Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges
N.P. López-Acosta et al. (Eds.)

© 2019 The authors and IOS Press.
This article is published online with Open Access by IOS Press and distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License 4.0 (CC BY-NC 4.0).
doi:10.3233/STAL190276

Liquefaction Vulnerability: A Case Study from the 2010 Chile Earthquake

Carola SANHUEZA[a,1]
[a] *Pontificia Universidad Católica de Chile*

Abstract. Liquefaction and lateral spreading were common in the area affected by the magnitude 8.8 earthquake of Chile in 2010. In the town of Linares, located 88 km east of the epicenter, the soil liquefaction caused severe structural damage on buildings from a local industrial facility, differential settlements, rocking of a concrete silo, and important indirect losses. This study summarizes the observed ground failure consequences, the geotechnical characterization of local soils, and presents the analysis of a liquefaction potential. The studied facility consists of closely spaced concrete silos and metallic silos. The facility is located on flat alluvial deposits in the central valley, an area crossed by several creeks and estuaries, and 5 km south of a major river. The site investigation consisted on open shallow pits for visual and physical characterization, and deep borings where standard penetration tests were conducted to develop shear strength profiles. It was concluded that the liquefied layers correspond to shallow deposits of loose saturated sands and low plasticity, with average blow counts below 15. In addition to the low soil strengths, the ground motion duration and intensity were critical factors in the initiation of liquefaction and were found to correlate well with the extent of the observed damage.

Keywords. Liquefaction, geotechnical characterization.

1. Introducción

En el año 2010, como consecuencia del terremoto 27F, se debió evaluar el comportamiento geotécnico del suelo de fundación de una instalación industrial en la localidad de Linares, VII Región, y analizar el posible fenómeno de licuefacción como causa de los daños observados.

La instalación comprende 12 silos de almacenamiento, de los cuales 8 tienen estructura de hormigón y 4 son metálicos. Los principales daños observados tras el terremoto fueron: grietas en el terreno próximo a los silos, fallas en uno de los silos de hormigón y asentamientos en los silos metálicos.

Con el objetivo de caracterizar geotécnicamente el suelo, se ejecutaron 10 calicatas de 4m de profundidad, 3 sondajes de 10m de profundidad y ensayos SPT ejecutados al interior de cada sondaje. Adicionalmente, se realizaron ensayos de laboratorio sobre muestras que fueron extraídas de las calicatas y sondajes.

De esta manera, el artículo presenta los resultados de: (i) la evaluación del comportamiento geotécnico del suelo de fundación, a partir del análisis del movimiento sísmico; (ii) la estimación del nivel de tensiones de trabajo en el terreno; y, (iii) la estimación del potencial de licuefacción, a partir de métodos cualitativos y cuantitativos.

[1] Escuela de Construcción Civil; Facultad de Ingeniería; Vicuña Mackenna 4860 – Santiago, Chile; E-mail: csanhuep@uc.cl.

2. Investigación Geotécnica y Parámetros de Cálculo

El caso en estudio se encuentra ubicado en la VII Región de Chile, en la localidad de Linares, en la denominada depresión intermedia entre la Cordillera de los Andes y la Cordillera de la Costa. Dicha zona presenta un aspecto de planicie suavemente ondulada, la cual ha sido rellenada con sedimentos correspondiente a materiales de origen volcánico, aluvial, coluvial y de remoción en masa.

El perfil estratigráfico del área de estudio presenta 4 horizontes de suelo y presencia de nivel freático entre 2,2m y 4,0m de profundidad. Los horizontes identificados corresponden a: H1, conformado por limo arenoso con presencia de gravas aisladas; H2, arena limosa de color marrón claro; H3, arena limosa de color marrón grisáceo; y, H4, arena con escasa presencia de limos y gravas aisladas.

De cada una de las prospecciones se extrajeron muestras representativas para la realización de ensayos de laboratorio, para caracterización geotécnica y determinación de parámetros mecánicos del suelo de fundación.

