

2018-03

MÉTODO DE DISEÑO DE PILOTES EN SUELOS LICUABLES APLICADO AL PROYECTO NUEVO TERMINAL DE PASAJEROS VTP VALPARAÍSO

GUTIÉRREZ LUEIZA, PEDRO JOSÉ

<http://hdl.handle.net/11673/40954>

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO, CHILE**



**MÉTODO DE DISEÑO DE PILOTES EN SUELOS
LICUABLES APLICADO AL PROYECTO NUEVO
TERMINAL DE PASAJEROS VTP VALPARAÍSO**

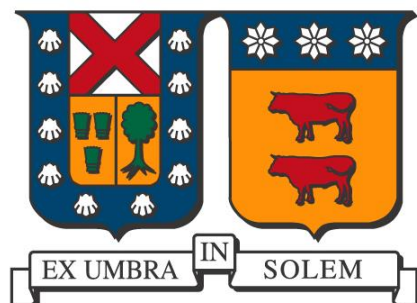
Pedro José Gutiérrez Lueiza

Memoria para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Oscar Taiba

Marzo 2018

**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO, CHILE**



**MÉTODO DE DISEÑO DE PILOTES EN SUELOS
LICUABLES APLICADO AL PROYECTO NUEVO
TERMINAL DE PASAJEROS VTP VALPARAÍSO**

Pedro José Gutiérrez Lueiza

Memoria para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Oscar Taiba

Profesor Co-referente
Matías Silva

Marzo 2018



DEDICATORIA

Dedicada a mis padres Pedro y Miriam, y a mis hermanos Prissila, Catalina, Cindy, y Joaquín.



RESUMEN

Se proyecta la construcción del Nuevo Terminal de Cruceros de Valparaíso VTP en la bahía de Valparaíso sobre un estrato de relleno con potencial de licuación alto. Para redimir los efectos de la Licuación bajo un sismo se propone una solución geotécnica consistente en la instalación de micropilotes perforados e inyectados con lechada de cemento.

Como antecedentes para el estudio se utiliza el proyecto de micropilotes 1508012-FMP-001-R0 calculado por FERRARA PROYECTOS ESPECIALES LTDA., el informe de mecánica de suelos 1320-VAL-G-MDS-IN-001 realizado por MAURICIO POBLETE Y CIA LTDA., e informes de sondajes y mediciones geofísicas generados por el LEMCO de la UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA.

Primero, se calculan las propiedades mecánicas del suelo de fundación incluyendo el potencial de licuación, discretizando la información del terreno de estudio en dos casos de análisis. El caso de análisis n° 1 considera que entre los -0,00m y los -4,50m se tiene un estrato de relleno compuesto por grava y arena de mala calidad, pero sin riesgo de licuar ya que el nivel freático se encuentra a los -4,50m, luego se encuentra el estrato licuable entre los -4,50m y los -7,00m, y finalmente un estrato de arena densa (apto para fundar) el cual comienza desde los -7,00m de profundidad. El caso de análisis n° 2 es idéntico al anterior, con la diferencia de que a los -7,00m existen rocas aisladas aptas para el empotramiento de los micropilotes.

Luego de estudiar el suelo de fundación se requiere definir los micropilotes en términos de materiales, geometría, y método constructivo, obteniendo un micropilote inclinado con 15° respecto a la vertical de 101,6mm de diámetro con 7,0mm de espesor, perforado e inyectado con lechada de cemento.

El diseño y verificación de los micropilotes se realiza para cargas axiales y cargas laterales, en el caso de las cargas axiales tenemos el diseño preliminar bajo condiciones estáticas pre-licuación, diseño estático post-licuación, dimensionamiento en base a estabilidad (pandeo local y global), cálculo del factor de seguridad requerido para evitar la falla por capacidad de

punta luego de la licuación, y cálculo del factor de seguridad requerido para evitar asentamientos excesivos post-licuación del estrato de relleno. Los resultados obtenidos entregan que para el caso de análisis n° 1 los micropilotes deben de tener 12,00m de longitud, y para el caso n° 2 estos deben empotrarse 1,00m en la roca aislada (largo según profundidad a la roca), bajo esta disposición los micropilotes obtienen un buen comportamiento en términos de cargas axiales pre y post licuación del suelo, superando todas las solicitaciones generadas.

Para conocer los efectos de las cargas laterales se estudia: el efecto pre y post licuación en las propiedades dinámicas del suelo, las propiedades dinámicas de la interacción suelo-micropilote, cargas inerciales y cinemáticas, y de manera última el efecto de la propagación lateral en pendiente. Los resultados obtenidos entregan que los micropilotes alcanzarán la fluencia en la interfaz de arena densa y relleno de arena y grava (-7,00m) en conjunto con la intersección del micropilote y la fundación de conexión (-1,22m) bajo la acción de la propagación lateral, incluso sin considerar el efecto de la carga inercial. Por otro lado, al despreciar el efecto de la propagación lateral, se obtiene que la carga lateral necesaria para generar el colapso es menor a la carga inercial calculada.

Finalmente se proponen distintas soluciones para sobrellevar este problema, basadas principalmente en el mejoramiento estructural de los micropilotes en las zonas de mayor sollicitación.

ABSTRACT

The construction of the New Cruise Terminal of Valparaíso VTP is projected in the bay of Valparaíso when the foundation soil is a landfill with high liquefaction potential. To redeem the effects of the liquefaction under an earthquake, a geotechnical solution is proposed consisting of the installation of perforated micropiles injected with cement grout.

As background for the study is used the Micropile Project 1508012-FMP-001-R0 calculated by FERRARA PROYECTOS ESPECIALES LTDA., the report of soil mechanics 1320-VAL-G-MDS-IN-001 by MAURICIO POBLETE Y CIA LTDA., and reports of drilling and geophysical measurements generated by LEMCO of the UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA.

First, the foundation soil mechanical properties are calculated including the liquefaction potential, discretizing the information of the soil study in two cases of analysis. Analysis case # 1 considers that between -0.00m and -4.50m appears a landfill layer composed by gravel and sand of poor quality, but without risk of liquefying because the freatic level is at the -4.50m, Then the liquefiable stratum is found between -4.50m and -7.00m, and finally a layer of dense sand (suitable for foundation) which starts from -7.00m deep. On the other hand, the analysis case # 2 is identical to the previous one, with the difference that at -7.00m there are isolated rocks suitable for the embedment of the micropiles.

After studying the foundation soil it is necessary to define the micropiles in terms of materials, geometry, and construction method, obtaining a sloping micropile with 15° respect to the vertical of 101,60mm of diameter with 7,00mm of thickness, perforated and injected with cement grout.

The design and verification of the micropiles is made for axial loads and lateral loads, Within the design at axial loads we have the pre-liquefaction preliminary design under static conditions, post-liquefaction static design, dimensioning on the basis of stability (local and global buckling), calculation of the safety factor required to avoid the tip resistance failure



after the liquefaction, and calculation of the safety factor required to avoid the excessive settlements after the filling layer liquefaction.

The results obtained show that for the analysis case # 1 the micropiles must be 12,00m long, and for analysis case # 1 these should be embedded 1,00m in the isolated rock (micropile long according to depth to the rock), Under this arrangement the micropiles obtain a good behaviour in terms of axial loads pre and post liquefaction of the soil, surpassing all the generated requests.

In order to know the effects of the lateral loads, its necessary to study: the pre and post-liquefaction effect on the dynamic properties of the soil, the dynamic properties of the soil-micropile interaction, inertial and kinematic loads, and lastly the effect in the micropile of lateral spreading. The results obtained provide that the micropiles will reach the yield at the interface of dense sand with the sand and gravel filling (-7.00m) and in the intersection of the micropile with the micropile cap (-1.22m) under the action of the lateral spreading, even without considering the effect of inertial loading. On the other hand, neglecting the effect of lateral spreading, we obtain that the lateral load necessary to generate the collapse is smaller than the calculated inertial load.

Finally, different solutions are proposed to overcome this problem, based primarily in the structural improvement of the micropiles in the greater solicitation zones.



GLOSARIO

Q_u	Capacidad de carga axial de un pilote
Q_b	Capacidad axial de punta del pilote
Q_s	Capacidad axial de fuste del pilote
A_b	Área basal de la punta del pilote
σ_b	Esfuerzo efectivo en la punta del pilote
N_q	Factor de capacidad de soporte
τ_s	Esfuerzo de corte generado entre el fuste del pilote y el suelo
K_s	Coeficiente de presión lateral del suelo
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad dada
δ_{cv}	Ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo
ϕ	Ángulo de fricción del suelo
q_b	Resistencia de punta del pilote en cada golpe del ensayo CPT
q_c	Resistencia a la penetración del cono en cada golpe del ensayo CPT
d	Diámetro del pilote
q_{b0}	Resistencia de punta inicial para pilotes hincados
d_{cono}	Diámetro del cono utilizado en ensayo CPT
p_a	Presión atmosférica
h	Espesor estrato de suelo



$\Delta\sigma'_{rd}$	Incremento del esfuerzo generado por la dilatación de la arena a medida que se hinca el pilote
f_n	Frecuencia natural para el primer modo de vibración para un estrato de suelo
v_s	Velocidad de onda de corte para un estrato de suelo
G_0	Módulo de elasticidad al corte para pequeñas deformaciones
e	Relación de vacíos para un estrato de suelo
p'	Tensión de confinamiento efectiva media para un estrato de suelo
f_{ij}	Coeficiente de flexibilidad del grado de libertad i respecto del grado de libertad j
K_{ij}	Coeficiente de rigidez del grado de libertad i respecto del grado de libertad j
E_s	Módulo de elasticidad de un estrato de suelo
E_{sD}	Módulo de elasticidad del suelo a una profundidad D_0 (diámetro del pilote)
E_p	Módulo de elasticidad del pilote
L_{ad}	Largo efectivo del pilote
I_p	Momento de inercia de la sección del pilote
Z	Flexibilidad relativa del pilote
I_u	Factor de interacción horizontal
u_p	Amplitud del movimiento horizontal del pilote



u_0	Amplitud del movimiento horizontal del suelo en oscilaciones libres
F_p	Fuerza lateral ejercida por un suelo licuado debido al desprendimiento lateral
p_t	Presión lateral ejercida por un suelo licuado debido al desprendimiento lateral
S_u	Resistencia al corte no drenado
z_{ps}	Espesor corteza no licuable
M_{np}	Momento nominal de un pilote
r_u	Relación de exceso de presión de poros
Δu	Presión de poros
$r_{u,base}$	Relación de exceso de presión de poros en la profundidad de la punta de un pilote
ϕ	Ángulo de fricción
z_h	Distancia desde la superficie a la rótula plástica de un pilote
z_L	Distancia desde la superficie hasta la cota de licuación total
η_h	Coeficiente de balasto horizontal
D_H	Desplazamiento lateral de la superficie del suelo debido a la propagación lateral de suelos
k_H	Coeficiente de balasto
k_l	Rigidez de la configuración suelo-pilote en el estrato licuable
N_{60}	Valor N_{SPT} corregido según la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006



E_r	Energía de golpeo aplicada por el martinete automático en el ensayo SPT
N_{60}	valor N_{SPT} corregido según la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006
r_d	Coeficiente de reducción de esfuerzo de corte
R_a	Resistencia requerida método de diseño ASD
R_n	Resistencia nominal método de diseño ASD
λ_r	Razón de esbeltez
Z	Módulo de sección plástico



ÍNDICE DE CONTENIDOS

ABSTRACT	IV
1. INTRODUCCIÓN	1
2. DESEMPEÑO DE LOS PILOTES COMO FUNDACIONES PROFUNDAS	2
2.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES	2
2.1.1. CLASIFICACIÓN SEGÚN SU MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y TRASPASO DE CARGA	2
2.2. CAPACIDAD AXIAL DE UN PILOTE	3
2.2.1. MÉTODO ANALÍTICO	3
3. ANÁLISIS INERCIAL Y CINEMÁTICO	6
3.1. COMPORTAMIENTO BAJO SISMOS.	6
3.1.1. CARGA INERCIAL	6
3.1.2. CARGA CINEMÁTICA	6
3.2. ANÁLISIS PARA CARGA LATERAL ESTÁTICA.	7
3.2.1. PERFIL DE SUELO SIMPLIFICADO	8
3.2.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA PILOTES CON CARGA ESTÁTICA.	9
3.3. ANÁLISIS PARA CARGA LATERAL SÍSMICA.	11
3.3.1. EFECTOS INERCIALES Y CINEMÁTICOS EN LA PROFUNDIDAD.	11
3.3.2. LARGO EFECTIVO	11
3.3.3. FLEXIBILIDAD DEL PILOTE	12
3.4. RESPUESTA CINEMÁTICA A NIVEL DE SUPERFICIE	13
3.5. RESPUESTA INERCIAL A NIVEL DE SUPERFICIE	15
3.6. LÍMITE DE EQUILIBRIO PARA PILOTES SUJETOS A CARGA SÍSMICA	16



3.6.1. LÍMITE DE EQUILIBRIO EN SUELOS PROPENSOS AL DESPRENDIMIENTO LATERAL EN PENDIENTE.....	16
3.6.2. LÍMITE DE EQUILIBRIO PARA SUELOS CON CORTEZA NO LICUABLE.....	18
3.6.2.1. Arcilla rígida como corteza no licuable.....	18
3.6. CONSIDERACIONES DEL EUROCODE 8.....	23
3.6.1. COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE PUNTA	23
4. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN Y CARGA AXIAL.....	24
4.1. ASENTAMIENTO INDUCIDO POR LA LICUEFACCIÓN.	27
4.1.1. LICUEFACCIÓN INDUCIDA POR EL SISMO.	27
4.2. DIRECTRICES PARA EL DISEÑO CONTRA FALLA AL ESFUERZO AXIAL.....	31
4.3. INESTABILIDAD.....	32
4.3.1. PILOTES DE PUNTA O APOYADOS EN ROCA.....	33
4.3.2. PILOTES DE FUSTE O FLOTANTES	36
4.4. FALLA POR CAPACIDAD DE SOPORTE V/S FALLA POR PANDEO	39
5. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN Y CARGA AXIAL EN SUELOS PROPENSOS A LA PROPAGACIÓN LATERAL.....	40
5.1. INTRODUCCIÓN	40
5.2. FASES DE CARGA.....	40
5.2.1. CARGAS INERCIALES Y CINEMÁTICAS	40
5.2.2. PRESENCIA DE CARGA AXIAL.....	41
5.3. RESPUESTA LATERAL MÁXIMA.....	42
6.4. ESFUERZOS INTERNOS DEBIDO A LA RESPUESTA LATERAL MÁXIMA	46
6.4.1. PILOTE ÚNICO.....	46



6.4.2. GRUPO DE PILOTES	47
6.4.3. COMPARACIÓN ENTRE PILOTE ÚNICO Y GRUPO DE PILOTES	50
7. MÉTODO DE DISEÑO PARA PILOTES EN SUELOS LICUABLES	52
8. DISEÑO MICROPILOTES PROYECTO TERMINAL DE CRUCEROS VTP VALPARAÍSO	53
8.1. DESCRIPCIÓN GENERAL	53
8.2. ANTECEDENTES GENERALES	55
8.2.1. SONDajes	55
8.2.2. GEOFÍSICA.....	59
8.2.3. ANTECEDENTES ESTRUCTURALES	59
8.3. PROPIEDADES DEL SUELO Y POTENCIAL DE LICUACIÓN	61
8.3.1. PROPIEDADES DEL SUELO.....	61
8.4. DISEÑO PARA CARGAS AXIALES	63
8.4.1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL MICROPILOTE A UTILIZAR.....	63
8.4.2. DISEÑO PREELIMINAR BAJO CONDICIONES ESTÁTICAS	68
8.4.3. EFECTOS DE LICUACIÓN, ANÁLISIS ESTÁTICO SIMPLIFICADO POST LICUACIÓN ...	70
8.4.4. EFECTOS DE LICUACIÓN, ESTABILIDAD Y CARGA AXIAL.....	71
8.5. DISEÑO PARA CARGAS LATERALES	74
8.5.1. CÁLCULO PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO	74
8.5.2. CÁLCULO PROPIEDADES ESTRUCTURALES INTERACCIÓN SUELO- PILOTE	76
8.5.3. CÁLCULO CARGAS INERCIALES.....	78
8.5.4. PROPAGACIÓN LATERAL EN PENDIENTE	81
9. CONCLUSIONES	89



10. REFERENCIAS.....	91
11. ANEXOS.....	94
11.1. ANEXO 1: RESUMEN SONDAJES LEMCO UTFSM.	94
11.2. ANEXO 2: DETALLE CASOS DE ANÁLISIS.	99
11.3. ANEXO 3: CARGAS DE DISEÑO.	101



