de corte varía entre 180 y 360 m/s, así mismo la aceleración entre 0.47 y 0.55g, por lo que según la figura 29 se presentará licuación en la zona.

Granulometría por tamizado			Contenido de humedad (%)		16.8
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)	Límites de consistencia		
3"	76.200	100.0	Límite Líquido (%)	NP	
2"	50.800	100.0	Límite Plástico (%)	NP	
1½"	38.100	100.0	Índice de Plasticidad (%)	NP	
1"	25.400	100.0	Límite de Contracción (%)	---	
¾"	19.050	100.0	Resultados de granulometría por tamizado		
3/8"	9.525	100.0	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	3.1	
Nº 4	4.750	99.6	Coefficiente de Curvatura (Cc)	1.3	
Nº 10	2.000	99.0	Grava [Nº 4 < ϕ < 3"] (%)	0.4	
Nº 20	0.850	95.7	Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4] (%)	94.8	
Nº 40	0.425	54.0	Finos [ϕ < Nº 200] (%)	4.8	
Nº 60	0.250	16.3	Clasificación		
Nº 140	0.106	5.8	AASHTO	SUCS	
Nº 200	0.075	4.8	A-3 (0)	SP Arena mal gradada

Figura 37. Granulometría de la zona en estudio. Fuente: CISMID 2010.

MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Los métodos que pueden ser utilizados para analizar el potencial de licuación son muy variados, no obstante la Norma Técnica de Edificaciones E.050 de Suelos y Cimentaciones propone que se utilicen las ecuaciones planteadas por Seed e Idris⁸³ para analizar el CSR y el CRR, con el fin de evaluar el factor de seguridad para poder tomar decisiones respecto a si se debería o no aplicar algún tipo de mejoramiento en el suelo de la zona.

⁸³ Cfr. Ministerio de vivienda 2006: 39-44

En primer lugar, se calculará el valor del CRR, así mismo, las fórmulas escogidas para determinar el CRR son las propuestas dadas por Rauch y Blake, debido a que los datos que obtuvimos en nuestra investigación fueron los del ensayo SPT y, además, según la historia de la actividad sísmica del Perú se puede asumir que un sismo de magnitud 7.5 sería el más probable de ocurrir. En la propuesta de Rauch se toma en consideración un sismo con magnitud de 7.5 y es necesario que el número de golpes del ensayo SPT con energía de martillo del 60%, N160, sea menor a 30 golpes. Es necesario corregir el N promedio obtenido en los ensayos SPT de las calicatas E38, E44, E46 y E53. Estas correcciones involucran el diámetro de la perforación, longitud del varillaje, tipo de muestreador, tipo de martillo y por esfuerzo efectivo. Para hallar este último se correlacionó la cantidad de golpes N del ensayo SPT con el peso específico para arenas finas medianamente densas, dicho valor se encuentra entre 1.86 y 1.96 gr/cm³. Del mismo modo, se correlacionó la cantidad de golpes N del ensayo SPT para hallar el valor del ángulo de fricción, tal y como lo indica la figura 32. Todos los valores explicados hallados se encuentran resumidos en la tabla 15. Con los valores de la tabla resumen podemos aplicarlos para corregir el valor del N⁸⁴ y obtener el (N₁)₆₀ el cual resulta el valor de 16.77. Del mismo modo, Youd recomienda realizar una corrección por presencia de finos al valor del (N₁)₆₀ con el fin de obtener el (N₁)_{60cs}⁸⁵. Realizando dicha corrección obtenemos el valor final para N corregido de 25.13, el cual será usado para hallar el valor de CRR. No obstante, Idris acepta como válido el criterio que utilizó Blake en 1996, donde planteó la ecuación⁸⁶ 32 para ajustar el valor de CRR definitivo así como el criterio de Rauch, el cual se usa normalmente. Donde, salvo el “x”, que representa el valor del (N₁)_{60cs}, las demás variables son constantes para ajustar el valor de CRR a un resultado más real.

Ecuación 32

Cyclic Stress Ratio según Blake

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

Fuente: Youd 1997

⁸⁴ Cfr. Youd 2001: 4

⁸⁵ Cfr. Youd 2001: 3

⁸⁶ Cfr. Youd 1997

SPT N	DESCRIPCIÓN	DR %	ANGULO DE FRICCION	
<4	Muy suelta	<20	<28	<30
4-10	Suelta	20-40	28-30	30-35
10-30	Compacta	40-60	30-36	35-40
30-50	Densa	60-80	36-41	40-45
>50	Muy densa	>80	>41	>45

Peck, Hanson y Thornburn Meyerhoff

Figura 38. Correlación valor N del SPT y ángulo de fricción. Fuente: ELABORACIÓN PROPIA.

Tabla 15

Correlación de número de golpes N del ensayo SPT para hallar el ángulo de fricción del suelo

	N	N60	NF		ϕ a	ϕ b	ϕ prom	$\sigma'v$	
E44	25	16.44	240	m	31.932	36.61	34.271	370	gr/cm2
E46	30	19.73	240	m	32.919	37.43	35.176	370	gr/cm2
E38	20	13.16	170	m	30.948	35.79	33.369	340	gr/cm2
E53	27	17.76	180	m	32.328	36.94	34.634	350	gr/cm2
Nprom	16.773					$\Phi =$	34.3624375	357.5	gr/cm2
γ	1.85	gr/cm3						0.358	kg/cm2
								35.049	KN/m2

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, los valores para el CRR hallados siguiendo los criterios de Blake y Rauch serán 0.285 y 0.294 respectivamente.

En segundo lugar, el valor del CSR está determinado por las aceleraciones máximas horizontales a las que la ciudad de Lima, en general, pueda ser afectada. Del mismo modo, según estudios del CISMID⁸⁷ en 2010 las aceleraciones oscilarían entre 0.47g y 0.55g. Finalmente, el valor del CSR será 0.333. Con estos datos se puede hallar el factor de

⁸⁷ Cfr. CISMID 2010: 46

seguridad “FS” para evaluar el potencial de licuación. En este caso, los valores de “FS”, que fueron hallados utilizando los dos valores de CRR mencionados previamente, serán 0.720 y 0.856 según los criterios de Rauch y Blake respectivamente.

En conclusión, se conoce que para que un suelo no tenga probabilidades de licuación el valor de “FS” debe ser mayor a 1.1, por lo tanto deberán buscarse métodos de mejoramiento de suelo para elevar dicho factor. Adicionalmente, puede aplicarse el método para hallar el Índice de Potencial de Licuación como referencia, en este caso dicho valor supera el 19,787. Por ende, según los estudios probabilísticos hechos en Japón, la falla por licuación es inminente. Estos calculos se observan en el anexo 6.

CAPÍTULO VI – CENTRO COMERCIAL PARA EL PROYECTO

El centro comercial que se usará en la presente tesis para obtener los datos necesarios para la cimentación superficial, fue proporcionado por la empresa Higashi Ingenieros SAC. La información brindada fue la estrictamente necesaria para la tesis debido a los principios de confidencialidad que maneja dicha empresa.

La edificación cuenta con 3 pisos. En el primer piso existen 68 columnas y 15 placas distribuidas a lo largo de un área de aproximadamente 5600 m². Con el fin de evaluar la mejor opción para cimentar superficialmente, fue necesario recurrir a un análisis a nivel estructural para cada elemento de la edificación. Los métodos que serán utilizados se especifican en el capítulo 2. El diseño comprende tanto fuerzas axiales que recaen en las columnas del primer piso, como los momentos que se generan en la base de estas y las fuerzas cortantes que aparecen debido a las fuerzas sísmicas.