En relación a los sondajes, cada uno alcanzó una profundidad de 10m, con el objeto de abarcar la zona de influencia de cargas de los silos y se ejecutaron pruebas SPT por cada metro de profundidad, cuyos resultados se muestran en la Figura 1.

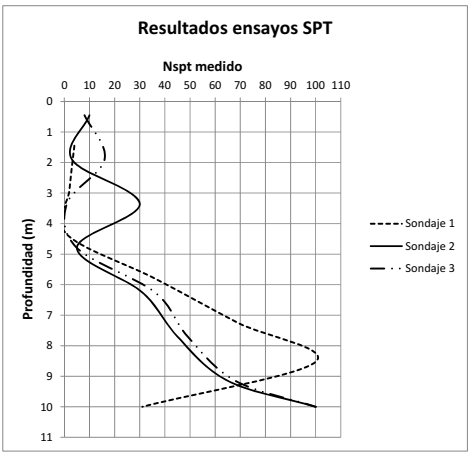

Figura 1. Resultados pruebas SPT.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que el valor de Nspt aumenta con la profundidad, alcanzándose valores superiores a los 30golpes/pie, para profundidades mayores a 5m, lo que permite definir el suelo como denso [1].

Los resultados de los ensayos SPT permitieron efectuar una estimación del potencial de licuefacción y de los parámetros de resistencia del terreno, los que posteriormente fueron contrastados con los obtenidos de los ensayos de corte directo. De esta manera, para valores de Ncorr menores a 30golpes/pie, el valor de ϕ puede variar entre 30° y 36°; mientras que, para valores de Ncorr mayores a 30golpes/pie, el valor de ϕ puede ser mayor a 36° [1].

El suelo presente en el sector corresponde a una arena limosa SM(ML) y/o ML con plasticidad baja a nula, porcentaje de finos entre 10% y 61%, y Gs entre 2,46 y 2,76.

En cuanto a los resultados de resistencia al corte del suelo de fundación, se efectuaron 3 ensayos de Corte Directo CD, obteniéndose valores de ángulo de fricción entre 28° y 32°; y de cohesión entre 0t/m^2 y 2t/m^2.

3. Evaluación del Comportamiento del Sitio Durante el Sismo del 27 de Febrero de 2010

A continuación, se presenta el análisis del comportamiento sísmico del sitio, luego del sismo M8.8 ocurrido el 27 de febrero de 2010.

3.1. Características del Movimiento Sísmico

El terremoto del 27 de febrero de 2010 se originó por un desplazamiento de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, abarcando una zona de, aproximadamente, 500kms de largo (N-S) y 150kms de ancho (E-O). El epicentro fue localizado en S35.909°- W72.733° y a 30kms de profundidad, frente a la costa de Cauquenes, de acuerdo a estimaciones del *USGS* (*Servicio Geológico de los Estados Unidos*). La magnitud del sismo fue estimada en Mw = 8.8 y el deslizamiento relativo entre las placas superó los 10m.

El registro de aceleraciones horizontales fue obtenido a partir de modelos de atenuación y espectros de respuesta elástica definidos por las normas de diseño sísmico, la cual osciló entre 0.4g a 0.5g. Para efectos de este trabajo se consideró un valor de 0.4g.

La Figura 2 muestra los espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento), para sismos de subducción interplaca.

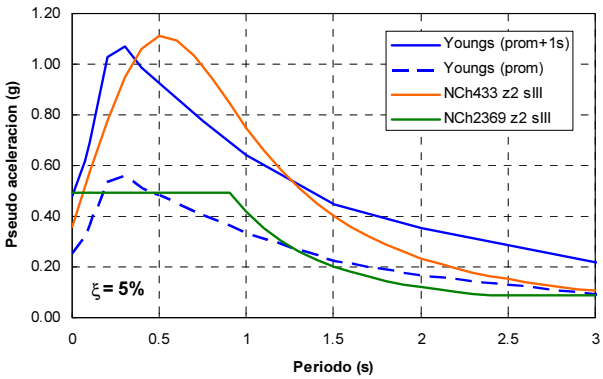

Figura 2. Espectros de respuesta para la zona en estudio [2] y normas chilenas [3] [4] (Razón de amortiguamiento de 5%).