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Valores de K_s y δ_{cv} , Broms (1966)[2]	5
Tabla 3-1: Coeficientes de flexibilidad para distintos tipos de suelos.	10
Tabla 3-2: Factores para interacción cinemática horizontal [7].	15
Tabla 3-3: Coeficientes de rigidez para pilotes flexibles según EUROCODE 8 [13].....	23
Tabla 6-1: Condiciones de bode análisis push-over.	44
Tabla 6-2: Solución analítica al desplazamiento lateral del pilote $yp(z)$	45
Tabla 8-1: Promedio en profundidad de ensayo SPT para casos de análisis.....	57
Tabla 8-2: Promedio en profundidad de porcentaje de finos.....	58
Tabla 8-3: Análisis licuación.....	62
Tabla 8-5: Propiedades estructurales micropilotes.....	65
Tabla 8-6: Clasificación según pandeo local.....	66
Tabla 8-7: Capacidad de punta caso de análisis n° 1.....	68
Tabla 8-8: Capacidad de punta en caso de análisis n° 2.....	69
Tabla 8-9: Capacidad de fuste caso de análisis n° 2.....	70
Tabla 8-10: Diseño contra el pandeo.....	72
Tabla 8-11: Propiedades elásticas del estrato licuable a profundidad $1,22m + D0$	77
Tabla 8-12: Flexibilidad del pilote.	77
Tabla 8-13: Coeficientes de rigidez del micropilote	78
Tabla 10-1: Resultados sondaje S1-A	94



Tabla 10-2: Resultados sondaje S1-B.....	95
Tabla 10-3: Resultados sondaje S2.....	96
Tabla 10-4: Resultados sondaje S3.....	97
Tabla 10-5: Resultados sondaje S4.....	98
Tabla 10-6: Resultados Sondaje S5	98
Tabla 10-7: Caso de análisis n° 1, sin presencia de roca (Nivel freático 4,5m).	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Factor de capacidad de soporte Nq , Berezantsev (1961) [1].....	4
Figura 3-1: Modelos de rigidez del suelo [4]	8
Figura 3-2: Variación de la rigidez al corte para distintos tipos de suelo [4].....	9
Figura 3-3: Caso n° 1 [4].	17
Figura 3-4: Configuración en doble curvatura [4].....	18
Figura 3-5: Diagrama de cuerpo configuración doble curvatura [4]	19
Figura 3-6: Peor caso límite equilibrio [4].	21
Figura 3-7: Deformada y Diagrama de Cuerpo Libre de arena densa sobre arena licuable [4].	22
Figura 4-1: Ejemplo de determinación de la susceptibilidad a la licuefacción [4].....	27
Figura 4-2: Correlación entre ru_{base} y Factor de Seguridad mínimo [4]	29
Figura 4-3: Asentamiento en un grupo de pilotes desconectados [4].....	29
Figura 4-4: Asentamiento en un grupo de pilotes conectados mediante fundación superficial [4]	30
Figura 4-5: Esquema grupo de pilotes conectados mediante fundación [4].....	30
Figura 4-6: Inicio de grandes asentamientos bajo licuefacción [4].....	32
Figura 4-7: Carga crítica de pandeo versus relación de esbeltez [4]	33
Figura 4-8: Ecuación de Perry-Robertson [24]	34
Figura 4-9: Amplificación de la imperfección lateral, Timoshenko and Gere (1961)[25]...	35
Figura 4-10: Mecanismo de colapso de un grupo de pilotes conectados [4].....	36



Figura 4-11: Condición de licuación parcial [4].....	37
Figura 6-1: Análisis de carga inercial y cinemática a lo largo de un sismo [4].....	41
Figura 6-2: Superposición entre componente inercial y cinemática [4].....	44
Figura 6-3: Momento interno y deformaciones para dos tipos de pilotes [4].....	47
Figura 6-4: Mecanismo de colapso para un grupo de pilotes conectados [4].....	48
Figura 6-5: Diagrama cuerpo libre pilote doblemente empotado [4]	48
Figura 6-6: Factores adimensionales para un grupo de pilotes [4].....	49
Figura 6-7: Momentos internos generados para pilotes únicos y en grupo [4]	51
Figura 7-1: Método de diseño para pilotes en suelos licuables.	52
Figura 8-1: micropilotes terminal de pasajeros VTP [35]	54
Figura 8-2: Ubicación en planta de sondajes y perfiles geofísicos [36].....	56
Figura 8-3: Perfil geofísico n° 1 [37]	59
Figura 8-4: Perfil geofísico n° 2 [37]	59
Figura 8-5: Detalle fundación proyecto [38].	60
Figura 8-6: Micropilotes en ambos casos de análisis [35].....	61
Figura 8-7: Factor ru en profundidad	63
Figura 8-8: Secciones micropilotes [35].....	64
Figura 8-9: Capacidad de fuste caso de análisis n° 1	69
Figura 8-10: Capacidad de fuste caso análisis n° 1, post licuación.....	71
Figura 8-11: Capacidad de fuste caso análisis n° 2, post licuación.....	71



Figura 8-12: Resumen análisis estático post licuación	71
Figura 8-13: Coeficientes de pandeo	73
Figura 8-14: Espectro de pseudo-aceleración para arena limosa [4].....	80
Figura 8-15: Esfuerzos inerciales	81
Figura 8-16: Mecanismos de colapso posibles.	82
Figura 8-17: Mecanismo de colapso con propagación lateral en pendiente, caso n° 1.	83
Figura 8-18: Mecanismo de colapso con propagación lateral en pendiente, caso n° 2.	85
Figura 8-19: Mecanismo de colapso sin propagación lateral en pendiente, caso n° 1.	86
Figura 8-20: Mecanismo de colapso sin propagación lateral en pendiente, caso n° 2.	87



1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo tecnológico y económico de la humanidad obliga a construir estructuras cada vez más grandes y complejas en espacios limitados y reducidos. Es por esto que usualmente en la actualidad existen edificaciones habitacionales, comerciales, públicas e industriales en sectores idealmente ubicados en términos de accesos a la población, pero fundadas sobre suelos especiales de mala calidad geotécnica los cuales requieren de una solución ingenieril para asegurar el buen comportamiento de la estructura proyectada.

Se planea construir en el borde costero de Valparaíso el Nuevo Terminal de Pasajeros de Cruceros VTP, en un sector ideal para el desembarque de los cruceros y para el ingreso de los pasajeros tanto a la ciudad de Valparaíso como de Viña del Mar. Como principal inconveniente se tiene que el suelo donde se proyecta fundar el nuevo terminal está compuesto por un estrato de relleno de grava y arena hasta los 7,00m de profundidad con potencial altamente licuable.

Para redimir los efectos de una posible licuación del estrato en un terremoto, como la pérdida de arriostramiento lateral y de capacidad de soporte en el estrato licuable, se proyecta fundar el Nuevo Terminal mediante micropilotes inclinados, los cuales se encargarán de transmitir las cargas al estrato de arena densa existente desde los 7,00m hasta los 15,00m de profundidad una vez que se pierdan las propiedades estructurales del estrato de relleno.

En las siguientes páginas usted podrá apreciar la teoría y el cálculo necesario para estimar las solicitaciones y las resistencias requeridas en los micropilotes inclinados en instantes previos y posteriores a la licuación del estrato de relleno. El diseño se realiza bajo los efectos de un sismo de probabilidad de ocurrencia media en el territorio nacional de 9 grados en la escala de Richter.

2. DESEMPEÑO DE LOS PILOTES COMO FUNDACIONES PROFUNDAS

Los pilotes son utilizados para fundar estructuras de todo tipo, específicamente son requeridos cuando la obra civil a construir se proyecta en terrenos donde el suelo cercano a la superficie no posee las propiedades físicas adecuadas para garantizar estabilidad estructural y/o una correcta funcionalidad. Debido a esto, se requiere transferir las cargas entregadas por la estructura a un estrato más profundo de mejor calidad, o directamente al estrato rocoso, en el caso de que este aparezca a una profundidad razonable según el proyecto.

Las fundaciones tipo pilotes pueden ser encontradas en estructuras como puentes, edificios, obras marinas, torres eléctricas, etc. Además, pueden ser clasificadas según su material, método de construcción, y por su funcionamiento.

2.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES

2.1.1. CLASIFICACIÓN SEGÚN SU MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y TRASPASO DE CARGA

Existen dos métodos constructivos para implementar las fundaciones tipo pilotes, el hincado de pilotes y el pre-excavado de estos.

- Pilotes hincados: Estos pilotes se hincan en el suelo a través de golpes de martinete o mediante vibrado, son prefabricados y pueden ser de hormigón armado o de acero.
- Pilotes in situ, o pre-excavados: Estos pilotes se construyen excavando en el terreno natural según las dimensiones que tendrá el pilote, luego de retirar el suelo excavado se introduce la armadura y el hormigón dándole forma a esta cimentación. Cabe destacar que existen distintos métodos y precauciones constructivas para evitar el desmoronamiento de las paredes de la excavación, fenómeno que depende del tipo de suelo como del equipo excavador o perforador.

Ahora bien, según el mecanismo mediante el cual el pilote traspasa las cargas de la superestructura a las capas de suelo inferiores, se pueden clasificar como se indica a continuación.

- Pilotes de soporte de punta: Las cargas de la superestructura son soportadas mediante la interacción de la punta del pilote con una capa de suelo con capacidad de soporte competente o un estrato rocoso, atravesando las capas de suelo superficiales de baja calidad.
- Pilotes de fricción o de fuste: Las cargas de la superestructura se transfieren al suelo mediante el roce existente entre el pilote y el suelo a lo largo de todo el eje de esta fundación, el aporte de la punta puede despreciarse. Dentro de los pilotes de fricción también tenemos los pilotes a tracción, los cuales se encargan de tomar cargas pull-out en direcciones verticales o inclinadas generadas en estructuras propensas al volcamiento.
- Pilotes de compactación: Este tipo de fundaciones es utilizada en suelos granulares sueltos, se hincan en el suelo para lograr una compactación de éste mediante el desplazamiento del pilote. Normalmente estos pilotes no se utilizan para transferir la carga de una estructura, si no que suelen retirarse para rellenar el hueco del hincado con material granular seleccionado, logrando la creación de un pilote de suelo mejorado.

2.2. CAPACIDAD AXIAL DE UN PILOTE

A continuación, se expone la teoría sobre el comportamiento y la capacidad axial de los pilotes, específicamente para suelos granulares.

2.2.1. MÉTODO ANALÍTICO

Para un pilote la capacidad de carga axial puede determinarse por la suma de la carga transmitida al estrato bajo la base o punta, más la fricción desarrollada en el fuste.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (1)$$

Donde Q_u corresponde a la capacidad axial del pilote, Q_b a la componente axial de punta, y Q_s a la componente axial dada por la fricción desarrollada en el fuste.

Luego, con la teoría de capacidad de soporte de Terzaghi podemos calcular la capacidad de punta del siguiente modo.

$$Q_b = A_b \sigma_b (N_q - 1) \quad (2)$$

Donde A_b es el área de la base del pilote, σ_b es el esfuerzo efectivo en la punta, y N_q es el factor de capacidad de soporte el cual depende del ángulo de fricción del suelo (ver Figura 2-1).

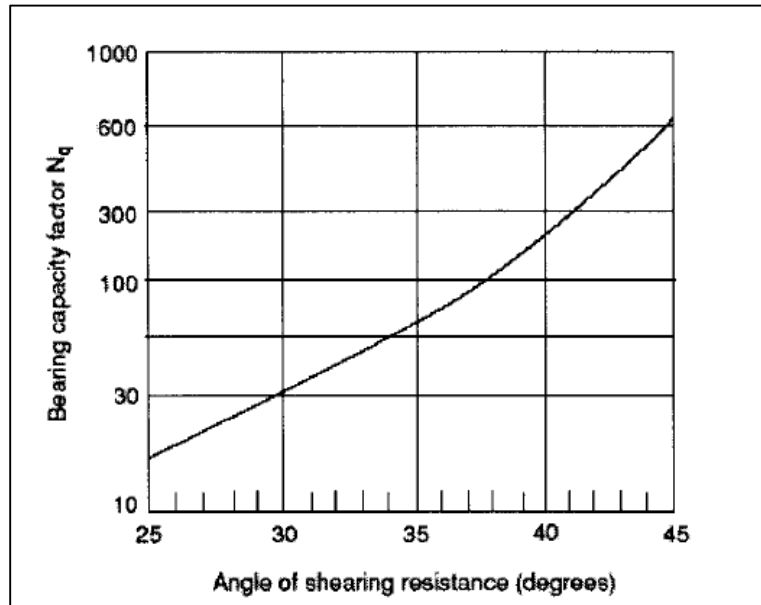


Figura 2-1: Factor de capacidad de soporte N_q , Berezantsev (1961) [1]

La capacidad de fuste se calcula sumando el esfuerzo de corte generado a lo largo del eje del elemento a través de la interacción suelo-pilote.

$$\tau_s = K_s \sigma'_v \tan \delta_{cv} \quad (3)$$

Donde K_s es el coeficiente de presión lateral del suelo, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad dada, y δ_{cv} es el ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo en

cuestión. El factor K_s depende del material del pilote y del tipo de instalación, Broms (1966) presenta valores de K_s y δ_{cv} en función de estas variables (ver Tabla 2-1).

Material	δ_{cv} [°]	K_s (densidad relativa baja)	K_s (densidad relativa alta)
Acero	20	0.5	1.0
Hormigón	$0.75\phi'$	1.0	2.0
Madera	$0.66\phi'$	1.5	4.0

Tabla 2-1: Valores de K_s y δ_{cv} , Broms (1966)[2]

Para el caso de micropilotes perforados e inyectados comúnmente se utiliza el método de Bustamante [3] para calcular la capacidad de fuste, el cual se define según la siguiente ecuación.

$$Q_s = \pi \alpha_i \phi_{bit} q_{si} L_i / FS \quad (4)$$

Donde,

- q_{si} : Fricción unitaria última del suelo.
- ϕ_{bit} : Diámetro de perforación del micropilote.
- α_i : Factor de incremento de diámetro de perforación debido al proceso de inyección.
- L_i : Longitud de cada enterramiento en cada estrato.
- FS : Factor de seguridad (igual a 2,0).

3. ANÁLISIS INERCIAL Y CINEMÁTICO

Luego de haber analizado el comportamiento axial de los pilotes, corresponde estudiarlos bajo la influencia de cargas laterales estáticas y dinámicas. Dentro de las cargas dinámicas, los terremotos o sismos son la eventualidad más importante y agresiva a considerar.

3.1. COMPORTAMIENTO BAJO SISMOS.

Dentro de las cargas laterales impuestas sobre un pilote, podemos discretizar dos grandes tipos los cuales se detallan a continuación.

3.1.1. CARGA INERCIAL

Los esfuerzos y deformaciones impuestas por un sismo sobre los pilotes hacen que el diseño de estos para esta condición dinámica sea distinto al caso estático. Durante la ocurrencia de un movimiento telúrico las ondas de corte del suelo viajarán a desde las capas inferiores del suelo hasta la superficie de este haciendo vibrar la superestructura, por lo tanto, se impondrán cargas inerciales en el pilote. La magnitud de la fuerza inercial generada depende de la capacidad estructural del pilote, de las propiedades del suelo que lo rodean y de la masa de la estructura sobre estas fundaciones.

3.1.2. CARGA CINEMÁTICA

Para entender el comportamiento de un pilote bajo los efectos de un sismo, hay que recordar que las capas inferiores del estrato de análisis son más rígidas y de mayor densidad debido a procesos geológicos milenarios de consolidación y compactación. Sabiendo esto se tiene que los ciclos de esfuerzo de corte provenientes de las capas más rígidas e inferiores, generan vibraciones en las capas superiores de mayor flexibilidad, las cuales poseen una frecuencia natural para el primer modo de vibración según se señala en la ecuación n° 5

$$f_n = \frac{v_s}{4h} \quad (5)$$

Donde v_s es la velocidad de onda de corte en el estrato superior del suelo, y H es el espesor de este.

El desplazamiento del suelo para esta condición genera esfuerzos y deformaciones en los pilotes existentes, imponiendo curvaturas las cuales deben de ser revisadas para evitar rotura por flexión, generalmente en la unión del pilote con la superestructura o en la intersección de este con la capa rígida donde se apoya.

3.2. ANÁLISIS PARA CARGA LATERAL ESTÁTICA.

Los pilotes están sujetos a carga lateral en variadas obras civiles, el análisis de esta situación se ha desarrollado en dos direcciones principales, las cuales son (ver Figura 3-1):

- **Modelo Winkler Spring:** El pilote es modelado como una columna soportada por una serie de resortes independientes, este modelo permite ingresar las curvas esfuerzo deformación de los distintos estratos de suelo y realizar un análisis no-lineal.
- **Enfoque elástico continuo:** Se considera que el pilote está incrustado dentro de un estrato de suelo elástico y continuo, este método simplifica la distribución real de los estratos del suelo, pero es más satisfactorio desde el punto de vista teórico ya que se conoce de mejor manera los campos de esfuerzos y deformaciones, permitiendo que este modelo sea adecuado para el análisis de un grupo de pilotes.