Debido a que en nuestro proyecto se busca formular los cimientos de un centro comercial de 3 pisos, pero en la realidad ninguna edificación es exactamente igual a otra. La empresa nos brindó los pesos de cada piso de la edificación para que un ingeniero o empresa que esté interesada en construir un centro comercial pueda relacionar nuestros valores y resultados con los que su proyecto vaya a tener. De esta forma podrá tener una referencia más rápida de la factibilidad de su proyecto si es que existen ciertas similitudes. Los pesos se adjuntan la tabla 16 y la modelación en las figuras 39 y 40.

Tabla 16

Pesos del Centro Comercial

Niveles	tonf
PISO3	271.3786
PISO 2	2218.7267
PISO 1	3266.3087

Fuente: Elaboración propia

Figura 39. Distribución de columnas en planta. Fuente: Elaboración propia

Figura 40. Modelación del centro comercial en ETABS. Fuente: Elaboración propia

FUERZAS DE DISEÑO

Los valores obtenidos de la modelación se observan en la tabla 17. Estos son necesarios para determinar las dimensiones de la cimentación desde el punto de vista geotécnico por los métodos mencionados previamente.

Tabla 17

Fuerzas de diseño de las columnas y placas del Centro Comercial

COLUMNAS	CORTANTES (ton)		FUERZA AXIAL (ton)	MOMENTO (ton.m)	
	X-X	Y-Y		X-X	Y-Y
C-1	-1.4403	1.9248	-172.7821	-5.2916	7.2291
C-2	2.5363	1.3450	-115.1036	-8.6181	6.6253
C-3	2.9067	2.9852	-76.3284	9.5771	10.4379
C-4	-0.9745	3.0075	-29.3914	-3.9250	10.5254
C-5	5.7864	-0.9797	-326.9308	20.2063	4.7703
C-6	-1.7093	1.0012	-251.6066	-6.0473	4.4664
C-7	-1.6562	0.8746	-314.8666	-5.8884	4.1465
C-8	4.4089	-0.8009	-189.0015	-13.2269	3.7496
C-9	-1.9567	1.0821	-126.9761	6.8435	-4.8899
C-10	4.7323	2.0240	-115.1081	-17.4524	-8.5643
C-11	-2.1138	-2.7087	-168.0006	-17.1661	-9.1554
C-12	-1.9150	-5.8489	-350.6010	-8.9223	-18.5927
C-13	4.0866	-2.7039	-311.3459	15.1824	-9.7189
C-14	1.0930	1.1929	-219.6655	4.1956	5.1787
C-15	2.5305	-1.7595	-121.3643	8.4133	-6.3237
C-16	-1.1284	-1.3216	-334.0053	-4.2693	-5.1387
C-17	-1.1307	-2.3064	-376.3804	-4.2690	-8.0038
C-18	-0.6713	-2.7928	-366.1303	-2.9221	-9.4588
C-19	1.1446	-2.1738	-359.3606	4.3047	-7.6982
C-20	-0.7360	0.9889	-324.8883	-3.1177	4.5315
C-21	-0.7762	0.9055	-324.5620	-3.2360	4.3353
C-22	-1.3950	0.8656	-285.3091	-5.0129	4.0315
C-23	0.7178	1.0882	-317.2175	3.0274	4.7031
C-24	-0.5500	1.1660	-316.9360	-2.5342	4.9538
C-25	-0.6294	1.1830	-315.3292	-2.7667	5.0524
C-26	-0.5649	0.8343	-305.9678	-2.5777	4.0779
C-27	-56.6500	0.8822	-314.8562	-2.5806	4.2669
C-28	-1.3675	0.7849	-287.5244	-4.8937	3.7946

C-29	-0.5993	-0.8079	-305.9851	2.6460	3.6481
C-30	-0.5316	-0.8232	-303.6014	-2.4414	3.7046
C-31	0.5399	-0.8373	-304.0588	2.4719	3.7991
C-32	0.5298	0.8721	-304.5845	2.4421	4.1887
C-33	-0.6013	0.9056	-316.0687	-2.6456	4.3357
C-34	-1.3561	0.7937	-287.2063	-4.8261	3.8205
C-35	-0.6002	0.8238	-307.0549	2.6197	3.9292
C-36	-0.5159	0.8378	-304.9030	-2.3610	3.9913
C-37	-0.5152	0.8628	-305.0897	2.3702	4.1132
C-38	-0.5098	0.8712	-304.8484	2.3509	4.1862
C-39	-0.5605	0.8870	-315.7526	-2.4921	4.2809
C-40	-1.3328	0.7937	-287.3352	-4.7468	3.8205
C-41	0.5869	0.7978	-307.0219	2.5744	3.8530
C-42	0.5076	0.8089	-304.8478	2.3417	3.9065
C-43	0.5088	0.8347	-304.9695	2.3452	4.0308
C-44	-0.5958	0.8649	-305.2276	2.3320	4.1677
C-45	-0.5541	0.8920	-313.7922	-2.4644	4.2956
C-46	2.3875	1.2338	-149.5527	7.9632	5.3864
C-47	-1.3589	0.8285	-290.8375	-4.8123	3.9224
C-48	0.6362	0.8425	-308.2280	2.7132	3.9841
C-49	-0.5545	0.8452	-306.1599	-2.4522	4.0123
C-50	0.5456	0.8800	-306.5086	2.4477	4.1635
C-51	0.5326	0.8964	-303.5458	2.4093	4.2601
C-52	-0.7335	0.9828	-322.5697	-2.9774	4.5619
C-53	-1.6611	-1.1694	-117.6302	-5.6884	-4.6818
C-54	-1.2893	-1.9726	-243.3462	-4.5972	-7.0492
C-55	-0.5245	-1.3998	-278.7136	-2.3533	-5.3824
C-56	0.6127	-1.3176	-279.4816	2.6386	-5.1561
C-57	-0.5798	-1.3565	-279.2686	-2.5155	-5.3120
C-58	-0.6532	-1.3087	-287.8327	-2.7309	-5.2139
C-59	1.7551	-1.8729	-232.1331	6.0492	-6.9116
C-60	-1.2805	-0.9173	-72.9275	-4.5639	-3.9420
C-61	0.2663	0.8804	-177.8112	1.6174	4.0954
C-62	-0.3499	-2.1041	-116.7808	-1.8294	-7.4631
C-63	0.4703	1.0213	-225.3777	-2.1834	4.5784
C-64	0.5896	1.1817	-233.7548	2.5635	5.0970
C-65	0.7664	-1.1143	-93.1729	3.0884	-4.6853
C-66	1.0627	-0.3058	-28.3560	3.3547	2.5259
C-67	0.2663	-0.8307	-26.4726	1.6134	-3.6876
C-68	1.5520	-1.6368	-86.1268	5.3872	-6.2110
PLACAS	CORTANTES (ton)		FUERZA AXIAL (ton)	MOMENTO (ton.m)	

P-1	-556.8766	-403.1777	-5426.6534
P-2			
P-3	1000.1934	-1088.0146	-1404.6243
P-4	322.6186	-339.7205	3441.5343
P-5	377.6519	-397.7521	4017.4736
P-6	324.1892	-338.9124	3442.4208
P-7	377.3734	-387.3681	4016.0687
P-8	323.5403	-340.9973	3441.8515
P-9	-366.173	-3.244921	3997.3223
P-10	-355.2127	-679.8751	-3487.3942
P-11	-335.3859	-679.8751	3225.3541
P-12	-193.7574	-1028.925	1507.2809
P-13	-193.7574	-1028.925	1507.2809
P-14	-355.2127	-679.8751	-3487.3942
P-15	843.6001	-1028.925	-9373.2191

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VII – ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En el presente capítulo, se definirá el tipo de mejoramiento a utilizar en el presente terreno, tomando en cuenta criterios económicos y geotécnicos, buscando elevar el factor de seguridad que permita edificar sin riesgo al colapso y posteriormente se formularán el tipo de cimentación y las dimensiones que se requerirán para satisfacer las necesidades de la edificación del presente proyecto.