En la Figura 2 se puede observar que la Norma Chilena NCh2369 [4] establece una pseudoaceleración constante de 0.5g, para periodos menores a 0.9s y un decaimiento para periodos mayores a 0.9s. Por otra parte, y en casi todo el rango de periodos, la Norma Chilena NCh433 [3] y las relaciones de atenuación [2] predicen aceleraciones sustancialmente mayores, llegando hasta 1.11g (T = 0.5s) y 1.07g (T = 0.3s), respectivamente.

3.2. Estimación del Nivel de Tensiones de Trabajo en el Terreno

El estado de tensiones del terreno se obtuvo a partir de modelos de elementos finitos, que incluyeron la geometría de las excavaciones y la secuencia constructiva de los silos.

Los modelos de silos metálicos y de hormigón se dividieron en 2 categorías principales: (i) modelos axisimétricos de silos aislados (HA, SA), donde no se incluyó el incremento de esfuerzos debido a los silos vecinos; y, (ii) modelos de deformación plana de silos en grupo (HG, SG), donde el efecto de la interacción entre silos vecinos se consideró de manera aproximada.

El estudio consideró las siguientes hipótesis en relación a los silos: densidad del material almacenado en el silo, 930kgf/m^3, de acuerdo a recomendaciones normativas; silos de hormigón con espesor de paredes (th) de 0,15m, diámetro de 7,5m y altura total de 42m (desde el sello de fundación); silos metálicos con espesor de planchas de 3mm, diámetro de 18m y altura total de 20m (desde el sello de fundación); espaciamiento entre silos, 2m; altura del material dentro del silo de hormigón, 34m y dentro del silo metálico, 20m; sobrecarga de 400kg/m^2, para simular el peso de la estructura sobre los silos; no se considera la rigidez de la fundación; modelación del grupo de 12 silos de hormigón como una carga rectangular uniforme sobre un área de 17m x 55m, distribuidos en un arreglo de 2 silos x 6 silos en planta; modelación de 3 silos metálicos como carga rectangular uniforme sobre un área de 18m x 58m, según 2 configuraciones de distribución de cargas: (i) en un área circular; y, (ii) sobre un anillo de ancho 3m.

Respecto del suelo de fundación, y para el cálculo del estado de tensiones del terreno, se consideró una densidad de 1,86t/m^3 y nivel freático a 3m respecto del nivel de terreno natural. En todos los casos, las tensiones del terreno fueron estimadas bajo el centro de las estructuras y en los bordes.

La modelación del caso en estudio consideró las siguientes fases de cálculo: (i) condiciones iniciales de campo libre, con nivel freático a -3.0m; (ii) construcción de las fundaciones; (iii) rebajamiento del NF y excavación para fundaciones; y, (iv) aplicación de carga de trabajo. La Figura 3 muestra la distribución de tensiones efectivas en el suelo de fundación.

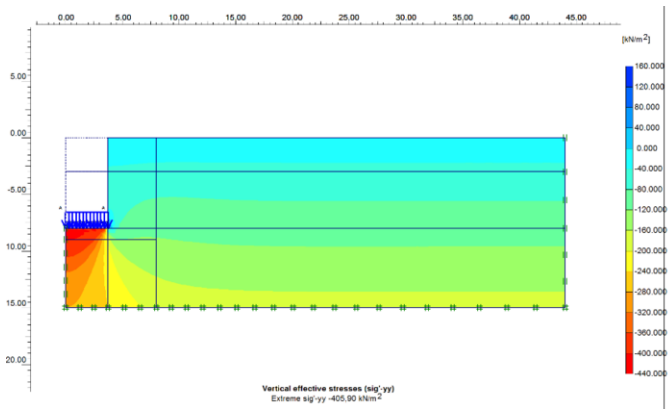

Figura 3. Modelo axisimétrico HA-930, tensiones efectivas verticales.