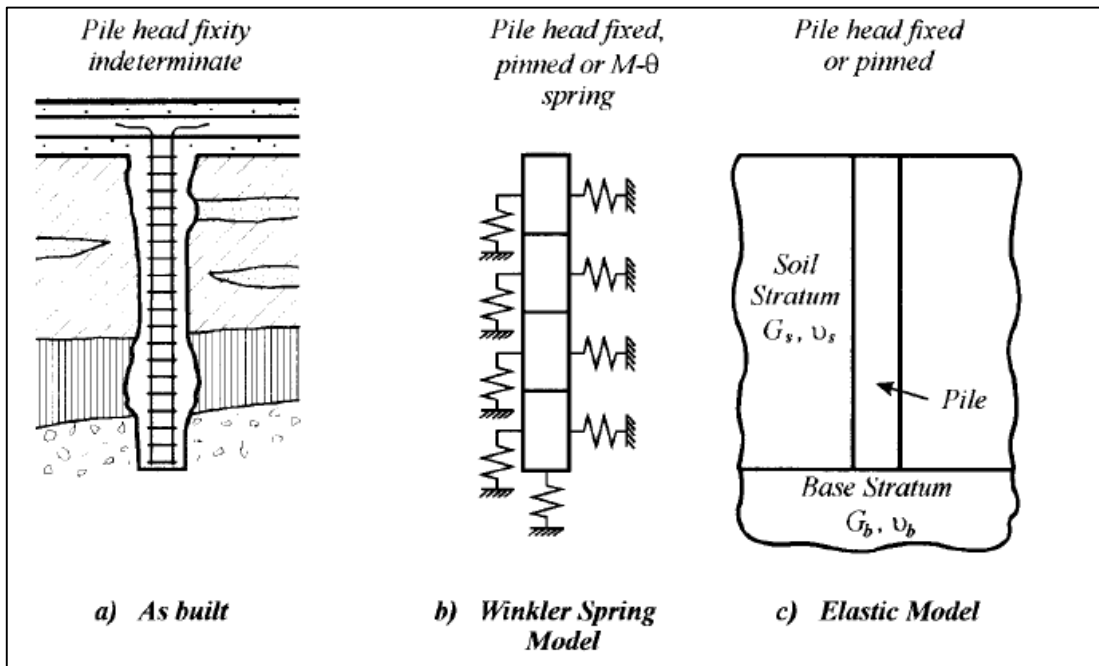


Figura 3-1: Modelos de rigidez del suelo [4]

3.2.1. PERFIL DE SUELO SIMPLIFICADO

Para realizar un análisis simplificado de un pilote sometido a carga lateral, es necesario conocer como varia la rigidez al corte en la profundidad para las distintas capas de suelo. Los modelos de rigidez más comunes existentes en la literatura se muestran en la Figura 3-2 , donde para las arcillas consolidadas se considera un módulo elástico G constante en toda la profundidad; para las arenas se tiene una distribución parabólica con cero resistencia en la superficie debido a la nula cohesión, y finalmente se asigna para las arcillas blandas una distribución lineal.

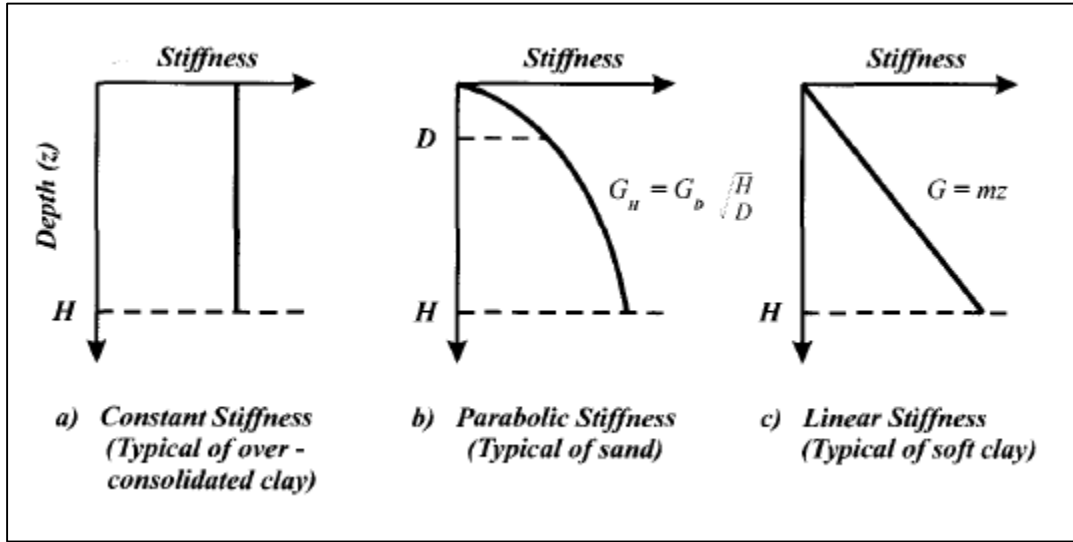


Figura 3-2: Variación de la rigidez al corte para distintos tipos de suelo [4]

Hardin and Dmievich (1972) [5] propone un modelo de rigidez para suelos arenosos consistente con la Figura 3-2, el cual se expresa en la ecuación n° 6.

$$G_0 = 100 \frac{(3 - e)^2}{(1 + e)} \sqrt{p'} \quad (6)$$

Donde G_0 es el módulo de corte para pequeñas deformaciones en MPa, e es la relación de vacíos para la arena, y p' es la tensión de confinamiento efectiva media medida en MPa.

3.2.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA PILOTES CON CARGA ESTÁTICA.

Aplicando el método de la flexibilidad para analizar un pilote bajo carga lateral, es posible obtener el desplazamiento lateral Δ y la rotación θ en la punta del pilote según se muestra en las ecuaciones n° 7 y n° 8.

$$\Delta = f_{uH}H + f_{uM}M \quad (7)$$

$$\theta = f_{\theta H}H + f_{\theta M}M \quad (8)$$

Donde M es el momento, H la carga lateral en el coronamiento del pilote, y f_{uH} , f_{uM} , $f_{\theta H}$, $f_{\theta M}$ son los coeficientes de flexibilidad considerando que $f_{\theta H} = f_{uM}$. Los coeficientes de flexibilidad para los tres modelos de rigidez presentados por Pender (1993)[6] se muestran en la Tabla 3-1.

Coeficiente de flexibilidad	Modelo de rigidez al corte		
	Constante	Parabólica	Lineal
f_{uH}	$\frac{1.3}{E_s D_0} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.18}$	$\frac{2.14}{E_{sD} D_0} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.29}$	$\frac{3.2}{m D_0^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.333}$
$f_{\theta H} = f_{uM}$	$\frac{2.2}{E_s D_0^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.45}$	$\frac{3.43}{E_{sD} D_0^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.53}$	$\frac{5.0}{m D_0^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.556}$
$f_{\theta M}$	$\frac{9.2}{E_s D_0^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.73}$	$\frac{12.16}{E_{sD} D_0^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.77}$	$\frac{13.6}{m D_0^4} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.778}$

Tabla 3-1: Coeficientes de flexibilidad para distintos tipos de suelos.

En las fórmulas presentadas m es la tasa de aumento de la rigidez con la profundidad para la distribución lineal (pendiente), E_{sD} es el módulo de elasticidad a profundidad D_0 , y E_p es el módulo de elasticidad del material del pilote.

Luego se genera la matriz de flexibilidad para los grados de libertad de giro y desplazamiento lateral en la parte superior del pilote (Δ y θ), y se invierte para obtener la matriz de rigidez asociada.

$$\begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} = \frac{1}{(f_{uH} f_{\theta M} - f_{uM}^2)} \begin{bmatrix} f_{\theta M} & -f_{uM} \\ -f_{\theta H} & f_{uH} \end{bmatrix} \quad (9)$$

Donde K_{MH} es el coeficiente de rigidez del grado de libertad del giro en punta respecto al desplazamiento lateral en punta, aplicando la misma lógica para los otros coeficientes y subíndices.

Finalmente utilizando condensación estática es posible determinar la rigidez al giro y al desplazamiento lateral en el tope del pilote según se muestra en las ecuaciones n° 10 y n° 11.

$$K_h = \frac{K_{HH}K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{MM} - eK_{HM}} \quad (10)$$

$$K_\theta = \frac{K_{HH}K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{HH} - \frac{K_{HM}}{e}} \quad (11)$$

Donde e es la excentricidad dada por M/H .

3.3. ANÁLISIS PARA CARGA LATERAL SÍSMICA.

3.3.1. EFECTOS INERCIALES Y CINEMÁTICOS EN LA PROFUNDIDAD.

Gazetas (1984)[7], Novak (1991)[8], y Pender (1993)[6] han estudiado el comportamiento sísmico del pilote en la profundidad, concluyendo que se diferencian tres zonas a lo largo de este elemento.

1. Zona cercana a la superficie: Esta zona se extiende desde la superficie hasta una profundidad de 8 veces el diámetro del pilote, esta zona está dominada por los efectos de la carga inercial impuesta por la superestructura.
2. Zona intermedia: Esta zona se encuentra entre la zona cercana a la superficie y la zona profunda, a esta profundidad el pilote está dominado tanto por los efectos inerciales como cinemáticos.
3. Zona profunda: Esta zona está definida bajo los 12 o 15 diámetros desde la superficie, y está controlada mayoritariamente por los efectos cinemáticos del suelo.

3.3.2. LARGO EFECTIVO

El largo efectivo L_{ad} que efectivamente participa en la respuesta inercial puede ser determinado en función de la geometría, y la rigidez relativa entre el suelo y el pilote (Gazetas, 1984 [7]). De acuerdo a las distribuciones de la rigidez al corte en la profundidad se tiene:

- Rigidez constante:
$$L_{ad} = 2D_0 \left(\frac{E_p}{E_{SD}} \right)^{0,25} \quad (12)$$

- Rigidez parabólica:
$$L_{ad} = 2D_0 \left(\frac{E_p}{E_{SD}} \right)^{0,22} \quad (13)$$

- Rigidez lineal:
$$L_{ad} = 2D_0 \left(\frac{E_p}{E_{SD}} \right)^{0,20} \quad (14)$$

Donde D_0 es el diámetro, E_d es el módulo de Young del pilote, y E_{SD} es el módulo de Young a una profundidad igual a D_0 .

Este concepto de L_{ad} es útil para diferenciar entre pilotes “Largos” o “Cortos”, en los pilotes Largos un aumento en la profundidad no disminuirá la respuesta inercial, a diferencia de los pilotes cortos donde una variación en el largo determinará este tipo de respuesta.

3.3.3. FLEXIBILIDAD DEL PILOTE

Como alternativa del método expuesto en la sección anterior se propone calcular la flexibilidad del pilote en función de su largo elástico, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0,2} \quad (15)$$

Donde $E_p I_p$ corresponde a la rigidez a flexión del pilote, y k representa al gradiente del módulo de Young del suelo, el cual varía entre 200 [kN] y 2000 [kN] para el caso más desfavorable correspondiente a suelos sueltos saturados.

Finalmente se calcula la flexibilidad relativa Z como [4].

$$Z_{max} = \frac{L}{T} \quad (16)$$

Si $Z_{max} > 5$, el pilote es considerado flexible y eventualmente el colapso será provocado por una rótula plástica.

Si $2,5 < Z_{max} < 5$, el pilote es considerado semi flexible.

Si $Z_{max} < 2,5$, el pilote es considerado rígido.

Los pilotes que son clasificados como flexibles se deformarán junto con el suelo circundante, por lo tanto, atraerán la carga inercial impuesta por la superestructura durante el terremoto. Por el otro lado los pilotes rígidos responderán mayormente a las cargas cinemáticas y como sufren bajas deformaciones reaccionan a las presiones pasivas del suelo, el corte impuesto debe de ser considerado en el diseño de estos elementos.

3.4. RESPUESTA CINEMÁTICA A NIVEL DE SUPERFICIE.

La respuesta cinemática permite calcular los requerimientos estructurales del pilote en zonas intermedias y profundas, además, cabe destacar que esta información es un valor de entrada para el análisis de la respuesta inercial de la superestructura.

En la zona profunda la presencia del pilote tiene poco efecto sobre las propiedades dinámicas del terreno, la frecuencia natural de la interacción pilote-suelo es prácticamente la calculada según la ecuación n° 5. Makris (1996) [9] señala que la deformada del suelo y del pilote para zonas profundas es prácticamente igual hasta frecuencias de excitación menor o igual a 1,5 veces f_n , esto permite calcular la deformada del pilote en a profundidad como la amplitud de la onda de corte (una dimensión) que viaja a través de los estratos de suelo. El análisis realizado entrega que momentos críticos para el pilote aparecen donde cambia el estrato de suelo a materiales con distinta rigidez.

Para poder realizar un análisis de la interacción inercial entre el pilote y la estructura soportada, es necesario estudiar lo que sucede en la cabeza del pilote a nivel de superficie. Pender (1993) [6] describe un método aproximado que busca evaluar dicha respuesta basado en lo expuesto por Gazetas (1984) [7], el cual se expone en las ecuaciones n° 17, 18, 19, 20, 21 y Tabla 3-2

$$I_u = \frac{u_p}{u_0} \quad (17)$$

Donde u_0 es la amplitud del movimiento horizontal del suelo en oscilaciones libres, u_p es la amplitud del movimiento horizontal del pilote, y I_u corresponde al factor de interacción horizontal calculado como se detalla a continuación

$$I_u = aF^4 + bF^3 + cF^2 + 1,0 \quad (18)$$

En la ecuación anterior, el factor F y los coeficientes a , b , y c son parámetros dependientes de como varía la rigidez del suelo en la profundidad. El factor F se calcula según lo detallado en las ecuaciones n° 22, 23, y 24 y los coeficientes a , b , y c se detallan en la Tabla 3-2.

Por lo tanto, para los tres perfiles de rigidez expuestos se tiene:

- Rigidez constante:
$$F = \left(\frac{f}{f_n}\right) \left(\frac{E_p}{E_{SD}}\right)^{0,3} \left(\frac{L}{D}\right)^{-0,5} \quad (19)$$

- Rigidez parabólica:
$$F = \left(\frac{f}{f_n}\right) \left(\frac{E_p}{E_{SD}}\right)^{0,16} \left(\frac{L}{D}\right)^{-0,35} \quad (20)$$

- Rigidez lineal:
$$F = \left(\frac{f}{f_n}\right) \left(\frac{E_p}{E_{SD}}\right)^{0,1} \left(\frac{L}{D}\right)^{-0,4} \quad (21)$$

Donde f es la frecuencia natural de la interacción suelo-pilote, f_n es la frecuencia natural del estrato de suelo, E_p es el módulo de Young del pilote, E_{SD} es el módulo de Young del pilote a una profundidad D , y L y D son el largo y diámetro del pilote respectivamente.

Coeficiente	Perfil de rigidez en la profundidad		
	Constante	Parabólico	Lineal
a	0,00	$3,64 * 10^{-6}$	$-6,75 * 10^{-5}$

b	0,00	$-4,36 * 10^{-4}$	$-7,0 * 10^{-3}$
c	-0,21	$6,00 * 10^{-3}$	$3,30 * 10^{-2}$

Tabla 3-2: Factores para interacción cinemática horizontal [7].

Los factores de interacción expuestos son solo aplicables a un espectro de Fourier, sin embargo, se pueden obtener resultados aproximados aplicando directamente los factores de interacción I_u a la aceleración espectral para oscilaciones libres. La aceleración espectral horizontal del pilote se obtiene multiplicando la aceleración espectral en oscilaciones libres por el factor de interacción I_u asociado a cada frecuencia considerada.

Pender (1993) [6] expone que la respuesta en los pilotes instrumentados en terremotos tiende a comportarse con un perfil de rigidez lineal en la profundidad, a pesar de que estos sean parabólicos o constantes. Este fenómeno se explica debido a que las deformaciones sísmicas reiteradas de corte cerca de la superficie inducen ablandamiento en las capas de suelo más cercanas a la superficie.

Todo el análisis anterior está hecho para estimar el desplazamiento lateral en la punta del pilote en función del desplazamiento del suelo en la superficie en un punto alejado del elemento de fundación. No se considera el mismo análisis para la rotación, Gazetas (1984) [7] señala que el factor I_u para la rotación es suficientemente pequeño para ser despreciado.

3.5. RESPUESTA INERCIAL A NIVEL DE SUPERFICIE

El análisis de la respuesta inercial utiliza la respuesta dinámica obtenida del estudio de interacción cinemática para evaluar los desplazamientos horizontales y rotaciones de la cabeza del pilote bajo carga sísmicas. Las fuerzas que impulsan la cabeza del pilote se derivan de la masa y la rigidez de la estructura.

Típicamente, la estructura puede ser simplificada como un sistema de un solo grado de libertad, mientras que la fundación se considera que tiene grados de libertad asociados al desplazamiento lateral y a la rotación.

Finalmente se tiene que las cargas recibidas por la superestructura corresponden a:

- Carga inercial horizontal:
$$H = \frac{S_a * q_p}{g} \quad (22)$$

- Momento inercial:
$$M = H * L_{aD} \quad (23)$$

Donde S_a corresponde a la pseudo-aceleración obtenida del espectro del suelo para la frecuencia de la interacción suelo-pilote, q_p a la carga recibida por cada pilote analizado, y L_{aD} al largo efectivo que realmente participa en la respuesta inercial. Cabe destacar que los desplazamientos y rotaciones obtenidas pueden obtenerse en función de las cargas recientemente calculadas y de la rigidez condensada horizontal y rotacional señaladas en las ecuaciones n° 10 y 11.

3.6. LÍMITE DE EQUILIBRIO PARA PILOTES SUJETOS A CARGA SÍSMICA

El análisis del límite de equilibrio es usualmente utilizado para el cálculo de fuerzas internas en muros de contención, fundaciones, y otras estructuras geotécnicas. Este método de análisis trabaja en base al supuesto de un caso límite en el cual se cumplen las condiciones de equilibrio.