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA SISMO

En el capítulo 2 se detallaron las razones por las cuales el análisis propuesto por Richards debe ser considerado al momento de realizar estudios en un suelo que tenga altas probabilidades de ser afectadas por un sismo. Por lo tanto, se han tomado en cuenta las ecuaciones y abácos propuestos por Richards para poder hallar la capacidad portante y el asentamiento del suelo bajo condiciones sísmicas. En primer lugar, utilizamos los ábacos de las figuras 18 y 19 para poder hallar la relación entre los coeficientes $N_{\gamma E}/N_{\gamma}$ y $N_{q E}/N_q$. Para esto se toma en consideración que el suelo tiene un ángulo de fricción de aproximadamente 35° . Los valores obtenidos para $N_{\gamma E}/N_{\gamma}$ y $N_{q E}/N_q$ serán « 0.24 » y « 0.44 » respectivamente, con los cuales, una vez hallados los valores de N_{γ} y N_q en el ábaco de la figura 20 que son « 44 » y « 37 » respectivamente, se puede resolver que los coeficientes $N_{\gamma E}$ y $N_{q E}$, que serán usados para el cálculo de la capacidad portante, son « 10.56 » y « 16.28 ». Del mismo modo, usando la ecuación 11 propuesta por Richards, se obtiene que la capacidad de carga última del suelo es 5.74 kg/cm^2 , sin embargo, se toma en cuenta un F.S. de « 2.5 », por lo que la capacidad de carga admisible para el suelo es 2.29 kg/cm^2 .

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO POR SISMO

Por otro lado, para realizar el cálculo de asentamiento bajo condiciones sísmicas según Richards tomamos en cuenta las condiciones iniciales de ancho y profundidad de desplante para las zapatas que serán diseñadas posteriormente, siendo $B = 2.40$ m y $D_f = 0.80$ m. Así mismo, se considera que para un suelo granular con un ángulo de fricción de aproximadamente 35° y cohesión nula, el coeficiente K_v será igual a « 0 ». También, con la ayuda de los ábacos de la figura 21 se pudo calcular que el coeficiente K_h será igual a « 0.255 ». Además, el ábaco de la figura 21 permite calcular el valor de $\tan \alpha_{AE} \ll 1.04$. Así mismo, se toma en cuenta la velocidad máxima del sismo para la zona en estudio siendo $V = 0.4$ y el coeficiente para aceleración de sismo de diseño $A = 0.51$. Con los datos obtenidos y aplicando la ecuación 12 propuesta por Richards, se obtiene que el asentamiento del suelo para una cimentación debido a efectos sísmicos es $S_{eq} = 0.09$ m.

MEJORAMIENTO DE SUELOS

Los métodos para mejoramiento de suelos depende, esencialmente, de las pruebas que se hagan en campo para poder determinar la mejor solución, no obstante existen estudios hechos en diversos tipos de suelo que sirven como referencias para poder obtener una idea de lo que se puede aplicar en determinado tipo de suelo, para este caso en el suelo de La Encantada. Los métodos que pueden aplicarse son variados, tales como: vibro flotación, vibro compactación, inyecciones de cemento o sustitución de terreno, entre otros. Para este último se debe de considerar el tipo de material por el que se va a sustituir y esperar que comience a consolidarse para poder tomar en cuenta los asentamientos que vayan presentándose para tomar decisiones. Del mismo modo, el aspecto económico, no solo para este último método, sino para todos los demás, debe de tomarse en cuenta como uno de los principales análisis, pues todos los métodos mencionados previamente cuentan con precios elevados debido a los procedimientos, maquinaria y equipos a utilizar. No obstante, debido a que un Centro Comercial requiere de una estructura que garantice la seguridad, pero a su vez generaría grandes ingresos, se puede deducir que los costos de mejoramiento de suelo pueden ser manejados sin afectar las utilidades esperadas por el cliente.

De igual forma, varios de estos métodos de mejora de terreno buscan diversos propósitos como:

- Aumentar la capacidad de carga del terreno densificando las partículas.
- Reducir asentamientos totales y diferenciales.
- Incrementar la rigidez de 2 a 5 veces.
- Disminuir riesgo de licuación y que las arenas se comporten como drenes.

Sin embargo, lo que se busca esencialmente con todos estos métodos es la posibilidad de construir sobre estos tipos de suelos sin que exista riesgo al colapso. Para el presente estudio se evalúa el uso de reemplazo por concreto ciclópeo mejorado y sustitución por terreno granular.

En primer lugar, el reemplazo del terreno por concreto ciclópeo mejorado sustituye la totalidad del terreno sobre la cual se piensa cimentar. Al tratarse de concreto ciclópeo, entre un 30% y 40% del volumen total será ocupado por rocas de hasta 10". Así mismo, la moderada presencia de sulfatos encontrados en La Encantada determina que es necesario incluir materiales resistentes a esto. Por lo tanto, se recomienda el uso de relación a/c de 0.7, cemento IP, aditivo de aire incorporado y microfiller de carbonato de calcio. Las características técnicas que debe cumplir el concreto son las siguientes:

- $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$, Agregado Grueso Huso 57 ASTM C 33, Slump : 4" a 6"
- $f_{cr}=150 \text{ kg/cm}^2$
- Cemento Atlas IP
- Microfiller de Carbonato de Calcio: $\geq 15\%$ como reemplazo del cemento
- Aire incorporado: 4% a 5%
- Inclusión de 30% a 40% de rocas limpias de hasta T.M. 10" sobre las capas de concreto.

En segundo lugar, la sustitución de terreno actúa de mejor manera al momento de mitigar el potencial de licuación, pues se sustituye la totalidad de terreno por otro que no sea potencialmente licuable, tal es así que nuestro proyecto, que cuenta con 5600 m^2 , se encarecería debido al alto costo en el movimiento de tierras y el relleno compactado. El valor

que se incrementaría en el proyecto debido a este tipo de mejoramiento se observa en la tabla 18.

Tabla 18

Costos de las partidas de reemplazo con material gravoso

DESCRIPCIÓN	PRECIO
EXCAVACIÓN DE ZANJA	S/. 237,202,93
RELLENO CON MATERIAL CONTROLADO	S/. 1,591,785.07
NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN	S/. 376,600.00
TOTAL	S/. 2,205,588.00

Fuente: Elaboración propia

No obstante, un proyecto de centro comercial suele alcanzar una rentabilidad muy alta⁸⁸ debido a la revalorización del terreno. Por lo tanto, aunque la sustitución de terreno sea una solución cara, para el proyecto funcionaría eficientemente desde el aspecto económico.

Así mismo, se tomó la decisión de utilizar material granular controlado, el cual es una mezcla de gravas, arenas y elementos finos. En un estudio⁸⁹ realizado en enero del 2016 para un proyecto en Pantanos de Villa, se utilizó la metodología mencionada previamente, y debido a la compatibilidad y similitud de suelos con el mismo problema para este proyecto se decidió utilizar dichos resultados. Del mismo modo, el análisis de granulometría se observa en la figura 41, en él se observa 62.8 % de gravas, 32.3 % de arenas, 4.9 % de finos y cuenta con un ángulo de fricción de $\phi = 36^\circ$. La curva granulométrica del ensayo se observa en la figura 42.