Como resultado del modelo de elementos finitos, y considerando las hipótesis definidas en los párrafos anteriores, las tensiones de trabajo para los silos de hormigón

fueron de 399kPa (aislado) y 296kPa (grupo de 12). En cuanto a los silos metálicos aislados, las cargas de trabajo fueron de 197kPa y 295kPa, para una distribución de carga uniforme circular y sobre un anillo de ancho 3m, respectivamente; mientras que, en grupo de 3 silos, la carga de trabajo obtenida fue de 144kPa.

3.3. Evaluación de la Susceptibilidad o Potencial de Licuefacción

El potencial de licuefacción del suelo en el sector fue estudiado y analizado de manera cualitativa, a partir de las recomendaciones de varios investigadores; y, de manera cuantitativa, usando el método de las tensiones [5] [6].

3.3.1 Análisis Cualitativo del Potencial de Licuefacción:

Existen diversos factores que influyen en la susceptibilidad de un suelo a exhibir licuefacción [7]. Estos factores han sido analizados para el caso en estudio, los que se describen a continuación.

Graduación y Plasticidad del Suelo. Un suelo puede considerarse potencialmente licuable cuando presentan una granulometría uniforme, porcentaje de finos bajos, IP < 12% y razón w/LL > 0.85 [8]. En este estudio, se encontraron arenas limosas no plásticas y saturadas, entre -5m y -9m, porcentaje de finos entre 10% y 40%, IP = 6 y w/LL = 0.92, por lo que puede considerarse el suelo potencialmente licuable.

Compacidad. El esfuerzo de corte cíclico, está influenciado por la compacidad del suelo. Mientras más compacto se encuentre el terreno, menor será la probabilidad de licuar. La compacidad obtenida está entre 62% y 91%, es decir menor que el 95% recomendado para suelos tipo II según NCh433 vigente al momento del terremoto [3].

Estructura del Suelo y Edad del Depósito. De manera general, suelos aluviales depositados con alta energía tienen mayor resistencia cíclica que suelos sedimentarios. Del mismo modo, suelos pleistocénicos (antiguos) son más resistentes a licuar, que suelos holocénicos (recientes). El caso en estudio está ubicado en una zona de transición entre depósitos volcánicos riolíticos (pleistoceno) y abanicos mixtos de depósitos aluviales y fluvioglaciales (pleistoceno - holoceno), por lo que este tipo de depósitos tiene un bajo potencial de licuefacción [9].

Deformaciones Sísmicas Previas. Chile se caracteriza por sufrir sismos de gran intensidad (Concepción 1835, Valparaíso 1906, Chillán 1939, Valdivia 1960 y Valparaíso 1985, entre otros). Bjerrum, Seed y otros investigadores han demostrado, que la historia de deformaciones sísmicas anteriores no modifica la compacidad de un depósito, pero sí aumentan su resistencia cíclica y, por lo tanto, son menos susceptibles a licuar.

3.3.2 Análisis Cuantitativo del Potencial de Licuefacción:

El método de las tensiones efectivas para el análisis cuantitativo del potencial de licuefacción fue desarrollado para cada estrato de suelo, mediante la aplicación del factor de seguridad a la licuación FS = CRR/CSR.