3.6.1. LÍMITE DE EQUILIBRIO EN SUELOS PROPENSOS AL DESPRENDIMIENTO LATERAL EN PENDIENTE.

Se analiza el caso donde el pilote está inserto en un suelo con arena licuable en el estrato superior, y un material denso en el estrato inferior (ver Figura 3-3). Durante un terremoto el estrato licuable tiende a empujar lateralmente al pilote con una presión p_t , este valor fue estimado en Dobry (2003) [10]; Haigh (2002) [11]; Ghosh and Madabhushi (2002) [12] mediante pruebas centrífugas y análisis de ondas de corte, obteniendo que este parámetro varía entre 8 y 20 [kPa]. En la Figura 3-3 se muestra un esquema donde el empuje del suelo licuado resuelto como carga distribuida $p_l D$ actúa a lo largo del pilote. Dicha excitación

provoca que la interacción de suelo licuable a suelo no licuable sea el punto con máximo momento flector del pilote.

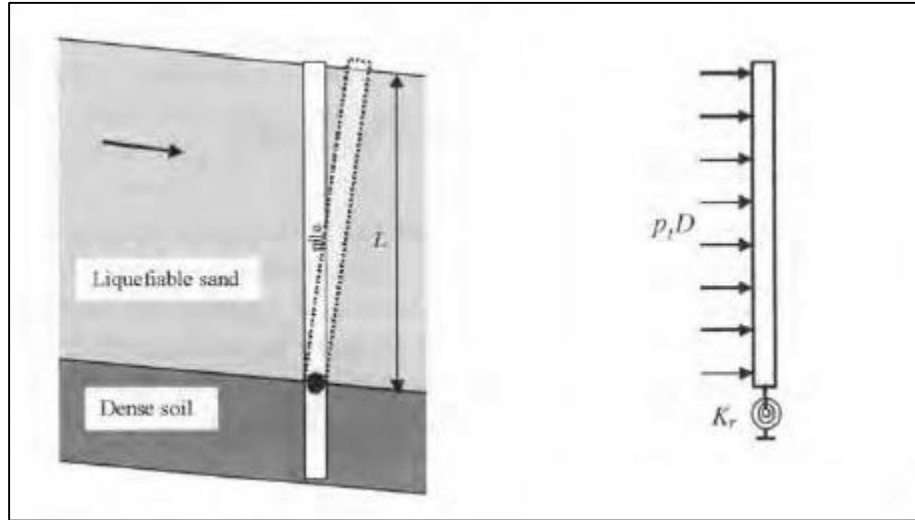


Figura 3-3: Caso n° 1 [4].

Aplicando equilibrio estático, se puede calcular el momento generado en la interfaz suelo denso – arena con las siguientes ecuaciones.

$$F_p = p_l D L \quad (24)$$

$$M_{max} = \frac{1}{2} p_l D L^2 \quad (25)$$

Donde F_p es la fuerza lateral ejercida por el suelo licuado, D es el diámetro del pilote, y L es el largo de este. En el caso de que el pilote esté conectado a una fundación en la superficie con área resistente A_c , el momento máximo sobre el pilote entre estratos puede ser calculado como.

$$M_{max} = p_l L \left[\frac{1}{2} D L + A_c \right] \quad (26)$$

Conociendo la rigidez K_r , se puede calcular el desplazamiento de la punta del pilote, en Dobry (2003) [10] estima este valor para arena ligeramente cementada usada en sus experimentos (origen en Nevada, E.E.U.U.) con un valor de 5738 [kNm/rad].

3.6.2. LÍMITE DE EQUILIBRIO PARA SUELOS CON CORTEZA NO LICUABLE.

3.6.2.1. Arcilla rígida como corteza no licuable.

Considerando el caso de un pilote de diámetro D que pasa a través de una capa de arcilla de consistencia firme de espesor h , y luego bajo una capa de arena licuable de espesor L , se tiene una alta susceptibilidad al desprendimiento lateral del suelo, provocando que la presiones pasivas de la arcilla de consistencia firme generen reacciones laterales sobre la punta del pilote. En Dobry (2003) [10] se describe un procedimiento basado en el límite de equilibrio para cualquier combinación similar de estratos.

En la Figura 3-4 se analiza el caso de un pilote inserto en una combinación de estratos dentro de los cuales se tiene una capa intermedia de arena licuable, y capas superiores e inferiores de material denso o firme. Esta configuración del suelo provoca que el pilote se deforme con doble curvatura, generando puntos de alto momento en la interfaz de cada estrato.

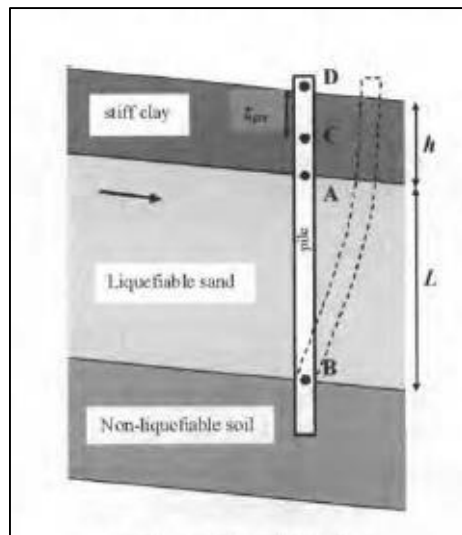


Figura 3-4: Configuración en doble curvatura [4]

Cuando el suelo en pendiente sufre desprendimiento lateral luego de un evento sísmico, la capa de arena tanto como la de arcilla sufren dicho desprendimiento. En la Figura 3-5 se muestra el diagrama de cuerpo libre para esta configuración.

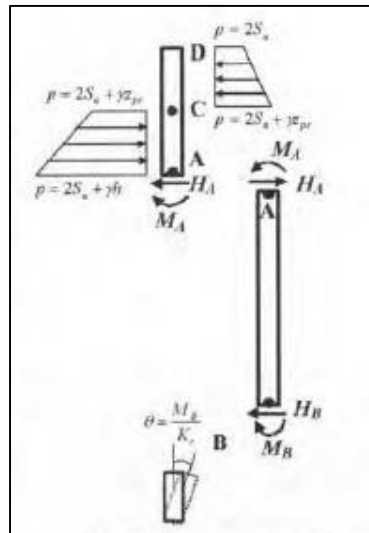


Figura 3-5: Diagrama de cuerpo configuración doble curvatura [4]

Según el diagrama de cuerpo libre anterior el cual considera una carga en punta hacia la derecha, se puede separar el pilote en tres secciones de análisis. En el primer tramo entre los puntos C y D el empuje del suelo actúa de derecha a izquierda y se debe a que el suelo reacciona a la fuerza elástica del pilote, en el segundo tramo entre los puntos A y C el empuje es dominado por el suelo al desplazarse, finalmente para el último tramo entre los puntos A y B se tiene el mismo efecto que para el segundo tramo, es decir, la carga dominante corresponde al empuje del suelo que no está en equilibrio.

Considerando que la arcilla de consistencia firme de la capa superior tiene un peso específico de γ , y una resistencia al corte no drenado S_u , se tiene que el esfuerzo lateral pasivo que generará el suelo sobre será.

$$\tau = 2S_u + 2\gamma z \quad (27)$$

Donde z es la profundidad medida desde el inicio del nivel freático.

A continuación se presentan las ecuaciones que describen la relación entre las incógnitas de interés $H_A, H_B, M_A, M_B, z_{ps}$ del diagrama de cuerpo libre presentado, donde z_{ps} indica la profundidad en la cual el empuje del suelo contra el pilote cambia de dirección.

$$H_A = \left[2S_u + \frac{\gamma}{2} (h + z_{ps}) \right] (h - z_{ps})D - \left[2S_u + \frac{\gamma}{2} z_{ps} \right] z_{ps}D \quad (28)$$

$$H_A = H_B \quad (29)$$

$$M_A = 2DS_u z_{ps} \left[h - \frac{z_{ps}}{2} \right] + \frac{D}{2} \gamma z_{ps}^2 \left[h - \frac{2}{3} z_{ps} \right] - \frac{D}{2} [2S_u + \gamma z_{ps}] [h - z_{ps}]^2 - \frac{D}{6} \gamma (h - z_{ps})^2 \quad (30)$$

$$M_B = M_A - H_A L \quad (31)$$

Las cuatro ecuaciones de equilibrio (nº 28 a 31) no son suficientes para calcular las cinco incógnitas (H_A, H_B, M_A, M_B y z_{ps}). Dobry (2003) [10] propone que los momentos flectores en el tope y en la base de la capa de arena licuable son aproximadamente iguales, y usa esta condición extra para resolver las ecuaciones nº 28 a 31 (válida sólo para el caso de pilotes flexibles ($Z_{max} > 5$)).

Otra simplificación del problema se basa en estimar el peor caso posible, esto ocurre cuando z_{ps} es igual a 0, en esta situación no existen presiones pasivas del suelo actuando en el pilote de derecha a izquierda (ver Figura 3-6).

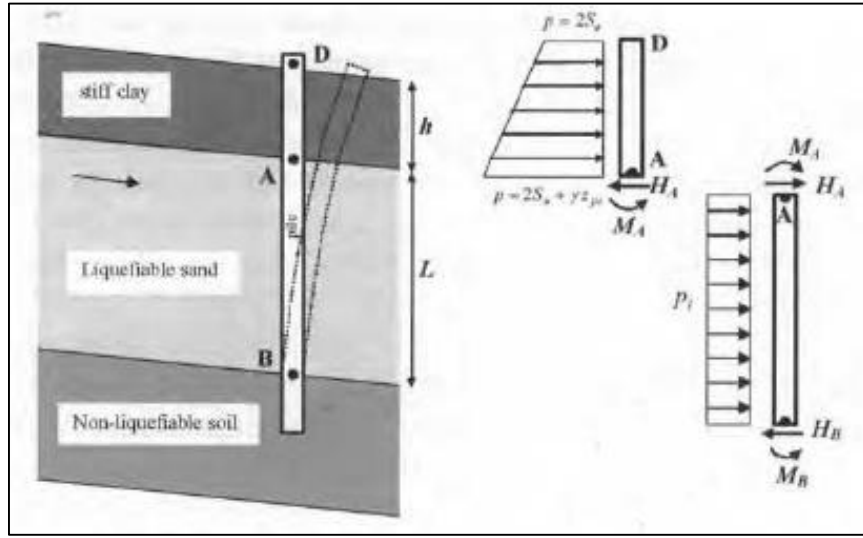


Figura 3-6: Peor caso límite equilibrio [4].

Las ecuaciones que describen el diagrama de cuerpo libre mostrado son las siguientes

$$H_A = \left[2S_u + \frac{\gamma h}{2} \right] \quad (32)$$

$$H_A = \left[2S_u + \frac{\gamma h}{2} \right] + p_l \quad (33)$$

$$M_A = hD \left[S_u h + \frac{\gamma h^3}{6} \right] \quad (34)$$

$$M_B = hD \left[S_u h + \frac{\gamma h^3}{6} \right] - hDL \left[2S_u h + \frac{\gamma h}{6} \right] + \frac{p_l DL^2}{2} \quad (35)$$

3.6.2.2. Arena de compacidad densa como corteza no licuable.

Otro caso comúnmente encontrado, trata de una estratificación conformada por una capa de arena de compacidad densa sobre una capa de arena licuable, se considera el supuesto de que el pilote se apoya bajo el estrato licuable, en un suelo competente. En la Figura 3-6 se expone el diagrama de cuerpo libre del caso en cuestión.

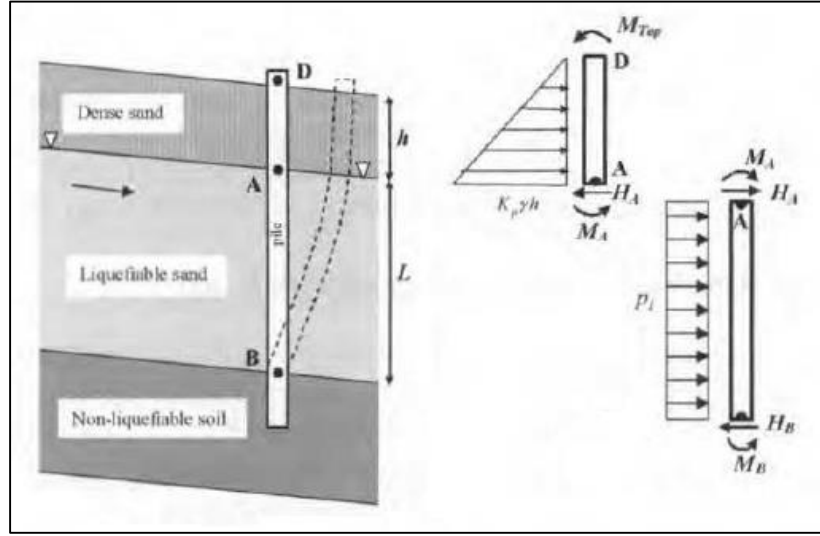


Figura 3-7: Deformada y Diagrama de Cuerpo Libre de arena densa sobre arena licuable [4].

Para el estado límite mostrado en la figura anterior se describen las ecuaciones n° 36 a 39, actuando bajo el supuesto de que el coeficiente de presión pasiva del suelo K_p en la capa de arena densa es llevado hasta su valor límite.

$$H_A = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 D \quad (36)$$

$$H_B = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 D + p_l L D \quad (37)$$

$$M_A = \frac{1}{6} K_p D \gamma h^3 - M_{Top} \quad (38)$$

$$M_B = \frac{1}{6} K_p D \gamma h^3 + \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 L D + \frac{1}{2} p_l D L^2 - M_{Top} \quad (39)$$

Donde M_{Top} viene dado por el momento resistente que entrega la conexión entre el pilote y la superestructura. Para realizar un análisis que considere que el momento resistente del pilote siempre será menor que el momento resistente de la fundación de conexión, basta con considerar $M_{Top} = M_{np}$ (Momento nominal del pilote).

3.6. CONSIDERACIONES DEL EUROCODE 8

El documento “EUROCODE 8” – Part 5 (2003) considera distintas correcciones y/o modificaciones a algunas ecuaciones y parámetros mostrados anteriormente.

3.6.1. COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE PUNTA

EUROCODE 8 entrega las siguientes ecuaciones para calcular el coeficiente de rigidez de punta para pilotes. E_p , E_p , E_s , D , y z corresponden al Modulo de Young del suelo, Modulo de Young del pilote, Modulo de Young del suelo a una profundidad igual a la del diámetro del pilote, diámetro del pilote, y profundidad del pilote respectivamente.

Modelo de rigidez del suelo	$\frac{K_{HH}}{DE_s}$	$\frac{K_{MM}}{D^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{D^2 E_s}$
Lineal, $E = \frac{E_s z}{D}$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
Cuadrático, $E = E_s \sqrt{\frac{z}{D}}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
Constante, $E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

Tabla 3-3: Coeficientes de rigidez para pilotes flexibles según EUROCODE 8 [13].

En el caso de que se tenga un pilote de sección tubular, se propone la siguiente corrección para su Módulo de Elasticidad.

$$E_{p\text{ corregido}} = \frac{E_p}{\frac{I_{\text{solido}}}{I_{\text{tubular}}}} \quad (40)$$

$$E_{p\text{ corregido}} = \frac{E_p}{(D_0^4 / (D_0^4 - D_i^4))} \quad (41)$$

Donde D_0 es el diámetro externo, y D_i es el diámetro interno.

4. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN Y CARGA AXIAL

Cuando el suelo saturado es sujeto a un movimiento sísmico, la densificación que sufre conlleva una reducción en el volumen de vacíos dentro del estrato. Si esto ocurre a una mayor velocidad de la que el agua fluye fuera de estos vacíos comprimidos, la presión de poros del agua crece. Cuando la presión de poros iguala al esfuerzo inicial efectivo del suelo, el esfuerzo efectivo inter granular alcanza valores depreciables y se dice que el suelo sufre licuefacción. El nivel de aumento de la presión de poros se mide mediante el factor r_u definido como relación de exceso de presión de poros.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (43)$$

Donde Δu es el exceso de presión de poros, y σ'_{v0} el esfuerzo inicial efectivo.

La susceptibilidad a la licuación de un suelo puede ser estimada en función de ensayos como el CPT (Cone Penetration Test) y SPT (Standar Penetration Test). Uno de los métodos más utilizados corresponde al propuesto por Seed and Idriss (1971) [14], el cual permite incorporar el efecto de la sobrecarga del suelo y el contenido de finos, además puede ser utilizado con el número de golpes del ensayo SPT (N_{spt}) y también con la resistencia de punta entregada por el ensayo CPT (q_c). Por otra parte, en Idriss and Boulanger (2004) [15] y posteriormente en Idriss and Boulanger (2014) [16], se presenta el parámetro CRR (Cyclic Resistance Ratio) el cual representa la relación de esfuerzo cíclico bajo el cual el suelo se licua totalmente bajo un sismo de 7.5 grados en la escala de Richter. Para un sismo cualquiera se calcula el parámetro CSR (Cyclic Stress Ratio), si $CSR > CRR$ se considera que el suelo sufre una licuefacción total.