Por otro lado, una correcta compactación incrementa las características de resistencia de los suelos y la presencia de agua lo densifica, por lo que el CISMID realizó un ensayo de proctor modificado para determinar la máxima densidad seca alcanzada debido al % óptimo de contenido de humedad. En la figura 43 se observa la curva densidad seca vs humedad para determinar la máxima densidad seca para la fracción fina $< 3/4"$, donde se alcanzó 2.14 gr/cm³ a un 6.3% de contenido humedad. Así mismo, se corrigieron los resultados por fracción gruesa $> 3/4"$, dando como resultado la máxima densidad seca 2.274 gr/cm³. Así mismo, en la tabla 19 se observan los resultados corregidos para el material total. Finalmente,

⁸⁸ Cfr. Boletín Empresarial 2011

⁸⁹ Cfr. UNI 2016: 1-5

en la figura 44 se observa un esquema referencial en elevación del mejoramiento de suelo empleado.

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	24.5	24.5	75.5
1"	25.400	3.1	27.6	72.4
3/4"	19.050	3.8	31.4	68.6
1/2"	12.700	15.5	46.9	53.1
3/8"	9.525	6.1	53.0	47.0
1/4"	6.350	6.4	59.4	40.6
Nº4	4.760	3.4	62.8	37.2
Nº10	2.000	7.9	70.7	29.3
Nº20	0.840	10.0	80.8	19.2
Nº30	0.590	5.4	86.2	13.8
Nº40	0.426	4.7	90.8	9.2
Nº60	0.250	3.5	94.3	5.7
Nº100	0.149	0.6	94.9	5.1
Nº200	0.074	0.2	95.1	4.9
FONDO		4.9		

Figura 41. Análisis granulométrico del material de reemplazo. Fuente: UNI (2016)

Figura 42. Curva granulométrica del material de reemplazo. Fuente: UNI (2016)

Figura 43. Curva densidad seca vs humedad de ensayo proctor standard para proyecto similar en Los Pantanos de Villa. Fuente: UNI (2016)

Tabla 19

Valores de máxima densidad seca y contenido de humedad del material gravoso

Máxima densidad seca corregida	2.2764 gr/cm ³
Óptimo contenido de humedad	4.52 %

FUENTE: UNI 2016

Figura 44. Esquema en elevación del mejoramiento de suelos. Fuente : ELABORACIÓN PROPIA.

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Los datos obtenidos del estudio hecho por el CISMID, nos permiten formular y diseñar el tipo de cimentación más adecuada para el presente proyecto. El mejoramiento de suelos eliminan totalmente daños por licuación, por lo tanto, para el diseño de los cimientos se usan los datos del suelo de reemplazo. Para el presente proyecto se diseñarán tanto zapatas como platea de cimentación, para finalmente tomar una decisión respecto a la conveniencia del proyecto con el fin de determinar la más adecuada. En la figura 45 se observa la planta del centro comercial, en la que se han identificado las áreas con las que se formularán las zapatas y, posteriormente, determinar la capacidad de carga. Del mismo modo, en la tabla 20 se observan los valores obtenidos de acuerdo a las áreas del plano anteriormente mencionado.

Figura 45. Elevación en planta de la edificación con sus respectivas áreas. Fuente: Elaboración propia

Tabla 20

Áreas tributarias de columnas y placas

Columna	Área Trib.	Columna	Área Trib.	Columna	Área Trib.	Columna	Área Trib.
C1	37.63 m ²	C22	76.27 m ²	C43	86.71 m ²	C64	62.11 m ²
C2	37.63 m ²	C23	86.71 m ²	C44	86.71 m ²	C65	25.79 m ²
C3	27.76 m ²	C24	86.71 m ²	C45	83.08 m ²	C66	27.40 m ²
C4	10.64 m ²	C25	86.71 m ²	C46	39.73 m ²	C67	
C5	76.82 m ²	C26	86.71 m ²	C47	76.27 m ²	C68	13.47 m ²
C6	67.73 m ²	C27	83.08 m ²	C48	86.71 m ²	Placa	Área Trib.
C7	76.25 m ²	C28	76.27 m ²	C49	86.71 m ²	P1	71.87 m ²
C8	76.25 m ²	C29	86.71 m ²	C50	86.71 m ²	P2	51.09 m ²
C9	56.23 m ²	C30	86.71 m ²	C51	86.71 m ²	P3	236.77 m ²
C10	45.69 m ²	C31	86.71 m ²	C52	83.08 m ²	P4	65.84 m ²

C11	43.70 m ²	C32	86.71 m ²	C53	27.81 m ²	P5	79.45 m ²
C12	91.74 m ²	C33	83.08 m ²	C54	64.44 m ²	P6	65.84 m ²
C13	76.03 m ²	C34	76.27 m ²	C55	73.25 m ²	P7	79.45 m ²
C14	78.55 m ²	C35	86.71 m ²	C56	73.25 m ²	P8	65.84 m ²
C15	37.56 m ²	C36	86.71 m ²	C57	73.25 m ²	P9	73.28 m ²
C16	76.27 m ²	C37	86.71 m ²	C58	73.25 m ²	P10	40.67 m ²
C17	86.71 m ²	C38	86.71 m ²	C59	70.18 m ²	P11	23.04 m ²
C18	86.71 m ²	C39	83.08 m ²	C60	11.35 m ²	P12	37.49 m ²
C19	86.71 m ²	C40	76.27 m ²	C61	54.06 m ²	P13	19.08 m ²
C20	86.71 m ²	C41	86.71 m ²	C62	38.41 m ²	P14	35.07 m ²
C21	83.08 m ²	C42	86.71 m ²	C63	58.32 m ²	P15	64.93 m ²

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ZAPATAS

Para el diseño de zapatas se tomarán en cuenta los criterios de Meyerhof, Vesic y Terzaghi y se plantean zapatas a una profundidad de 2 metros. Así mismo, en la tabla 21 se observa la capacidad de carga última y admisible para cada uno de los métodos anteriormente mencionados. Las fórmulas utilizadas para los cálculos se encuentran en el capítulo 2.6. Además, en la tabla 22 se observan los valores utilizados para el cálculo de la capacidad portante.

Tabla 21

Capacidad de carga última y admisible según distintos criterios

	Terzaghi	Meyerhof	Vesic
Qult	19.098 Kg/cm ²	28.051 Kg/cm ²	21.113 Kg/cm ²
Qadm	6.366 Kg/cm ²	9.350 Kg/cm ²	7.038 Kg/cm ²
Nq	47.156	37.752	37.752
Nc	63.528	50.585	50.585
Nγ	48.110	44.426	56.311

Sc(H)	1.300	1.770	1.746
Sq(H)	1.000	1.385	1.727
SY(H)	0.800	1.385	0.600
dc	-	1.131	1.002
dq	-	1.065	1.001
dY	-	1.065	1.000
<p>Los factores de inclinación no serán tomados en cuenta debido a que no existen cargas inclinadas, inclinación del talud o inclinación del terreno en la base del cimiento</p>			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22

Parámetros geotécnicos de la zapata propuesta

Peso unitario	γ	22.32
Cohesión	C	0.00
Base de cimiento	B	2.40
Largo de cimiento	L	2.40
Alto de cimiento	h	0.40
Desplante	Df	0.80

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se debe comprobar que el ancho del cimiento $B=2.40$ m satisface el valor necesario en la verificación del asentamiento, del asentamiento inmediato, del volteo y del deslizamiento. En el anexo 8 se encuentra el procedimiento efectuado y los valores utilizados para la obtención de la información que se observa en la tabla 23, la cual cumple para todas las columnas y placas del proyecto.