La razón de carga cíclica del suelo (CSR) ha sido determinado a partir de la Ec. (1):

$$CSR = 0{,}65 \cdot \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \cdot \frac{a_{máx}}{g} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF \cdot K_\alpha \cdot K_\sigma} \quad (1)$$

donde σ'_{vc} y σ_{vc} son las tensiones verticales efectivas y totales; $a_{máx}$ es la máxima aceleración del suelo en la superficie; r_d es un factor de reducción del esfuerzo de corte en profundidad; K_σ es un factor de corrección por esfuerzo efectivo vertical; MSF (*Magnitude Scaling Factor*) permite escalar la razón de carga cíclica a un sismo de magnitud equivalente a 7.5; y, K_α es un factor de corrección por esfuerzos de corte estático, definido a partir de la razón de corte $\alpha = \tau/\sigma'_v$.

La razón de resistencia cíclica del suelo (CRR) ha sido obtenida a partir de la Ec. (2):

$$CRR = exp \cdot \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right] \quad (2)$$

La conversión de Nm a $(N_1)_{60cs}$ se realiza mediante la Ec. (3):

$$(N_1)_{60cs} = C_N \cdot N_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (3)$$

donde: $(N_1)_{60} = C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_m$; $C_N = (P_{atm}/\sigma'_v)^{0,5}$ y $\Delta(N_1)_{60}$ corresponden a correcciones del número de golpes por contenido de finos; los factores de corrección C_E, C_B y C_S se estimaron iguales a 1.0; mientras que, el factor C_R varía con la profundidad entre 0.75 y 1.0.

Los resultados de este estudio se muestran en las Tablas 1 y 2. La nomenclatura utilizada es la siguiente: "-" puntos donde no hay suelo (al interior de un silo); "N/L" suelo no licúa y posee un FS > 3; "?" no se pudo calcular CRR, valores de α están fuera del rango; y, un valor numérico indica el FS contra la licuefacción.

Tabla 1. Factores de seguridad para silos de hormigón.

					FS Silos aislados		FS Silos en grupo	
SPT1	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	HA-930C	HA-930B	HG-930C	HG-930C
	2.45	2	8.1	**0.32**	-	**0.32**	-	**0.32**
	3.90	2	7.8	**0.27**	-	**0.26**	-	**0.27**
	5.35	36	53.7	N/L	-	N/L	-	N/L
	6.80	45	74.3	N/L	-	N/L	-	N/L
	9.55	33	26.7	1.20	**0.41**	1.79	**0.61**	**0.89**
SPT2	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	HA-930C	HA-930B	HG-930C	HG-930C
	2.90	30	43.5	N/L	-	N/L	-	N/L
	4.35	5	12.0	**0.35**	-	**0.36**	-	**0.35**
	5.80	31	49.3	N/L	-	N/L	-	N/L
	7.25	31	51.7	1.30	-	N/L	-	2.43
	8.70	65	63.8	N/L	1.65	N/L	N/L	N/L
SPT3	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	HA-930C	HA-930B	HG-930C	HG-930C
	2.90	32	46.0	N/L	-	N/L	-	N/L
	4.35	5	12.0	**0.32**	-	**0.33**	-	**0.33**
	5.80	36	56.3	N/L	-	N/L	-	N/L
	7.25	49	80.7	N/L	-	N/L	-	N/L
	8.70	68	66.7	N/L	2.15	N/L	N/L	N/L

Tabla 2. Factores de seguridad para silos metálicos.