Según lo propuesto por Idriss and Boulanger (2014) [16] para calcular los parámetros CSR y CRR se requiere el parámetro N_{60} correspondiente al valor N_{SPT} corregido según la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006 [17].

$$N_{60} = N_{SPT} * \frac{E_r}{60} \quad (44)$$

Donde E_r corresponde a la energía de golpeo aplicada por el martinete automático de la perforadora utilizada. Normalizando según presión de confinamiento se tiene.

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (45)$$

Donde C_N es el factor de normalización a presión confinamiento calculado como.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1,7 \quad (46)$$

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60CS}} \quad (47)$$

Se define el parámetro $(N_1)_{60CS}$ el cual incluye el contenido de finos del suelo (FC) como.

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (48)$$

Con $\Delta(N_1)_{60}$ igual a.

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01} \right)^2 \right) \quad (49)$$

Para corregir por sobrecarga en la profundidad se define el parámetro K_σ .

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1,1 \quad (50)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \quad (51)$$

Por otro lado, el parámetro r_d corresponde al coeficiente de reducción de esfuerzo de corte, el cual se calcula como.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (52)$$

$$\alpha = -1,012 - 1,126 * \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (53)$$

$$\beta = 0,106 - 0,118 * \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (54)$$

$$M = \text{Magnitud del sismo de análisis} \quad (55)$$

El parámetro MSF corresponde al factor de escala de magnitud del sismo, definido para arenas por la siguiente expresión.

$$MSF = 6,9 * \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (56)$$

Finalmente se calcula el parámetro $CRR_{M;\sigma'_v}$ y $CSR_{M;\sigma'_v}$ para el sismo de análisis.

$$CRR =$$

$$\exp\left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right] * MSF * K_\sigma \quad (57)$$

$$CSR = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (58)$$

Donde a_{max} representa la aceleración horizontal máxima del suelo.

Estos métodos empíricos son limitados, pero en esta primera aproximación son bastante útiles para clasificar las arenas como licuables o no licuables. En la figura se muestra un ejemplo de un pilote inserto en dos estratos de arenas, dentro de los cuales uno sufre licuefacción y otro no.

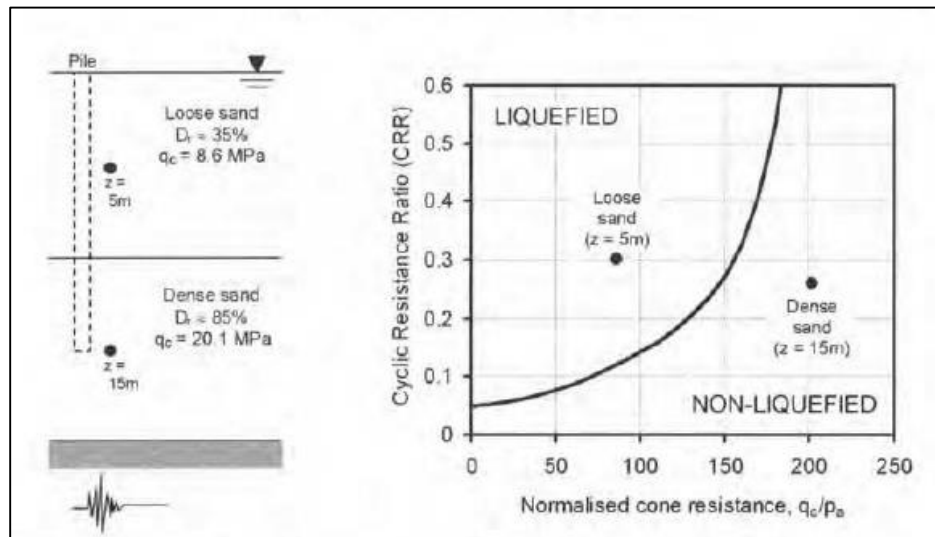


Figura 4-1: Ejemplo de determinación de la susceptibilidad a la licuefacción [4].

En el diseño estático de pilotes se dimensiona este elemento verificando que se tiene un factor de seguridad adecuado contra las cargas axiales y que no se generan asentamientos excesivos, teniendo la alternativa de optimizar la geometría de la fundación, cambiando largo y área, y así disminuir los costos involucrados.

Para el caso sísmico se debe verificar que la resistencia al corte y momento del pilote cumple con las condiciones inerciales y cinemáticas señaladas en el capítulo 3 de este documento.

Finalmente, al tener un caso sísmico con presencia de arena sujeta a licuefacción, se debe verificar que la reducción de tensión efectiva en el suelo que rodea el fuste o que está bajo la punta del pilote, no genera efectos de asentamientos o pandeo, ya que la licuefacción de una sección del estrato se traduce en disminución de la capacidad de fuste, punta, y arriostramiento lateral en el pilote.

4.1. ASENTAMIENTO INDUCIDO POR LA LICUEFACCIÓN.

4.1.1. LICUEFACCIÓN INDUCIDA POR EL SISMO.

El asentamiento en pilotes en suelos licuables ha sido estudiado por De Alba (1983) [18] y Knappett and Madabhushi (2008) [19]. La primera de estas investigaciones analiza el

problema con una cámara de calibración, mostrando un aumento del asentamiento a medida que el factor $r_{u,base}$ aumentaba. Por otro lado, el segundo estudio señalado analiza el problema utilizando ensayos centrífugos, los cuales permitieron estudiar simultáneamente grupos de pilotes bajo carga axial y lateral.

Según ambas investigaciones se concluye que incluso un aumento parcial en la presión de poros en el estrato licuable puede llevar a asentamientos no considerados en el diseño estático. Sin embargo, la compleja relación entre la resistencia de punta y de fuste bajo un sismo hace que el cálculo determinista del asentamiento por el efecto de licuefacción sea muy difícil, por otro lado, los métodos empíricos resultantes de estas investigaciones proponen un factor de seguridad mínimo dependiente del factor $r_{u,base}$ (ver Figura 4-2).

$$FOS = 1 + A(r_{u,base})^B \quad (59)$$

Para un asentamiento límite de $0.1D_0$ se tiene:

$$A = 5.5 \quad (60)$$

$$B = 3.5 \quad (61)$$

Cabe destacar la importancia de la conexión entre un grupo de pilotes, en las Figura 4-3 y Figura 4-4 se compara el asentamiento de un grupo de pilotes (Figura 4-5) inducido por la licuefacción del suelo bajo un mismo evento sísmico; en el *caso a* se tienen 4 pilotes sin una fundación superficial de conexión, a diferencia del *caso b* que si incluye los efectos de este elemento en contacto con el suelo superficial.

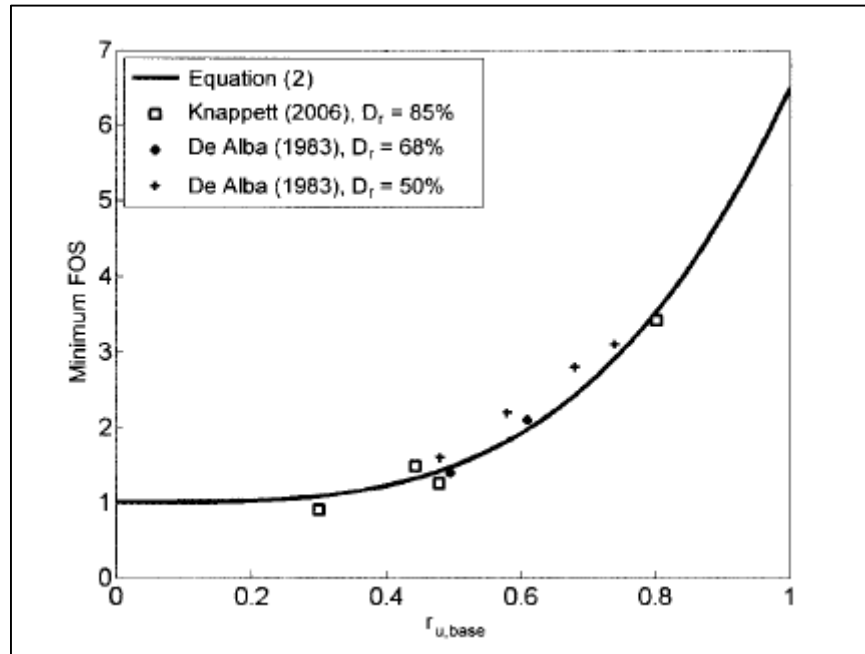


Figura 4-2: Correlación entre $r_{u,base}$ y Factor de Seguridad mínimo [4]

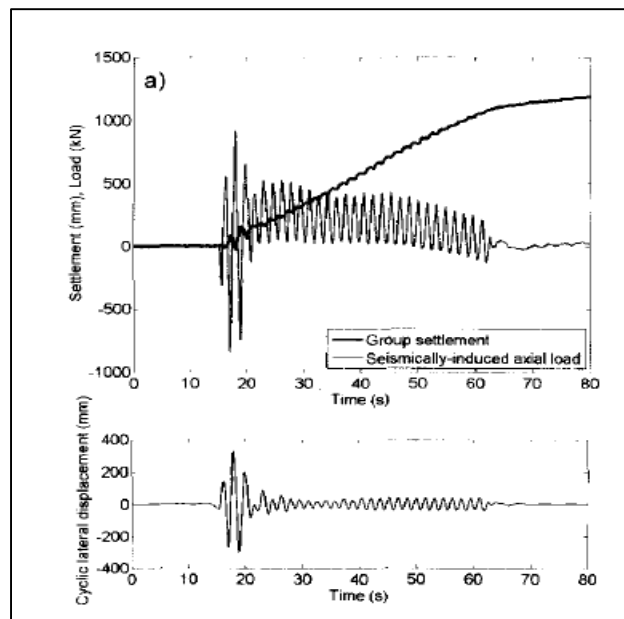


Figura 4-3: Asentamiento en un grupo de pilotes desconectados [4]

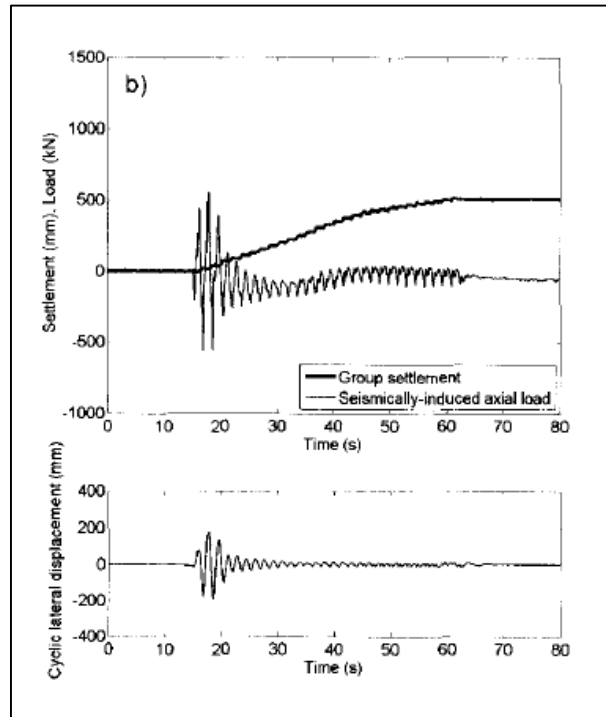


Figura 4-4: Asentamiento en un grupo de pilotes conectados mediante fundación superficial [4]

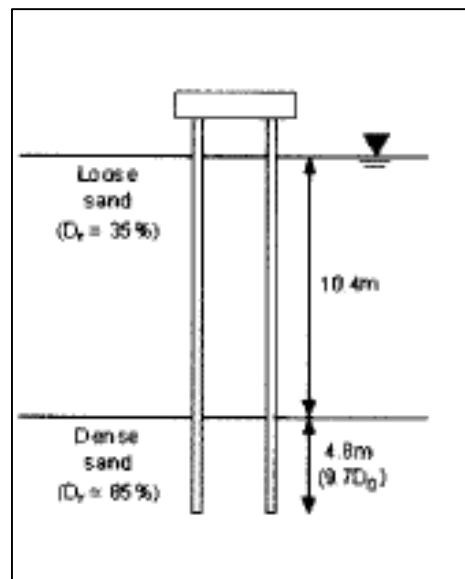


Figura 4-5: Esquema grupo de pilotes conectados mediante fundación [4]

De ambas figuras se puede concluir:

- La fundación de conexión contribuye a la capacidad de soporte del grupo de pilotes, lo que disminuye el asentamiento de estos elementos. Esto se debe a que la fundación de conexión toma un remanente de la carga perdida en la punta del pilote luego de la licuefacción del estrato de apoyo.
- La fundación de conexión proporciona rigidez rotacional extra al grupo de pilotes, la condición de semi-empotramiento generada en la superficie también logra que la rigidez lateral aumente, disminuyendo el desplazamiento lateral y con esto aumentando los esfuerzos de momento y corte. Si el grupo de pilotes es diseñado sin considerar la conexión superficial se estaría optando por un lado conservador.

4.2. DIRECTRICES PARA EL DISEÑO CONTRA FALLA AL ESFUERZO AXIAL.

Como se explicó anteriormente, el aumento de la presión de poros en el estrato donde se apoya el pilote genera una reducción en la capacidad de punta de este, por lo tanto, es de interés conocer cuánto se reduce este valor en función del factor $r_{u,base}$.

A continuación se expone una relación entre la capacidad de punta durante el sismo ($Q_{base,E}$) y la capacidad de punta estática ($Q_{base,S}$), calculada según Vesic (1972) [20] y Knappett and Madabhushi (2008b) [19].

$$\frac{Q_{base,E}}{Q_{base,S}} = (1 - r_u)^{\frac{3 - \sin(\phi)}{3(1 + \sin(\phi))}} \quad (62)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo debajo de la punta del pilote.

La Figura 4-6 muestra la respuesta del grupo de la sección 4.3.1., donde las deformaciones generadas sugieren que la falla por capacidad de punta durante un sismo puede ser evitada asegurando que para un valor dado de $r_{u,base}$, el factor de seguridad seleccionado logre que

la carga inicial llevada por la punta sobre cada pilote Q_{b0} sea menor que la capacidad de punta sísmica $Q_{base,E}$ calculada según la ecuación n° 62.

$$Q_{b0} \leq Q_{base,E} \quad (63)$$

Finalmente, combinando las ecuaciones n° 62 y 63, y considerando la relación de resistencia de punta y de fuste con el factor α_{ult} como el cociente entre la capacidad total axial del pilote Q_u y la capacidad de punta del pilote Q_b se tiene.

$$FOS \geq \frac{1}{\alpha_{ult} (1 - r_u)^{\frac{3 - \sin(\theta)}{3(1 + \sin(\theta))}} - \alpha_{ult} + 1} \quad (64)$$

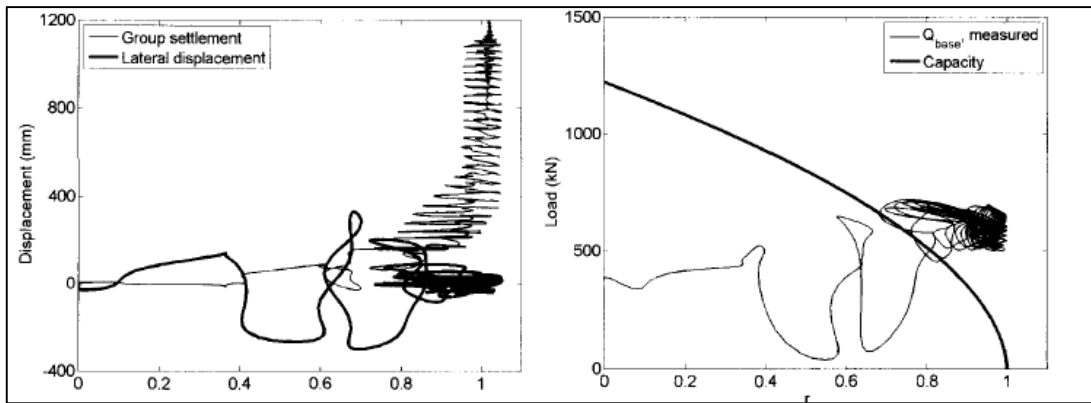


Figura 4-6: Inicio de grandes asentamientos bajo licuefacción [4]

4.3. INESTABILIDAD

Como se mencionó en capítulos anteriores, durante la licuación de un estrato este pierde considerablemente su rigidez lateral. Bajo esta condición el pilote deja de tener el arriostramiento lateral y corre el riesgo de sufrir pandeo.

La inestabilidad inducida por la licuación del suelo ha sido investigada recientemente por Bhattacharya (2003) [21] y Bhattacharya (2004) [22] quien consideró pilotes únicos, por otro lado, Knappett (2006) [23] muestra el análisis de un grupo de 4 pilotes (2x2). En ambos estudios se modelaron pilotes apoyados en roca para descartar la posibilidad de una falla por capacidad de soporte de punta.

4.3.1. PILOTES DE PUNTA O APOYADOS EN ROCA

Para simplificar el modelo de rigidez lateral del pilote se asume nulo. En el caso de que el pilote este fundado en un suelo completamente licuable este elemento se comportará como una columna sin arriostramiento lateral, por lo tanto, bajo esta configuración la carga crítica de pandeo viene dada por la ecuación de Euler considerando el largo efectivo como el espesor del estrato licuable ($\beta = 1$)

$$P_{cr} = \frac{\pi EI}{(\beta L_p)^2} \quad (65)$$

Donde P_{cr} corresponde a la carga crítica de pandeo, y β el factor de apoyo del elemento estructural. Calculando la esbeltez del elemento en función de β , L_p , y el radio de giro del elemento r_g ; se analiza el comportamiento de la carga crítica de pandeo P_{cr} en relación a la esbeltez de los pilotes estudiados por Bhattacharya (2003) [21] y Knappett (2006) [23], además se compara con los datos obtenidos de ensayos centrífugos por ambos autores (ver Figura 4-7).