Tabla 23

Verificaciones de zapata según distintos criterios

ASENTAMIENTO: $Q_{adm} \cdot A \geq N$	ASENTAMIENTO INMEDIATO
--	------------------------

Terzaghi	Cumple	Cumple
Meyerhof	Cumple	Cumple
Vesic	Cumple	Cumple

VOLTEO		DESGLIZAMIENTO	
FS vuelco ≥ 1.5	Cumple	FS deslizamiento ≥ 1.5	Cumple

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

El diseño de platea de cimentación contempla el uso de las áreas tributarias para cada columna que se observan en la figura 44. Para el caso de las plateas, la profundidad planteada es de 0.40 metros. Posteriormente, se usará el criterio de Terzagui en la ecuación 10, en el capítulo 2 de la presente tesis para la determinación de la capacidad de carga admisible y la carga actuante sobre el terreno. En la tabla 24 se resumen estos valores con verificaciones por asentamiento. Del mismo modo, la carga actuante de la edificación sobre el terreno es de 0.105 kg/cm^2 , por lo que se concluye que $q_{\text{adm}} > q_{\text{act}}$.

Tabla 24

Verificación por asentamiento para platea propuesta

	B (m)	Fd (m)	q ult (kg/cm ²)	q adm (kg/cm ²)	Verif. por asent. al centro	Verif. por asent. en la esquina
1	8.25	1.02	3.01	1.00	0.70	0.42
2	3.99	1.03	3.30	1.10	0.37	0.22
3	4.82	1.03	3.20	1.07	0.44	0.26
4	6.97	1.02	3.06	1.02	0.60	0.36
5	5.91	1.02	3.12	1.04	0.52	0.31
6	3.07	1.04	3.48	1.16	0.30	0.18
7	3.93	1.03	3.31	1.10	0.37	0.22
8	2.55	1.05	3.64	1.21	0.26	0.16
9	7.80	1.02	3.03	1.01	0.67	0.40
10	4.75	1.03	3.21	1.07	0.43	0.26

11	3.58	1.04	3.37	1.12	0.34	0.20
12	7.26	1.02	3.05	1.02	0.63	0.38
13	7.13	1.02	3.05	1.02	0.62	0.37
14	4.29	1.03	3.26	1.09	0.40	0.24

Fuente: Elaboración propia

Así mismo, se realizó las verificaciones por deslizamiento, como indica la ecuación 4 en el capítulo 2 del presente estudio, obteniendo los siguientes resultados en la tabla 25.

Tabla 25

Verificación por deslizamiento para platea propuesta

Parámetros	Valores
	Corte general
N'	1028.29
ξ	24.51
Ca	0.00
Sumatorias de fuerzas resistentes	468.80
FS(deslizamiento)	35.81355105
Verificación	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

La presente investigación demostró la factibilidad de utilizar cimientos superficiales para la construcción de un centro comercial de 3 pisos en una zona con suelos susceptibles a la licuación en la urbanización la Encantada de Villa en Chorrillos. Los cálculos realizados son válidos para suelos similares con estratos licuables de hasta aproximadamente 2.50 metros de profundidad. De tal forma que, para profundidades mayores a 2.50 metros se deben realizar nuevamente los análisis y los cálculos necesarios para la obtención de los resultados requeridos para el diseño de la cimentación de la edificación investigada.

Los resultados obtenidos de la capacidad portante del suelo (Terzaghi, Meyerhof y Vesic) de la zona estudiada indican que es apto para la construcción de la edificación propuesta. Sin embargo, se demostró en la presente tesis que ante estratos de suelos con arenas medianamente sueltas y nivel freático cercano a la superficie se deben evaluar otros fenómenos. El primero de ellos es evaluar el potencial de licuación del suelo; tal como ocurrió en nuestra investigación, se comprobó la inminente licuación de suelos que se presentará ante la presencia de un sismo. El segundo de ellos es evaluar la reacción del suelo arenoso medianamente suelto ante la presencia de un sismo ; el cual fue analizado con el método de Richards y obtuvimos que habrá un asentamiento de 17 centímetros.

Se optó por un mejoramiento de suelos con material controlado gravoso compactado en capas de 25 centímetros a una profundidad de 2.50 metros para mitigar el fenómeno de la licuación y el asentamiento calculado con el método de Richards para suelos granulares.

Bajo las condiciones del suelo mejorado se procedió a analizar el suelo por los métodos de Terzaghi, de Meyerhof, de Vesic y de Richards con lo cual se halló el “ q_{adm} ” de cada uno de ellos. Se descarto la licuación de suelos por no haber presencia de arenas sueltas en el suelo, debido al mejoramiento realizado.

Capacidad Portante Terzaghi		Capacidad Portante Meyerhof		Capacidad Portante Vesic		Capacidad Portante Richards	
$q_{ult} =$	19.098	$q_{ult} =$	28.051	$q_{ult} =$	21.113	$q_{ult} =$	5.735
$Q_{adm} =$	6.366	$Q_{adm} =$	9.350	$Q_{adm} =$	7.038	$Q_{adm} =$	2.294

Las zapatas formuladas serán de forma cuadrada, estarán conectadas y tendrá un ancho de base de $B= 2.40$ metros, con una profundidad de desplante de $D_f= 0.80$ metros.

RECOMENDACIONES

Si bien se utilizaron los ensayos de Cono Peck para hallar la compacidad relativa del suelo estudiado. Es recomendable utilizar el ensayo SPT debido a que cuenta con una precisión mayor. Como dato adicional, el ensayo SPT es usado a nivel mundial y por ende se pueden usar los datos obtenidos para poder correlacionarlos con demás ensayos de suelos en otros lugares del mundo.

Teniendo en cuenta que el objetivo de la tesis fue resolver el diseño de la cimentación de una edificación en una zona con susceptibilidad a la licuación de suelos de forma superficial. Hay que tener presente que existen cimentaciones profundas y es recomendable evaluar el costo y la posibilidad de utilizarlas para luego hacer una comparación de la mejor solución en cuanto a seguridad y costo

Se debe resaltar que si se está realizando una investigación en una zona similar a la planteada en esta tesis. Es recomendable utilizar los datos y los procedimientos obtenidos en la presente únicamente como referencia. Debido a que, cada suelo presenta particularidades importantes que deben de ser analizadas para obtener resultados confiables para la elaboración de los cimientos. Como ingenieros, siempre se debe velar porque existan estructuras confiables para la seguridad de las personas.

Es recomendable agregar impermeabilizantes a las estructuras de cimentación y mantas plásticas entre el suelo y el cimientto, debido al nivel freático y al carácter agresivo del agua de la zona.

Es recomendable utilizar cemento del tipo V en la fabricación de los elementos estructurales de la edificación. Debido a que la zona se encuentra cerca al mar, lo cual trae consigo un entorno con agentes agresivos que atacaran a los elementos estructurales tales como el concreto y el acero.

Si bien, se concluyó que el desplante mínimo sea de 0.80 metros para una zapata cuadrada de $B=2.40\text{m}$, existen otras combinaciones que también funcionarían de forma adecuada; con un costo económico ligeramente mayor. En el anexo 10 se observa la metodología y los valores usados para la obtención del costo.