					FS Silos aislados		FS Silos en grupo	
SPT1	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	SA-930UC	SA-930UB	SA-930AB	SG-930UC
	2.45	2	6.7	0.33	**0.26**	?	**0.25**	**0.27**
	3.90	2	6.6	0.27	**0.25**	**0.17**	**0.23**	**0.26**
	5.35	36	30.3	N/L	**0.87**	2.46	1.22	1.17
	6.80	45	31.6	N/L	**0.96**	3.08	1.86	1.30
	9.55	33	23.7	1.20	**0.51**	1.14	**0.72**	**0.54**
SPT2	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	SA-930UC	SA-930UB	SA-930AB	SG-930UC
	2.90	30	25.1	N/L	**0.63**	1.92	0.68	0.79
	4.35	5	8.9	**0.32**	**0.28**	**0.26**	**0.27**	**0.29**
	5.80	31	26.7	N/L	**0.66**	1.16	**0.99**	**0.78**
	7.25	31	22.1	1.30	**0.48**	1.24	**0.64**	**0.52**
	8.70	65	45.7	N/L	N/L	N/L	N/L	N/L
SPT3	z(m)	N_m	$(N_1)_{60cs}$	C.L.	SA-930UC	SA-930UB	SA-930AB	SG-930UC
	2.90	32	26.4	N/L	**0.68**	2.60	**0.75**	**0.88**
	4.35	5	8.9	0.32	**0.28**	**0.26**	**0.27**	**0.29**
	5.80	36	30.1	N/L	**0.85**	2.16	1.24	1.11
	7.25	49	34.0	N/L	1.26	N/L	3.33	1.87
	8.70	68	47.8	N/L	N/L	N/L	N/L	N/L

4. Conclusiones

El análisis del potencial de licuefacción, desde el punto de vista cualitativo indica que, debido a las condiciones geológicas regionales, existe una probabilidad media a baja de observar licuefacción durante un sismo. Mientras que, el análisis cuantitativo basado en la resistencia a la penetración, indica que sí hubo licuefacción, lo que se debió, principalmente, a la presencia de materiales granulares saturados y a la gran magnitud del movimiento sísmico.

Los primeros 4,5m bajo la superficie del terreno corresponden a suelos de muy baja resistencia a la licuefacción; incluso en campo libre (sin la acción de los silos), estos estratos de limos arenosos y arenas limosas sueltas tienen una baja resistencia cíclica.

Con las cargas provenientes de los silos de hormigón, el suelo de los sondajes 2 y 3, entre 4,5m y 9,5m, no licúa. Sin embargo, en el sondaje 1, a 9,5m, la resistencia a la penetración disminuye y, consecuentemente, se obtienen bajos factores de seguridad.

Con las cargas provenientes de silos metálicos, el sondaje 1 revela un estrato superficial (2,5m y 5,5m) y un estrato profundo (~9,5m) que licúan. Debido al gran peso del silo, el número de golpes corregido $(N_1)_{60cs}$ y la resistencia cíclica (CRR) disminuyen considerablemente. Análogamente, los sondajes 2 y 3 revelan que existe licuefacción hasta una profundidad de 8,7m.

El método de las tensiones de Idriss et. al. para el cálculo de factores de seguridad a la licuefacción, es conservador comparado con los métodos de Seed (1979) [7] y Seed e Idriss (1982) [5], entre otros. Sin embargo, representa el estado del arte y de la profesión en cuanto a la predicción de comportamiento sísmico de suelos licuables.

Referencias

[1] Peck R, Hanson W & Thornburn T, *Ingeniería de Cimentaciones*, Limusa S.A., 2003.
[2] R. R. Youngs, S. -J. Chiou, W. J. Silva & J. R. Humphrey, Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes, *Seismological Research Letters* **68** (1997), 58–73.
[3] NCh433:1996. *Diseño Sísmico de Edificios*. INN, Chile, 1996.
[4] NCh2369:2003. *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. INN, Chile, 2003.
[5] Seed, B. & Idriss, I. M., *Ground Motions and Soils Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1982.
[6] Idriss, I.M. Response of Soft Soil Sites during Earthquakes. Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., Vol. 2, BiTech Publishers, Vancouver, (1990), 273–290.
[7] Seed, H. B., Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, *Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **105(GT2)** (1979), 210–255.
[8] Bray, J.D., & Sancio, R.B., Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE,* **132:9** (2006), 1165–1177.
[9] Youd, L., & Perkins, D., Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE,* **104:GT4** (1978), 433–446.