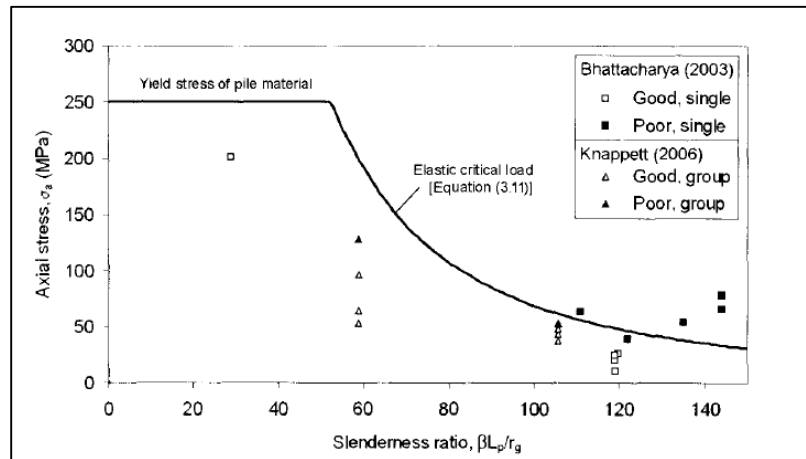


Figura 4-7: Carga crítica de pandeo versus relación de esbeltez [4]

Se observa que para una esbeltez baja (<55), la condición de falla del pilote ocurre por fluencia del material antes de que se genere pandeo. Por otro lado, para una esbeltez alta

(>55) la falla del pilote es dada por la carga crítica de pandeo antes de que por fluencia del material.

A pesar del análisis de estabilidad realizado, es posible que la falla del pilote sea causada a cargas menores que la carga crítica de pandeo o que la carga de fluencia debido a que estos elementos usualmente quedan con un desplazamiento lateral de fabricación. Esta imperfección se amplifica por el efecto de la carga axial a través del efecto $P - \Delta$, logrando que la curvatura del elemento aumente incluso hasta generar colapso debido a la plastificación del material. Los efectos del desplazamiento lateral de fabricación se expresan mediante la ecuación de Perry-Robertson.

$$\sigma_a^2 - \left[\sigma_y + \left(1 + \frac{\Delta_0 D_0}{2r_g^2} \right) \frac{P_{cr}}{A_p} \right] \sigma_a + \sigma_y \frac{P_{cr}}{A_p} = 0 \quad (66)$$

Donde σ_a es el nuevo esfuerzo de falla, σ_y es el esfuerzo de fluencia, Δ_0 corresponde a la magnitud de la imperfección lateral, D_0 es el diámetro del pilote, y A_p es el área de la sección transversal. Graficando la curva de falla considerando una imperfección lateral de 56 [mm] para los pilotes estudiados por Bhattacharya (2003) [21] y Knappett (2006) [23] se tiene.

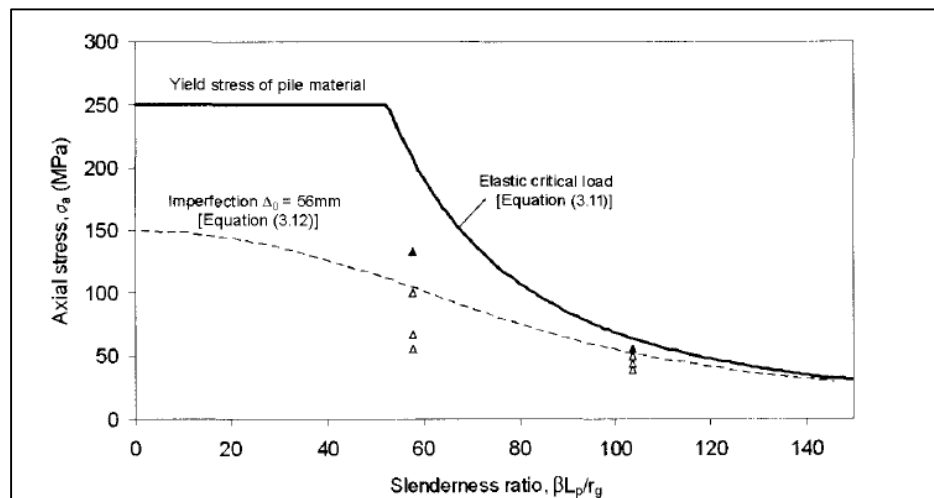


Figura 4-8: Ecuación de Perry-Robertson [24]

Timoshenko and Gere (1961) [25] expone la amplificación de la imperfección lateral en función de la carga axial soportada y de la carga crítica de pandeo, obteniendo.

$$Amplificación = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \quad (67)$$

En el ensayo centrífugo estudiado por Knappett (2006) [23] las deformaciones laterales se midieron antes, durante, y después de la licuación del suelo (Figura 4-9). Se puede observar que en pilotes con esbeltez baja la rigidez del pilote domina el comportamiento por sobre las propiedades del suelo, por el contrario, mientras más esbelto es el elemento estructural las propiedades del suelo adquieren mucha más influencia en la respuesta. Esto sugiere que las diferencias entre los dos set de resultados comparados en la Figura 4-9 son debidas a la rigidez del estrato licuado, la cual es subestimada al asignarle un valor cero.

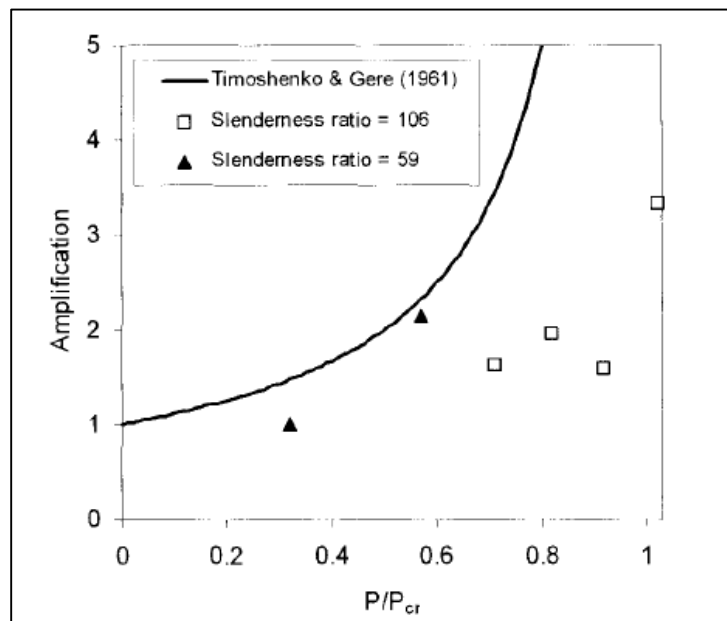


Figura 4-9: Amplificación de la imperfección lateral, Timoshenko and Gere (1961) [25]

Para pilotes únicos y en grupo, el colapso se da gracias a la formación de rótulas plásticas logrando que la estructura se transforme en un mecanismo. Cuando la longitud completa del pilote se encuentra dentro de un estrato licuable, se espera que las rótulas plásticas se generen

en la punta, en la cabeza (bajo fundación de conexión), y eventualmente en el medio de estos. Debido a que la resistencia del suelo licuado no es exactamente cero y que la condición de empotramiento bajo la superestructura tampoco es perfecta, se tiene que la rótula plástica a generar bajo la fundación de conexión para un grupo de pilotes aparecerá a una distancia z_h desde la cabeza del pilote, Bhattacharya (2003) [21] presenta esta distancia obteniendo la siguiente ecuación.

$$z_h = 1,165 \sqrt{\frac{EI}{P}} \quad (68)$$

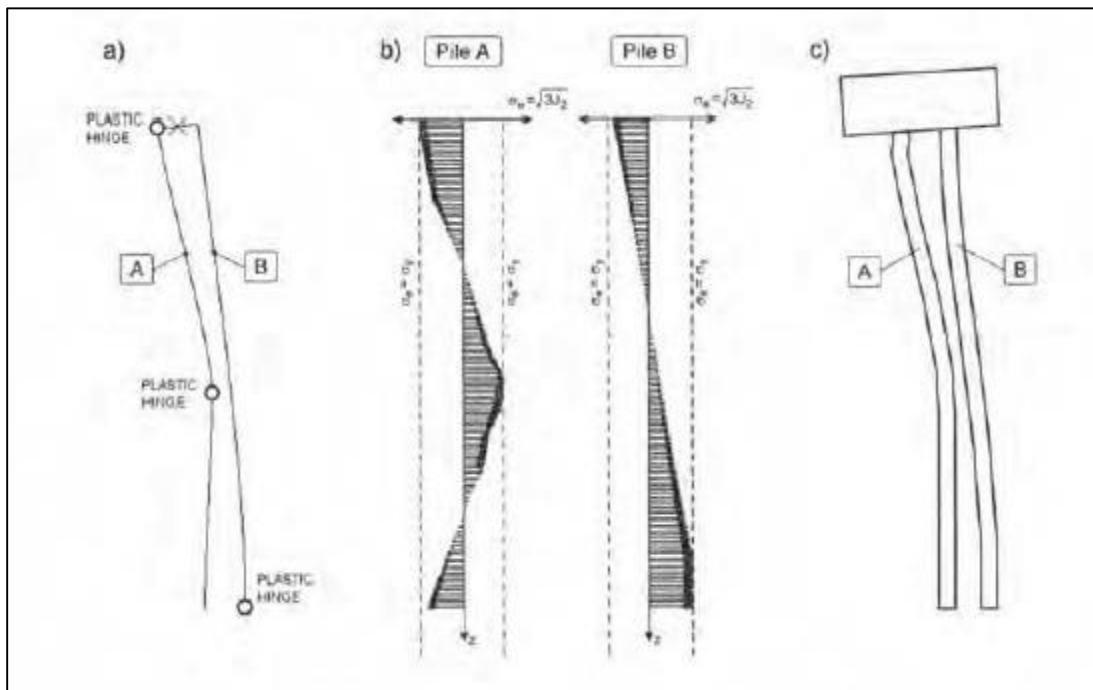


Figura 4-10: Mecanismo de colapso de un grupo de pilotes conectados [4]

4.3.2. PILOTES DE FUSTE O FLOTANTES

Los pilotes que no se encuentran apoyados en roca poseen una capacidad de soporte variable en función del potencial de licuación en la profundidad, gracias a que la resistencia de fuste y de punta dependen del factor r_u y de la distancia para la cual el suelo se encuentra

totalmente licuado (z_L). En la Figura 4-11 se muestra la condición de esfuerzos del suelo para una situación de licuación parcial.

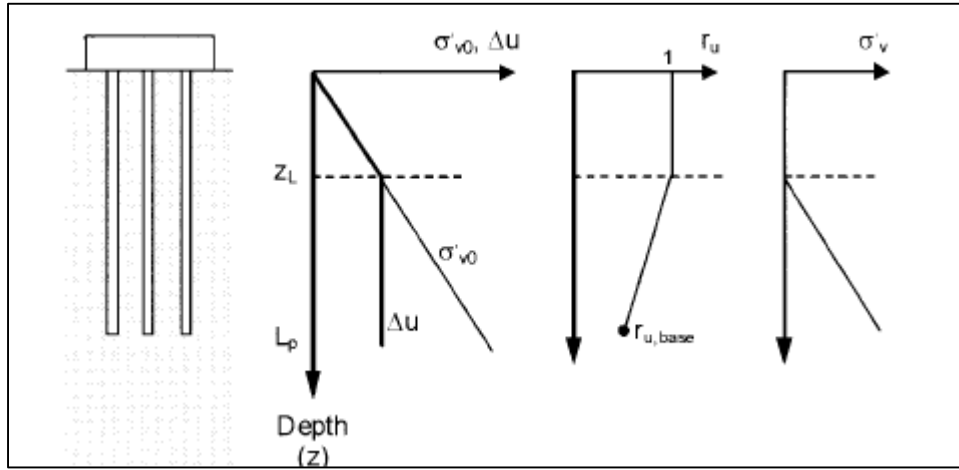


Figura 4-11: Condición de licuación parcial [4]

En Gabr (1997) [26] se presenta una solución analítica para determinar la carga crítica de pandeo para pilotes parcialmente empotrados, considerando las siguientes hipótesis.

- Reacción horizontal del suelo lineal y constante ($k = \text{constante}$; $k = \eta_h z$), con η_h igual al coeficiente de balasto horizontal.
- Carga axial del pilote soportada por el fuste y punta.
- Condiciones de borde según estado de licuación.

Debido a la continuidad del pilote se utiliza el método de Rayleigh–Ritz, el cual minimiza la suma de energía de deformación elástica y la energía potencial de la carga.

La energía de deformación elástica U se calcula con la suma de la energía de deformación del pilote más la del suelo circundante.

$$U = \frac{EI}{2} \int_0^{L_p} \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{D_0}{2} \int_0^{L_p - z_L} \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx + \quad (69)$$

Donde $p(x)$ corresponde a la reacción horizontal del suelo sobre el pilote, la cual en el caso de arenas cohesivas se calcula como.

$$p(x) = \eta_h (L_p - z_L - x) y_p(x) \quad (70)$$

Luego, la energía potencial de la carga axial aplicada es.

$$V = -\frac{1}{2} \int_0^{L_p} P(x) \left(\frac{dy_p}{dx} \right)^2 dx \quad (71)$$

Para poder minimizar la energía total $U + V$ se debe proponer una función $y_p(x)$ que sea consistente con las condiciones de borde del problema, como estas aún no se conocen con exactitud se utiliza una función de forma compuesta por una suma de diferentes componentes de Fourier, las cuales dependen de constantes que se determinarán al resolver el problema.

$$y(x) = c_0 + \sum_{n=1}^N c_n \sin \left(\frac{2n-1}{2L_p} \right) \pi x \quad (72)$$

Luego, aplicando el principio de mínima energía potencial se tiene.

$$\frac{\partial(U + V)}{\partial c_n} = 0 \quad (73)$$

Entregando $N + 1$ ecuaciones lineales homogéneas en términos de c_n , escribiendo esta situación de forma matricial queda.

$$[A] \vec{c}_n = 0 \quad (74)$$

Esta ecuación tiene solución no trivial siempre y cuando el determinante de la matriz $[A]$ sea igual a cero, bajo esta condición el valor propio menor obtenido es.

$$\lambda_1 = \frac{1}{\beta^2} \quad (75)$$

Obteniendo idéntica solución al caso de empotramiento en roca, pero con la consideración de que podemos calcular β como.

$$\beta = \frac{z_L}{L_p} \quad (76)$$

4.4. FALLA POR CAPACIDAD DE SOPORTE V/S FALLA POR PANDEO

La falla de los pilotes de fuste o flotantes puede ocurrir por asentamiento del suelo o por pandeo del pilote, en esta sección se evalúan las cargas axiales límites para evitar ambos tipos de falla considerando las siguientes propiedades.

- Largo del pilote (L_p).
- Diámetro del pilote (D_p).
- Material del pilote (EI).
- Densidad del suelo ($\eta_h, Q_{base,s}$).

La capacidad de soporte del pilote considerando los efectos de la licuación viene dada por la suma de la capacidad de punta sísmica (ecuación n° 67) más la capacidad de fuste proporcional al largo de pilote que se encuentra bajo z_L .

$$P_{bc} = Q_{base,s}(1 - r_u)^{\frac{3-\sin(\phi)}{3(1+\sin(\phi))}} + Q_{shaft,s} \frac{L_p - z_L}{L_p} \quad (77)$$

Luego, la carga crítica de pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$P_{cr} = \frac{\pi EI}{(\beta_{z_L} L_p)^2} \quad (78)$$

Donde β_{z_L} se refiere al factor de apoyo del pilote, a modelar según la condición de licuación de la base.

5. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN Y CARGA AXIAL EN SUELOS PROPENSOS A LA PROPAGACIÓN LATERAL

5.1. INTRODUCCIÓN

En los capítulos anteriores se estudió el efecto de la licuación en suelos horizontales, los cuales al momento de perder sus propiedades estáticas pueden provocar asentamientos o inestabilidad en los pilotes. En este capítulo se agrega el efecto de la licuación en los suelos inclinados o con pendiente, donde se tiene como principal riesgo la propagación del suelo licuado hacia sectores con menor nivel.

5.2. FASES DE CARGA

Anteriormente se estudió el efecto de la interacción cinemática entre el pilote y el suelo circundante, adicionalmente, durante un evento sísmico la superestructura transfiere a los pilotes las siguientes cargas.

1. Cargas inerciales.
2. Cargas axiales.

Las cuales se describen a continuación.

5.2.1. CARGAS INERCIALES Y CINEMÁTICAS

Durante un terremoto, el pilote sufre esfuerzos y deformaciones debido al desplazamiento relativo entre la punta y base del pilote (Carga inercial), estas cargas son de carácter transiente y existen sólo en el momento de grandes aceleraciones del sismo. Por otro lado, las cargas cinemáticas continúan debido a la deformación relativa entre el suelo y el pilote.