B	D_f mínimo	Costo
2.40 m	0.80 m	S/. 2,760,901
2.30 m	1.00 m	S/. 2,760,949
2.10 m	1.50 m	S/. 2,764,721
1.90 m	2.00 m	S/. 2,767,467
1.80 m	2.40 m	S/. 2,774,453

BIBLIOGRAFÍA

- ALVA HURTADO, J. E. (1983). *Breve historia del fenómeno de licuación de suelos en el Perú*. Lima.
- ALVA HURTADO, J. E. (2002). *Dinámica de suelos*. Perú: Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Alva Hurtado, J. E. (s.d.). *Cimentaciones superficiales*.
- AMBRASEYS, N. (1988). *Engineering Seismology Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Londres.
- ANGELO, S., GARIBAY, T., & CAHUPÉ, M. (2006). *Permeabilidad de suelos (Tesis)*. Argentina: Universidad Nacional de Rosario.
- AYALA, R. (2010). *Evaluación del potencial de licuación de suelos de la ciudad de Tambo de Mora (Tesis)*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- BOLETÍN EMPRESARIAL. (2011). Recuperé sur <http://aempresarial.com/web/informativo.php?id=15472>
- BOWLES, J. (1997). *Foundation analysis and design fifth edition*. The McGraw-Hill companies, Inc.
- CAMACHO CORRICO, L., & SEMPERTEGUI TAPI, G. (2009). *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de fundaciones*. Bolivia: UMSS - Universidad Mayor de San Simón.
- CARRILLO GIL, A. (1995). *Estabilidad y comportamiento de los suelos en el Perú*. Perú: CONCYTEC.
- CARRILLO GIL, A., & ALCAYHUAMAN, L. (2008). *Licuación de suelos durante el sismo Pisco-Perú-2007*. Honduras: LACCEI.
- CASTRO, G. (1995). *Empirical Methods in Liquefaction Evaluation*. México DF.
- CISMID. (2010). *Microzonificación sísmica del distrito de Chorrillos Perú*. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.
- DAS, B. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Estados Unidos: GENGAGE Learning.

- DAS, B. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico DF: International Thomson Editores.
- DASHTI, S., PESTANA, J., & RIEMER, M. (2010). *Mechanism of Seismically Induced Settlement of Buildings with Shallow Foundation on Liquefiable Soil*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Estados Unidos: ASCE.
- DISMUKE, J. N. (2014). *A proposed method for estimating differential settlements due to post liquefaction reconsolidation*. Nueva Zelanda.
- FERNÁNDEZ, J. (2008). *ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS SATURADOS MEDIANTE EL MODELO DE PLASTICIDAD CAM-CLAY*. (Tesis). España: Universidad de Sevilla.
- GARCÍA, J. (2007). *Análisis comparativo del fenómeno de licuación de arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- HENÍQUEZ, C. (2007). *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*. Madrid: Universidad politécnica de Madrid.
- HOLZER, T. (2002). *Liquefaction potential index and seismic hazard mapping in the San Francisco Bay area, California*. California.
- (s.d.). *Ingeniería geotécnica - GICO UPC*. Cataluña: Universidad politécnica de Cataluña grado en ingeniería de la construcción.
- ISHIHARA, K. (1985). *STABILITY OF NATURAL DEPOSITS DURING EARTHQUAKES*. Japón: Universidad de Tokio.
- ISHIHARA, K. (1996). *Soil behavior in earthquake geotechnics*. Reino Unido: Clarendon Press - Oxford.
- JOHANSSON, J. (27, 09 2015). *The soil liquefaction website (2000)*. Recuperé sur <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>
- JUANG, C. (2005). *Reliability analysis of soil liquefaction potential*. Vancouver: ASCE.
- KUN LI, D. (2006). *Liquefaction potential index A critical assessment using probability concept*. *Journal of GeoEngineering Vol 1 N° 1*. Taiwán: Geotechnical Society.
- KURIBAYASHI, E., & TATSUOKA, F. (1975). *Brief Review of Soil Liquefaction During Earthquake in Japan, Soil and Foundations*. Japón.
- LA REPÚBLICA. (2005, Junio 07). *LA REPÚBLICA*. Recuperé sur <http://larepublica.pe/07-06-2005/suelo-inestable-en-chorrillos-y-la-costa-verde>

- LEE, D., KU, C., & JUANG, C. (2000). *Preliminary investigation of soil liquefaction in the 1999 Chi'Chi Taiwan earthquake*. Taipei: National Center for Research on Earthquake Engineering.
- LIU, Y. X. (1984). *Seismic Liquefaction of Sand*. China: Earthquake Press.
- MINISTERIO DE VIVIENDA. (2006). NTE 0.50 SUELOS Y CIMENTACIONES. PERÚ.
- MONTOYA, J., & PINTO VEGA, F. (2010). *Cimentaciones*. Venezuela.
- MUELAS RODRIGUEZ, A. (s.d.). Manual de mecánica de suelos y cimentaciones.
- MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHORRILLOS. (2011). *ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y VULNERABILIDAD EN EL DISTRITO DE CHORRILLOS*. Lima.
- MUSSIO ARIAS, V. (2012). *Potencial de licuación mediante el método de microtremores en la colonia solidaridad social, Mexicali*. Mexico.
- NADEO, J., & LEONI, A. (2008). *Introducción a algunas propiedades fundamentales de los suelos*. Argentina: Universidad Nacional de la Plata.
- PARRA MURRUGARRA, D., & ALVA HURTADO, J. (1991). *Métodos simplificados para la evaluación del potencial de licuación de suelos*. Lima: Congreso nacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones.
- PIDWIRNY, M. (2013, MARZO 28). *THE ENCYCLOPEDIA OF EARTH*. Récupéré sur THE ENCYCLOPEDIA OF EARTH: <http://www.eoearth.org/view/article/155264/>
- QUIJADA, C. (2008). *Mejoramiento de suelos en base a los métodos de vibro flotación y vibro sustitución. Tesis para optar al título de Ingeniero Constructor*. Chile: Universidad Austral de Chile.
- Revista de obras públicas . (2002). *Obras públicas*, 27 - 33.
- ROBERTSON, P., & WRIDE, C. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Alberta: University of Alberta.
- TORRES RINCÓN, A. L. (2014). *Determinación del comportamiento de licuación por flujo de la arena del depósito cuaternario del minucipio de Paipa mediante ensayos triaxiales no drenados*.
- TORRES RINCÓN, A. L. (2014). *Determinación del comportamiento de licuación por flujo de la arena del depósito cuaternario del minucipio de Paipa mediante ensayos triaxiales no drenados*.

- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA . (2016). *Informe de conglomerado de excavaciones*. Lima.
- USGS. (2012). *SEISMO*. Récupéré sur SEISMO: <http://www.seismo.ethz.ch/index>
- VIVAR, G. (2007). Aplicabilidad del Cono Dinámico "Tipo Peck". *XVI CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA CIVIL*, (pp. 1-4). Arequipa.
- WAKAMATSU, K. (1991). *Maps for Historic Liquefaction Sites in Japan*. Japón: Tokai University Press.
- WAKAMATSU, K. (1993). *Historic of Soil Liquefaction in Japan and Assessment of Liquefaction Potential Based on Geomorphology*. Japón: Universidad de Tokyo.
- YOUD, L. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of Liquefaction resistance of soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- YOUD, L., & otros, y. (1994). *Earthquake basics brief No 1*. Estados Unidos: Earthquake Engineering Research Institute.
- YOUD, T., & IDRIS. (1997). *Summary Report Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Buffalo: National Center of Earthquake Engineering Research.
- ZAPATA CHICA, J. C. (2005). Licuación de arenas en la refinería general Lázaro Cárdenas. México.