Comparando los componentes inerciales y cinemáticos, el primero tiende a ser más grande en los primeros instantes del terremoto, antes de que el suelo genere un exceso de presión de poros considerable. Esto ocurre gracias a que antes de la licuación, el suelo es relativamente rígido siendo efectivo en transmitir las ondas de corte hacia la estructura, por lo que esta vibra con mayor magnitud y genera cargas inerciales mayores. Luego, como el suelo licúa, el

estrato no es efectivo en transmitir el sismo aislando la estructura, por lo tanto, las cargas inerciales en los instantes posteriores al terremoto disminuyen considerablemente. Por otro lado, las cargas cinemáticas aumentan luego de la licuefacción gracias a que el suelo se vuelve más flexible y los pilotes son los que transmiten la mayor parte de los esfuerzos de corte impuestos por el sismo, además de que puede ocurrir propagación lateral de suelos que también encasilla como una componente cinemática. En la Figura 5-1 se observa la variación de estos dos tipos de carga durante un sismo de análisis.

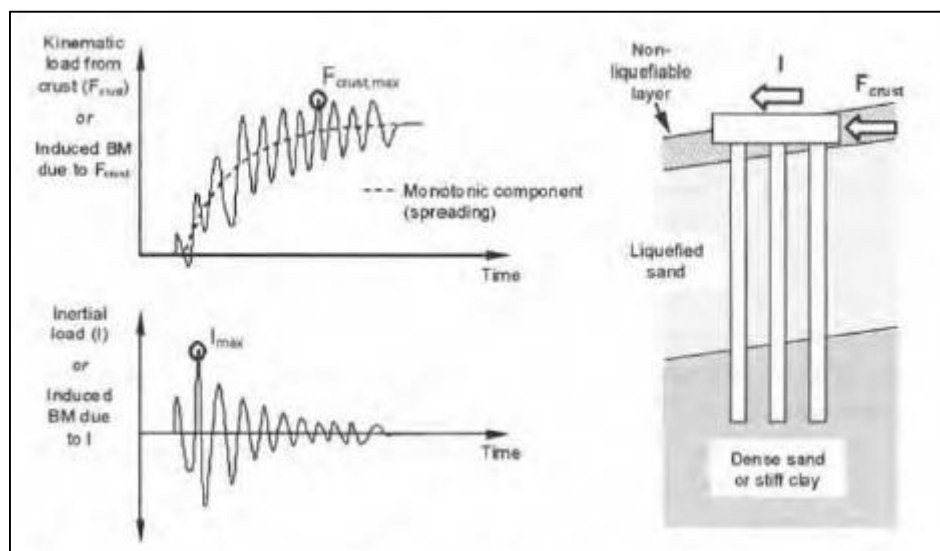


Figura 5-1: Análisis de carga inercial y cinemática a lo largo de un sismo [4]

5.2.2. PRESENCIA DE CARGA AXIAL

La carga axial transmitida desde la superestructura hacia el pilote tiene dos componentes, uno estático y otro sísmico. El componente estático consiste en la carga muerta inicial, y el componente sísmico viene dado por los efectos cinemáticos de la estructura y del suelo. Respecto a la componente impuesta por el suelo en un grupo de pilotes, se tiene que durante la propagación lateral se genera rotación en la fundación de conexión, comprimiendo a los pilotes posicionados en la dirección de avance del suelo, y alivianando la carga axial de los pilotes alejados a la dirección de avance del suelo. En la siguiente figura se muestra el resultado obtenido por Pamuk (2003), donde mediante ensayos centrífugos en un grupo de

pilotes se obtiene que las cargas axiales crecen y decrecen dependiendo de su posición respecto a la pendiente del suelo.

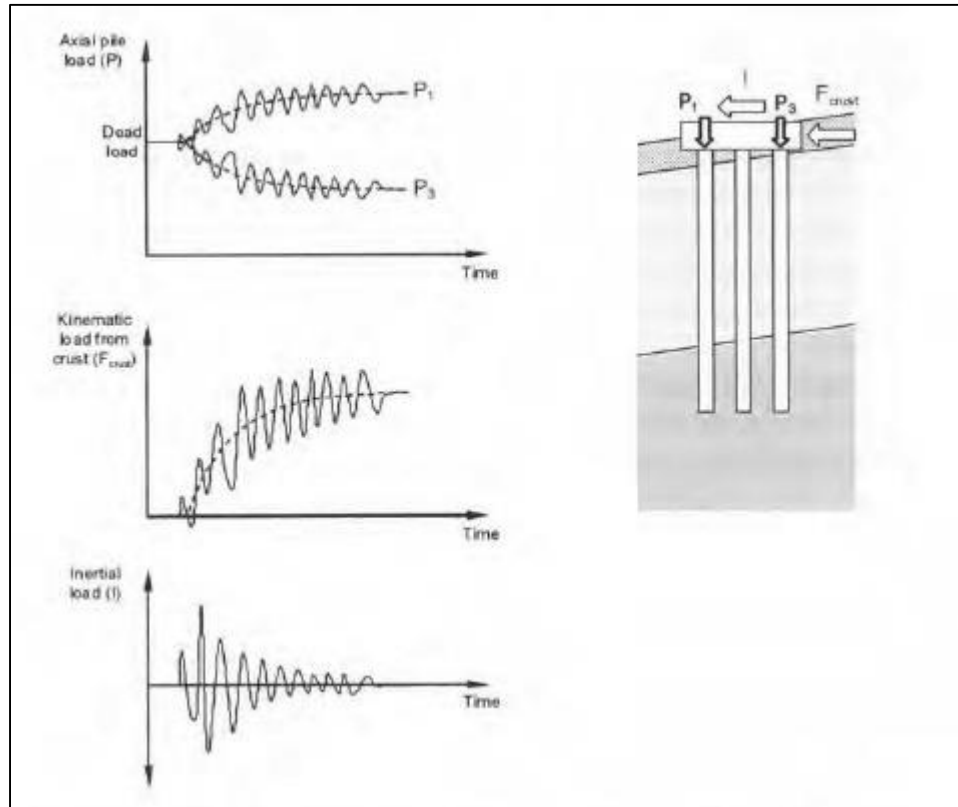


Figura: Variación en la carga axial dependiendo de la posición en el terreno [4].

5.3. RESPUESTA LATERAL MÁXIMA

Para estructuras importantes o inusuales, el uso de modelos de elementos finitos o de ensayos centrífugos es totalmente recomendable. De esta manera se puede evaluar la respuesta dinámica del pilote obteniendo parámetros de interés como desplazamientos y esfuerzos máximos, sin embargo, estos métodos requieren de grandes recursos computacionales y de tiempo de proceso, junto con personal experto en el tema para poder obtener resultados consistentes y razonables. Para estructuras más simples y estudiadas regularmente, es posible utilizar métodos pseudo-estáticos simplificados para predecir la respuesta lateral máxima.

Chang (2005) [28] calcula la respuesta lateral máxima en función del corte de punta máximo V_{max} .

El método pseudo-estático o “push-over” asume que en cualquier instante durante el sismo el pilote está instantáneamente en equilibrio, por lo tanto, la ecuación que gobierna la respuesta del pilote es.

$$EI \frac{d^4 y_p}{dz^4} + P \frac{d^2 y_p}{dz^2} + k_l D_0 (y_p - y_s) = 0 \quad (79)$$

Donde EI es la rigidez a la flexión, $y_p(z)$ es la deformación del pilote, z es la profundidad bajo la superficie, P es la carga axial, $y_s(z)$ es el desplazamiento del suelo circundante, k_l es la rigidez de la configuración suelo-pilote en el estrato licuable, y D_0 es el diámetro del pilote.

La ecuación presentada es una ecuación diferencial ordinaria de cuarto orden, y para resolverla se requiere de cuatro condiciones de borde. La primera condición de borde viene dada por las cargas aplicadas en la cabeza del pilote, y se representa de la siguiente manera.

$$EI \left. \frac{d^3 y_p}{dz^3} \right|_{z=0} = V_{max} \quad (80)$$

Donde V_{max} viene dado por.

$$V_{max} = x(I_{max} + F_{max}) \quad (81)$$

Donde el factor x representa la superposición de las componentes inerciales y cinemáticas, en el caso de que estas ocurrieran simultáneamente este valor es igual a 1. En Chang (2005) [28] se calcula este valor en base a ensayos centrífugos para distintos registros, obteniendo que este valor sea dependiente de la relación entre los periodos del suelo y de la superestructura (ver Figura 5-2). Tokimatsu (2005) [29] demuestra que el factor x es cercano a 1 cuando el periodo del suelo es mayor al de la estructura, manteniéndose esta situación luego de la licuación ya que al perder rigidez el periodo natural del suelo aumenta.

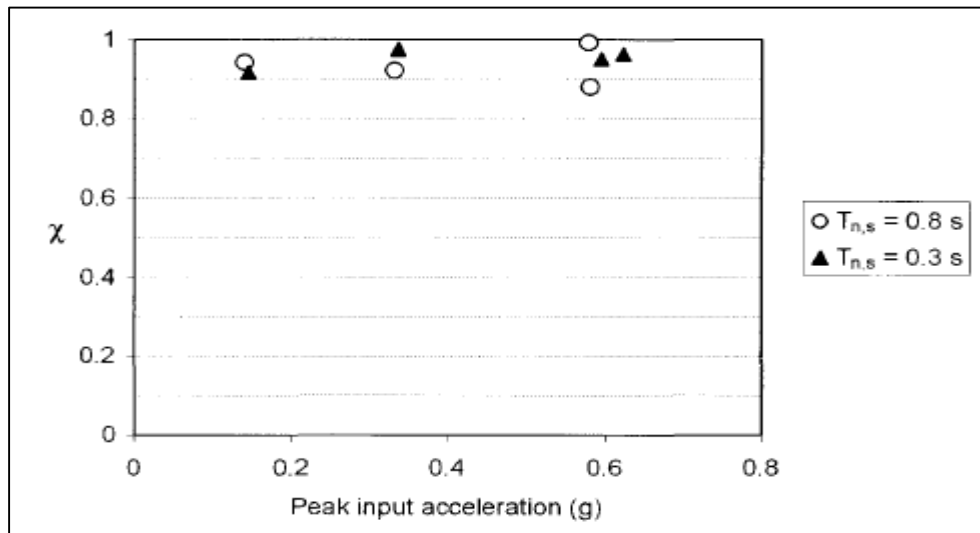


Figura 5-2: Superposición entre componente inercial y cinemática [4]

Donde $T_{n,s}$ representa el periodo natural del suelo. Luego, las condiciones de borde se exponen en la siguiente tabla.

Lugar	Condición de apoyo	Condición de borde	Descripción
Base	Empotrada	$y_p _{z=L_p} = 0$	Desplazamiento nulo
Base	Empotrada	$\frac{dy_p}{dz} _{z=L_p} = 0$	Rotación nula
Base	Rotulada	$y_p _{z=L_p} = 0$	Desplazamiento nulo
Base	Rotulada	$\frac{d^2y_p}{dz^2} _{z=L_p} = 0$	Momento nulo
Punta	Empotrada	$\frac{dy_p}{dz} _{z=0} = 0$	Rotación nula
Punta	Rotulada	$\frac{d^2y_p}{dz^2} _{z=0} = 0$	Momento nulo

Tabla 5-1: Condiciones de bode análisis push-over.

El uso de la ecuación n° 79 considera que la masa junto con sus efectos inerciales del pilote es despreciable en relación a las fuerzas inerciales impuestas por la superestructura, el segundo término de esta ecuación $P \frac{d^2 y_p}{dz^2}$ considera que $P = P_{max}$ ya que la carga axial dinámica está generalmente en fase con las fuerza inerciales aplicadas en la cabeza del pilote. La carga P_{max} se estima mediante un análisis pseudo-estático imponiendo la carga inercial sísmica de la superestructura.

Towhata (1999) [30] propone la siguiente ecuación para el desplazamiento del suelo circundante, la cual considera un estrato licuable uniforme.

$$y_s(z) = y_s|_{z=0} \sin\left(\frac{\pi(L-z)}{2L}\right) \quad (82)$$

Donde L es la profundidad del estrato licuable, el valor de y_s para $z = 0$ se calcula mediante algún método empírico expuesto por distintos autores como Barlett and Youd (1995) [31], Rauch and Martin (2000) [32], y Youd (2002) [33].

Luego, para el desplazamiento lateral del pilote en sus distintas configuraciones se tiene.

Cabeza	Base	Deformación lateral pilote
Empotrada	Empotrada	$y_p(z) = \frac{y_s _{z=0}}{2} \left[1 + \cos\left(\frac{\pi z}{L}\right) \right]$
Empotrada	Rotulada	$y_p(z) = y_s _{z=0} \left[1 - \sin\left(\frac{\pi z}{2L}\right) \right]$
Rotulada	Empotrada	$y_p(z) = y_s _{z=0} \left[\cos\left(\frac{\pi z}{2L}\right) \right]$
Rotulada	Rotulada	$y_p(z) = y_s _{z=0} \left[1 - \frac{z}{L} \right]$

Tabla 5-2: Solución analítica al desplazamiento lateral del pilote $y_p(z)$

Comúnmente la ecuación n° 79 se resuelve utilizando el método de deferencias finitas.

6.4. ESFUERZOS INTERNOS DEBIDO A LA RESPUESTA LATERAL MÁXIMA

6.4.1. PILOTE ÚNICO

Antes de estudiar la respuesta lateral de un grupo de pilotes conectados considerando los efectos de la carga axial, corresponde analizar el comportamiento de un pilote único (mediante el Límite de equilibrio). En la Figura 5-3 se muestran los esfuerzos y deformaciones de dos tipos de pilotes (uno rígido y otro flexible) para una configuración de tres estratos comúnmente encontrada en terreno, la cual considera la existencia de corteza no licuable en superficie, arena licuable, y roca en profundidad. Los parámetros de ambos pilotes y del suelo son.

1. $EI_{Pa} = 20 \text{ [MNm}^2\text{]}; EI_{Pb} = 500 \text{ [MNm}^2\text{]}$
2. $L = 14 \text{ [m]}$ (espesor estrato licuable)
3. $h = 2 \text{ [m]}$ (espesor corteza no licuable)
4. $p_0 = 150 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
5. $k_r = \infty$ (rigidez rotacional interacción suelo-pilote)
6. $M_{a,ult} / z_r=0 = 4400 \text{ [kNm]}; M_{b,ult} / z_r=0 = -200 \text{ [kNm]}$ (Resistencia de ambos pilotes)

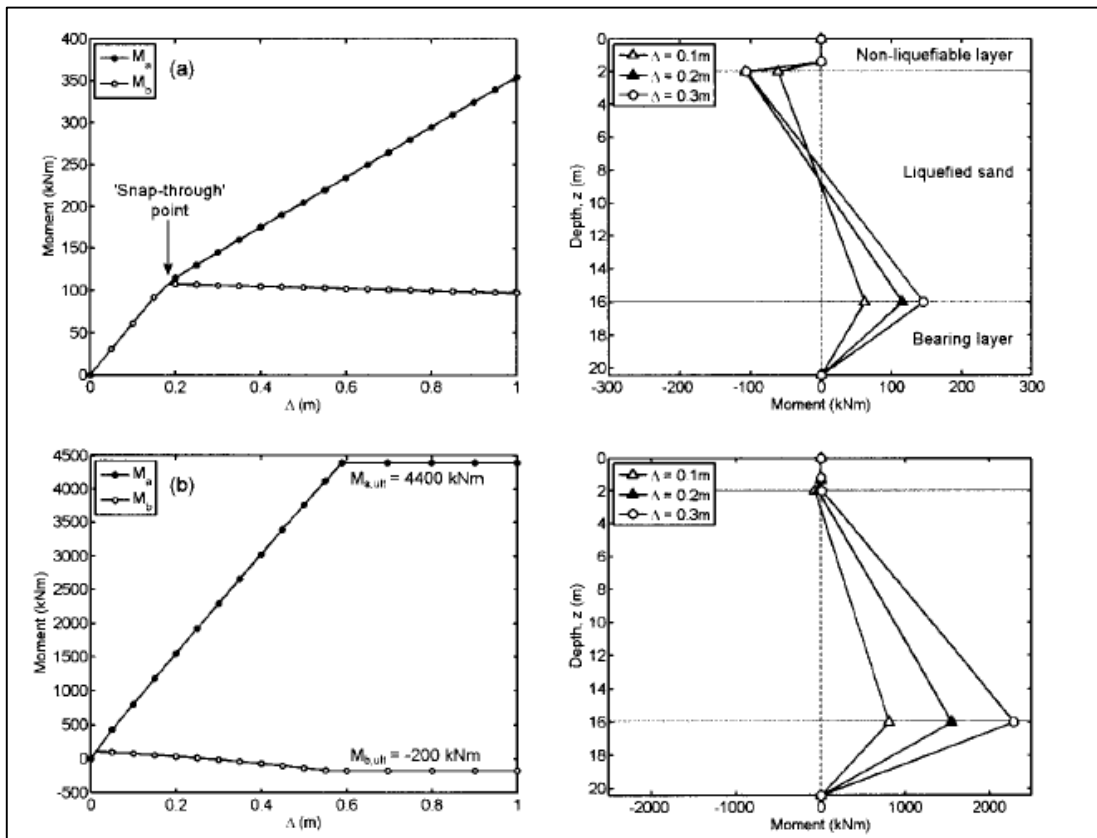


Figura 5-3: Momento interno y deformaciones para dos tipos de pilotes [4].