ANEXOS

Anexo 1: Mapa de sismos en Lima. Fuente : CISMID

Anexo 2: Calicata E38 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID

Anexo 3: Calicata E44 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID

Anexo 4: Calicata E46 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID

Anexo 5: Calicata E53 de Ensayo de Cono Peck. Fuente: CISMID

Anexo 6: Métodos simplificados

CSR

CORRECCIÓN DEL N

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

(N1)60	16.77
Nm	25.5

σ'_v	0.325
-------------	-------

Cn	1.75411604
Ce	0.5
Cb	1
Cr	0.75
Cs	1

$$CSR = (\tau_{av}/\sigma'_{vo}) = 0.65(a_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})r_d$$

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{for } z \leq 9.15 \text{ m}$$

a max	0.51 g
σ'_v	0.358 kg/cm ²
σ_v	0.365 kg/cm ²
rd	0.985
CSR	0.333

CRR

SEGÚN CRITERIO DE BLAKE

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

a	0.048
c	-0.004721
e	0.0006136
g	-0.00001673
b	-0.1248
d	0.009578
f	-0.0003285

Fc: % de finos

h	3.714E-06
x	25.1284815
α	5
β	1.2
(N1)60cs	25.13

Si $FC \leq 5\%$,

$$\alpha = 0$$

$$\beta = 1.0$$

Si $5\% < FC < 35\%$,

$$\alpha = \exp\left(1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right)$$

$$\beta = \left(0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)\right)$$

Si $FC \geq 35\%$

$$\alpha = 5$$

$$\beta = 1.2$$

CRR	0.285
------------	--------------

SEGÚN CRITERIO DE RAUCH

$$CRR_{75} := \frac{1}{34 - NI60} + \frac{NI60}{135} + \frac{50}{(10 \cdot NI60 + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

(N1)60	16.77
CRR	0.294

POTENCIA DE ESTRATO EVALUADO

	Criterios	
FS	Rauch	Blake
CRR/CSR	0.720	0.856

Considerando $N_m=25.5$ y Profundidad=2.00 m.

POTENCIA DE ESTRATO SUPERIOR LICUABLE

	Criterios	
FS	Rauch	Blake
CRR/CSR	0.384	0.417

Considerando $N_m=10$ y Profundidad=1.30 m.

INDICE DE POTENCIAL DE LICUACION

$$I_L = \int_0^{20} F \times w(z) dz$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \times z$$

F	0.115
Z	2.00 m
IL	19.787

Riesgo alto de colapso

Anexo 7: Capacidad de carga y asentamiento bajo condiciones sísmicas más desfavorables según Richards.

Asentamiento por sismo

γ	1.85 gr/cm ³
Φ	34.362438
B	2.4 m
DF	0.8 m
Df/B	0.33
kv	0
kh	0.21 0.23
kh prom	0.22
tan ae	1.1
tan theta	0.22

A	0.51
g	9.81
V	0.4
Seq	0.17677 m

$$S_{Eq} = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{K_h}{A} \right|^{-4} \tan \alpha_{AE}$$

Capacidad portante del suelo

NyE/Ny	0.23
NqE/Nq	0.44
FS	2.5
γ	18.14 KN/m ³
Ny	44
Nq	37
NyE	10.12
NqE	16.28
que	$qN_{qE} + 0.5\gamma B N_{\gamma E}$
que	456.62 KN/m ²
que	4.57 Kg/cm ²
Qadm	1.83 Kg/cm ²

$$q_{ultE} = q \cdot N_{qE} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma E}$$

Anexo 8: Capacidad de carga según Terzaghi, Meyerhof y Vesic

CÁLCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

γ	22.32	KN/m3	N	-172.7821	ton
C	0.00	KN/m2	V_{x-x}	-1.4403	ton
B	2.40	m	V_{y-y}	0.9056	ton
L	2.40	m	M_x	-2.6456	ton.m
h	0.40	m	M_y	7.2291	ton.m
Df	0.80	m	e_x	-0.0418	m
ø	36.00	grados	e_y	0.0153	m
β	0.00	grados	Es	12000	ton/m2
η	0.00	grados	if	1.12	cm/m
δ	0.00	grados	μ	0.30	
FS	3.00		Tipo de Zapata :		Cuadradas

		Capacidad Portante Terzaghi	Capacidad Portante Meyerhof	Capacidad Portante Vesic		
Resultados	q_{ult} =	19.10 Kg/cm²	q_{ult} =	28.05 Kg/cm²	q_{ult} =	21.11 Kg/cm² Kg/cm ²
	Q_{adm} =	6.37 Kg/cm²	Q_{adm} =	9.35 Kg/cm²	Q_{adm} =	7.04 Kg/cm² Kg/cm ²
Factores de Capacidad de Carga	N_q =	47.156	N_q =	37.752	N_q =	37.752
	N_c =	63.528	N_c =	50.585	N_c =	50.585
	N_γ =	48.110	N_γ =	44.426	N_γ =	56.311
Factores de Forma	Factor de forma		Factor de forma		Factor de forma	
	sc =	1.300	sc =	1.770	sc =	1.746
	sq =	1.000	sq =	1.385	sq =	1.727
	sy =	0.800	sy =	1.385	sy =	0.600
Factores de Profundidad	Factor de profundidad		Factor de profundidad		Factor de profundidad	
	dc =	1.131	dc =	1.131	dc =	1.002
	dq =	1.065	dq =	1.065	dq =	1.001
	dγ =	1.065	dγ =	1.065	dγ =	1.000
Factores de Inclinación	Factor de inclinación		Factor de inclinación		Factor de inclinación	
	ic =	1	ic =	1	ic =	1
	iq =	1	iq =	1	iq =	1
	iγ =	1	iγ =	1	iγ =	1
					Fact. Incl. Base	
					bc =	1

Factores de Base Inclinada	$bq =$	1
	$by =$	1
	Fact. inclin. Terreno	
Factores de Base sobre pendiente	$gc =$	1
	$gq =$	1
	$gy =$	1

Anexo 9: Verificación de zapatas

Los siguientes resultados se hicieron con los datos de la Columna "C1". El mismo procedimiento se efectuó con el resto de las columnas, con la información que se encuentra en el capítulo 6.1

γ	22.32	KN/m ³	N	-172.7821	ton
C	0.00	KN/m ²	V_{x-x}	-1.4403	ton
B	2.40	m	V_{y-y}	0.9056	ton
L	2.40	m	M_x	-2.6456	ton.m
h	0.40	m	M_y	7.2291	ton.m
Df	0.80	m	e_x	-0.0418	m
ø	36.00	grados	e_y	0.0153	m
β	0.00	grados	Es	12000	ton/m ²
η	0.00	grados	if	1.12	cm/m
δ	0.00	grados	μ	0.30	
FS	3.00		Tipo de Zapata :		Cuadradas

	Terzaghi	Meyerhof	Vesic
Qult	19.10 Kg/cm ²	28.05 Kg/cm ²	21.11 Kg/cm ²
Qadm	6.37 Kg/cm ²	9.35 Kg/cm ²	7.04 Kg/cm ²

γ_{concreto}	2400	kg/m ³
volumen	2.304	m ³
b	2.40	m
l	2.40	m
h	0.40	m

ASENTAMIENTO: Qadm*A ≥ N				
Terzaghi	Cumple	Qv	172.7821	ton
			172782.1	kg
		Qadm	6.37 Kg/cm ²	kg/cm ²
			63659.27662	kg/m ²
		Area	5.76	m ²
Meyerhof	Cumple	Qv	172.7821	ton
			172782.1	kg
		Qadm	9.35 Kg/cm ²	kg/cm ²
			93503.91172	kg/m ²
		Area	5.76	m ²
Vesic	Cumple	Qv	172.7821	ton
			172782.1	kg
		Qadm	7.04 Kg/cm ²	kg/cm ²
			70375.75316	kg/m ²
		Area	5.76	m ²

VOLTEO			
vuelco: FS FS vuelco$\geq$1.5	14.671	Fuerza Resistente	89155.85
	1.5	Fuerza Actuante	6076.86
	Cumple	Qv	172.7821 ton
			172782.1 kg
		ML	7.2291 ton.m
			7229.1 kg.m
		Qh	-1.4403 ton
			-1440.3 kg
		Df	0.80 m
		Wzap	5529.6 kg

DESlizAMIENTO			
delizamiento FS FS deslizamiento$\geq$1.5	87.158	Fuerza Resistente	125533.5437
	1.5	Fuerza Actuante	1440.30
	Cumple	Qv	172.7821 ton
			172782.1 kg
		ϕ (del suelo)	36.00 grados
		Ca	0 KN/m2
		B	2.40 m
		L	2.40 m
		Qh	1.4403 ton
			1440.30 kg

ASENTAMIENTO INMEDIATO				
Terzaghi	Si (cm) =	0.013	Qadm	63.66 [ton/m ²]
	Si (mm) =	0.1298	B	2.40 [m]
	Si Máximo (cm) =	2.5	Es	12000 [ton/m ²]
	Cumple		If	1.12 [cm/m]
			μ	0.30
Meyerhof	Si (cm) =	0.019	Qadm	93.50 [ton/m ²]
	Si (mm) =	0.1906	B	2.40 [m]
	Si Máximo (cm) =	2.5	Es	12000 [ton/m ²]
	Cumple		If	1.12 [cm/m]
			μ	0.30
Vesic	Si (cm) =	0.001	Qadm	7.04 [ton/m ²]
	Si (mm) =	0.0143	B	2.40 [m]
	Si Máximo (cm) =	2.5	Es	12000 [ton/m ²]
	Cumple		If	1.12 [cm/m]

	μ 0.30
--	------------

Donde:

$$Si = \frac{q * B * (1 - \mu^2)}{Es} * If$$

Si = Asentamiento (cm).
 q = Esfuerzo neto transmisible (ton/m²)
 B = Ancho de cimentación (m)
 Es = Módulo de elasticidad (ton/m²)
 μ = Relación de Poisson (adimensional)
 If = Factor de forma (cm/m).

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE If (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

MODULO DE ELASTICIDAD	
TIPO DE SUELO	Es (ton/m ²)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

Se considera un valor intermedio de 12 000 ton/m²

COEFICIENTE DE POISSON	
TIPO DE SUELO	μ (-)

ARCILLA: SATURADA	0.4 – 0.5
NO SATURADA	0.1 – 0.3
ARENOSA	0.2 – 0.3
LIMO	0.3 – 0.35
ARENA : DENSA	0.2 – 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 – 0.4
LOESS	0.1 – 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

Se consideró el valor del coeficiente de poisson igual a 0.3, debido a que represente un valor aproximado del relleno controlado utilizado.

Anexo 10: Diseño de platea

$$q_{adm(neta)} (kN/m^2) = 11.98 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

N corr	23.02			FS	3
B	3.99				
Df	0.4				
Se	25				
Fd	1.033082707				
q adm	330.105767	kN/m2	<	366.7086	CUMPLE 110.0352556 kN/m2
q adm	284.903136	kN/m2	<	366.7086	CUMPLE 1.100352556 kg/cm2

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Q	5756414	kg
A	5598	m2
y	0.019	kg/m3
Df	0.5	m
q	1028.28882	kg/m2
q	10.4820471	kN/m2
q	0.10482047	kg/cm2

	B (m)	Fd (m)	q ult (kg/cm2)	q adm (kg/cm2)	Verificación por asentamiento al centro	Verificación por asentamiento en la esquina
1	8.25	1.02	3.01	1.00	0.70	0.42
2	3.99	1.03	3.30	1.10	0.37	0.22
3	4.82	1.03	3.20	1.07	0.44	0.26
4	6.97	1.02	3.06	1.02	0.60	0.36
5	5.91	1.02	3.12	1.04	0.52	0.31
6	3.07	1.04	3.48	1.16	0.30	0.18
7	3.93	1.03	3.31	1.10	0.37	0.22
8	2.55	1.05	3.64	1.21	0.26	0.16
9	7.80	1.02	3.03	1.01	0.67	0.40
10	4.75	1.03	3.21	1.07	0.43	0.26

11	3.58	1.04	3.37	1.12	0.34	0.20
12	7.26	1.02	3.05	1.02	0.63	0.38
13	7.13	1.02	3.05	1.02	0.62	0.37
14	4.29	1.03	3.26	1.09	0.40	0.24

Anexo 11: Calculo de costo

Costo		
Excavacion	15.31	por m3
Relleno de material controlado	102.74	por m3
Relleno de material propio	88.43	por m3
Nivelacion y compactacion	8.07	por m2
Concreto	229.80	por m3
Acero (Costo de 1 malla de acero por m2)	66.74	Por m2
Eliminacion de material	19.75	por m3

INFORMACIÓN		
Área total	5,600.00	m2
Altura 1 (2/3 del area)	2.4	m
Altura 2 (1/3 del area)	3.5	m
Altura excavacion y relleno mat. prop.	2.75	m
Area con profundidad de 2.4 m	3,733.33	m2
Area con profundidad de 3.5 m	1,866.67	m2

CIMENTACIÓN			
zapata		Platea	
L	2.40	Area de platea	5600.00
B	2.40	h	0.40
h	0.40	Df	0.40
Df	0.80		
# ZAPATA	68.00		
Longitud total de placas	315		
Columna	60 x 60		

RELLENO CON MATERIAL CONTROLADO			
EXCAVACIÓN DE ZANJA		237,202.93	soles
RELLENO CON MATERIAL CONTROLADO		1,591,785.07	soles
NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN (Capas de 30 cm)		376,600.00	soles
capas de compactacion a 2m	7	210896.00	
capas de compactacion a 3.1m	11	165704.00	
TOTAL		2,205,588.00	soles

PLATEA		
CONCRETO	514,752.00	soles

ACERO (Costo de 2 mallas de acero por m2)	747,443.20	soles
ELIMINACION DE MATERIAL NATURAL	305,993.33	soles
TOTAL	1,568,188.53	soles

ZAPATAS				
ZANJA PARA ZAPATA			4,797.30	soles
ZANJA PARA PLACA			9,259.49	soles
CONCRETO			174,754.63	soles
ZAPATA AISLADA		38253.43		
ZAPATA CORRIDA		75282.48		
Vigas		61218.72		
ACERO			50,750.33	
ZAPATA AISLADA		11109.14		
ZAPATA CORRIDA		21862.71		
Vigas		17778.47		
ELIMINACION DE MATERIAL NATURAL			305,993.33	soles
ELIMINACION DE RELLENO			9,757.76	
ZAPATA AISLADA		3287.66		
ZAPATA CORRIDA		6470.10		
TOTAL			555,312.83	soles

B	D _f mínimo	Costo
2.40 m	0.80 m	S/. 2,760,901
2.30 m	1.00 m	S/. 2,760,949
2.10 m	1.50 m	S/. 2,764,721
1.90 m	2.00 m	S/. 2,767,467
1.80 m	2.40 m	S/. 2,774,453