Se observa que el pilote flexible toma menos carga, el momento interno generado siempre es más bajo, pero conlleva a grandes deformaciones.

Para el pilote rígido se tienen deformaciones laterales menores con momentos mucho mayores que para el caso flexible, cabe destacar que no existe momento interno el estrato superficial debido a que la alta rigidez del pilote provoca el colapso del suelo circundante.

6.4.2. GRUPO DE PILOTES

Para un grupo de pilotes conectados mediante una fundación de conexión se considera que la rigidez de este elemento es lo suficientemente grande para empotrar al pilote, por lo tanto, bajo esta configuración el análisis se reduce a estudiar una columna empotrada en ambos extremos sometida a doble curvatura (ver Figura 5-4).

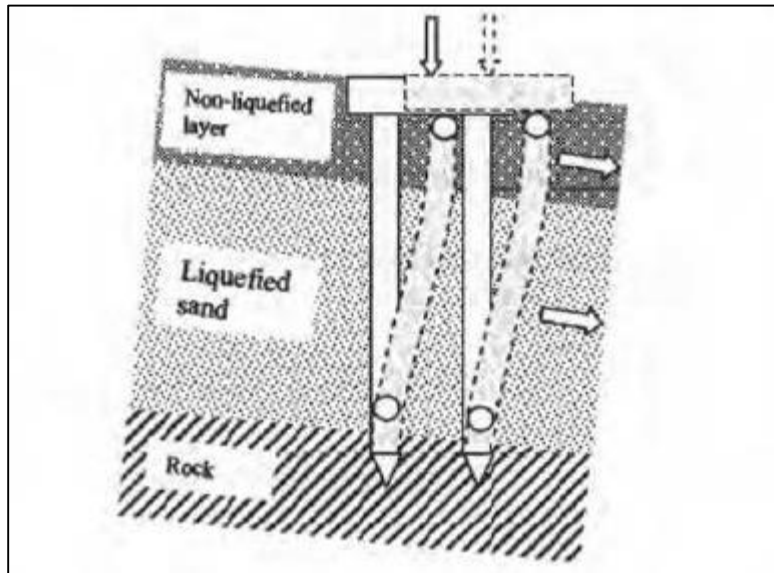


Figura 5-4: Mecanismo de colapso para un grupo de pilotes conectados [4].

Aplicando las ecuaciones de equilibrio (análisis pseudo-estático) y generando un diagrama de cuerpo libre se tiene (ver Figura 5-5).

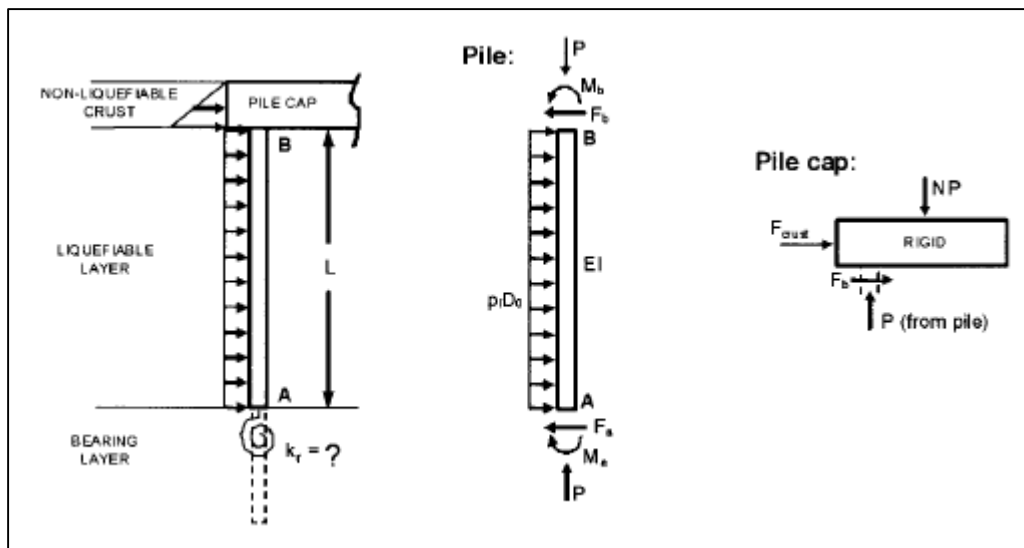


Figura 5-5: Diagrama cuerpo libre pilote doblemente empotado [4]

Donde EI es la rigidez rotacional del pilote, D_0 es el diámetro del pilote, y el empuje del estrato licuable se considera constante en profundidad e igual a $p_l D_0$. Aplicando ecuaciones de equilibrio tenemos.

$$M_a = -P\Delta f_\Delta - \left(\frac{p_l D_0}{\mu^2}\right) f_{pl} \quad (83)$$

$$M_b = P\Delta f_\Delta - \left(\frac{p_l D_0}{\mu^2}\right) f_{pl} \quad (84)$$

$$F_a = \frac{M_b - M_a + p_l D_0 \frac{L^2}{2} - P\Delta}{L_{eq}} \quad (85)$$

$$F_b = F_a + p_l D_0 L \quad (86)$$

Con μ igual a $\sqrt{P/EI}$, L igual al espesor del estrato licuable, y los f_Δ y f_{pl} como factores adimensionales calculados en la siguiente figura.

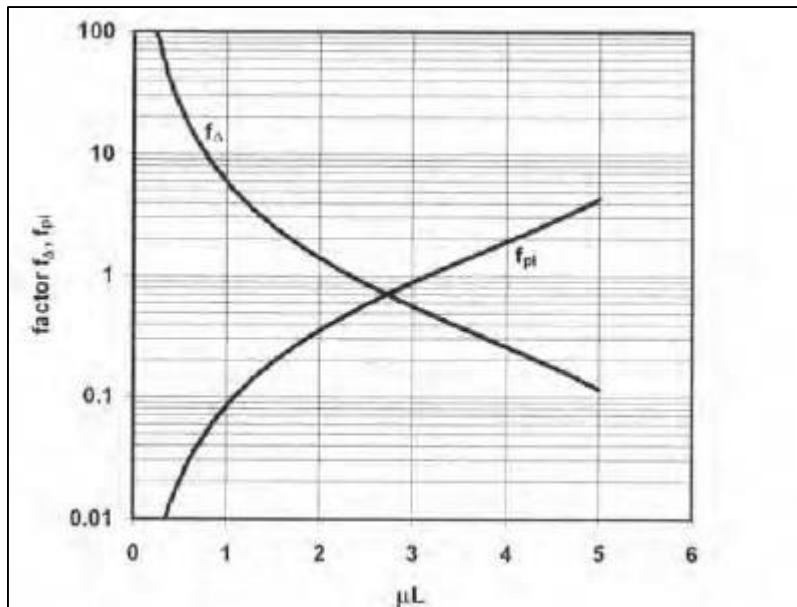


Figura 5-6: Factores adimensionales para un grupo de pilotes [4]

De las ecuaciones anteriormente expuestas se deduce que al aumentar la carga axial aumentan los momentos internos y se reduce la fuerza impuesta por la corteza no licuable a cada pilote.

Finalmente es importante señalar que M_a y M_b están limitados por el momento plástico del elemento estructural, y que F_{crust} calculada como la suma de F_b de cada pilote tiene como valor máximo a la carga última del suelo no licuable $F_{s,ult}$ (función de la capacidad de soporte del estrato).

6.4.3. COMPARACIÓN ENTRE PILOTE ÚNICO Y GRUPO DE PILOTES

Luego de aplicar el límite de equilibrio para ambas configuraciones se comparan los momentos obtenidos en la Figura 5-7. El *caso a* corresponde a un pilote único y el *caso b* corresponde a un pilote conectado a un grupo mediante una fundación de conexión.

Los parámetros utilizados en el cálculo son.

1. $EI_{Pa} = 20 [MNm^2]$
2. $L = 14 [m]$ (espesor estrato licuable)
3. $h = 2 [m]$ (espesor corteza no licuable)
4. $p_0 = 150 [kN/m^2]$ (esfuerzo máximo corteza no licuable)
5. $p_l = 0$ (esfuerzo impuesto por la propagación lateral)
6. $k_r = \infty$ (rigidez rotacional interacción suelo-pilote)
7. $M_{a,ult} / z_r=0 = 160[kNm]$

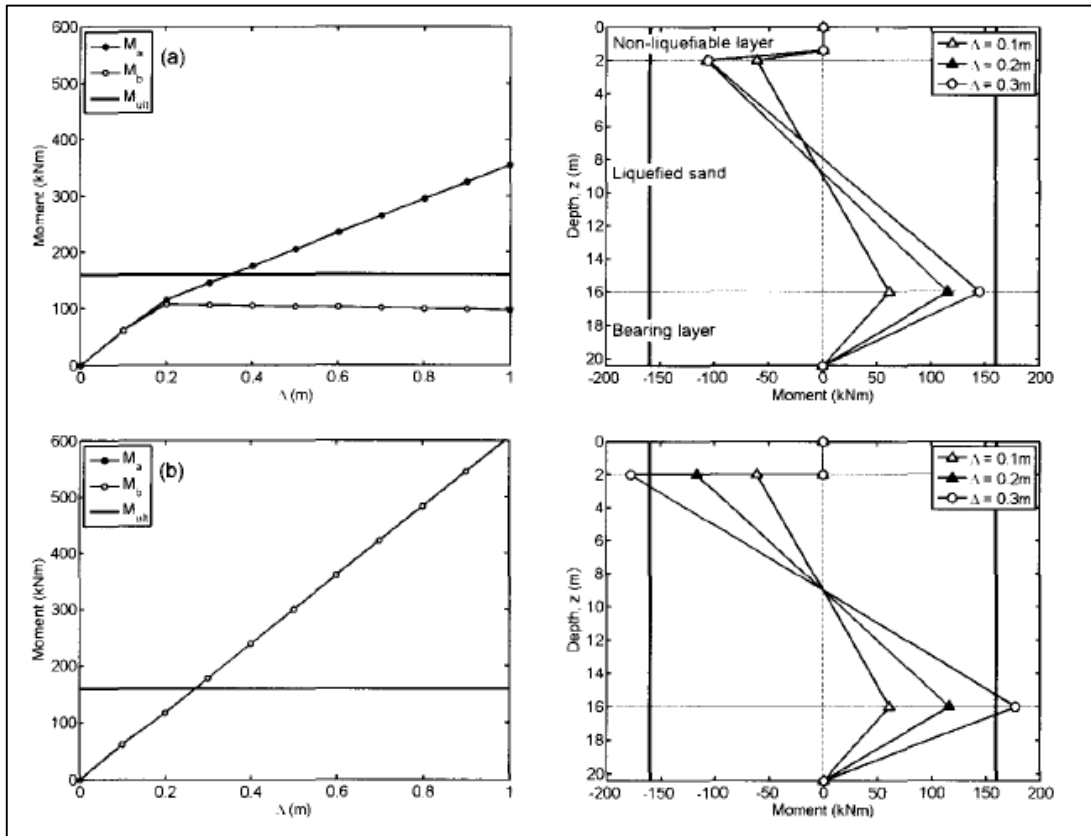


Figura 5-7: Momentos internos generados para pilotes únicos y en grupo [4]

Se observa que para el pilote único a medida que crece el desplazamiento lateral Δ el momento plástico se generará entre la roca y la arena, mientras que para el grupo de pilotes se alcanzará la fluencia al mismo tiempo en ambas interfaces debido a su condición de doble curvatura. Para conocer el caso límite o mecanismo de colapso se debe buscar un desplazamiento lateral Δ que genere el momento de fluencia M_y dentro del pilote.

7. MÉTODO DE DISEÑO PARA PILOTES EN SUELOS LICUABLES

Luego de presentar los distintos efectos producidos durante un sismo en pilotes insertos en suelos licuables, se genera el siguiente método inclusivo para considerar todos los efectos axiales y laterales estudiados.

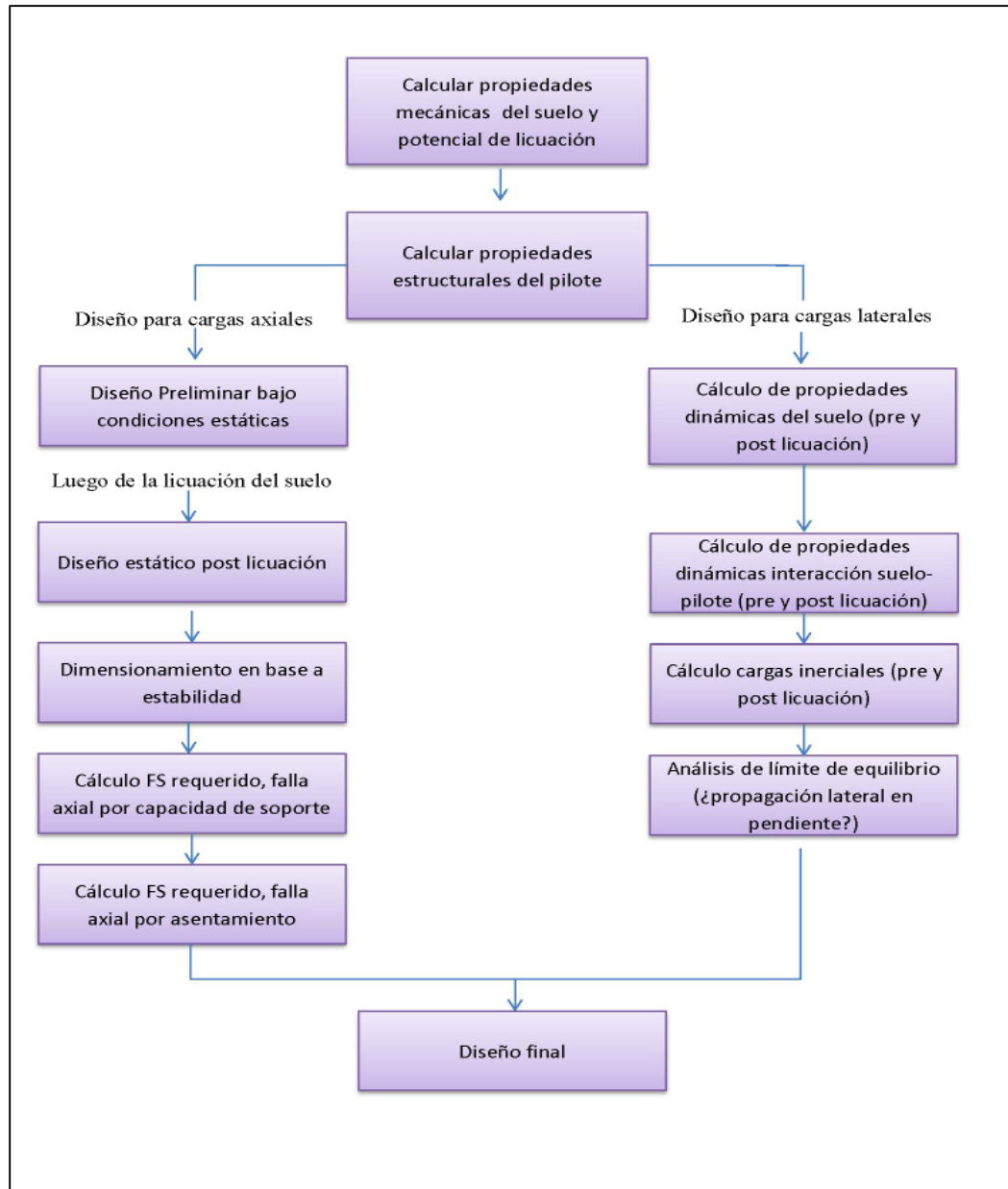


Figura 7-1: Método de diseño para pilotes en suelos licuables.

8. DISEÑO MICROPILOTES PROYECTO TERMINAL DE CRUCEROS VTP VALPARAÍSO

A continuación, se aplica el método de diseño expuesto para el análisis y diseño de 120 micropilotes distribuidos en 30 fundaciones aisladas para el proyecto Nuevo Terminal de Pasajeros VTP Valparaíso.

8.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Se proyecta por la empresa Valparaíso Terminal de Pasajeros S.A. la construcción del Nuevo Terminal de Pasajeros VTP en Avenida Errázuriz s/n entre la avenida Francia y calle Freire, Valparaíso. Este proyecto considera un edificio de 1 nivel, sin subterráneo, cuyo radier recibirá tránsito muy liviano de peatones y ocasionalmente el acceso de maquinaria en exposición (Camión sin carro).

Según el informe de mecánica de suelos [34] elaborado por Mauricio Poblete y Cia. Ltda. el terreno donde se proyecta el nuevo terminal está ubicado sobre un estrato potencialmente licuable. Para contrarrestar los efectos de esta condición se recomienda por el mecánico de suelos, junto a otras soluciones, la instalación de micropilotes en grupos bajo cada pilar del nuevo terminal, instalados de forma inclinada para distribuir el corte basal de la estructura durante un evento sísmico. En la Figura 8-1 se muestra la distribución de columnas y micropilotes del proyecto.

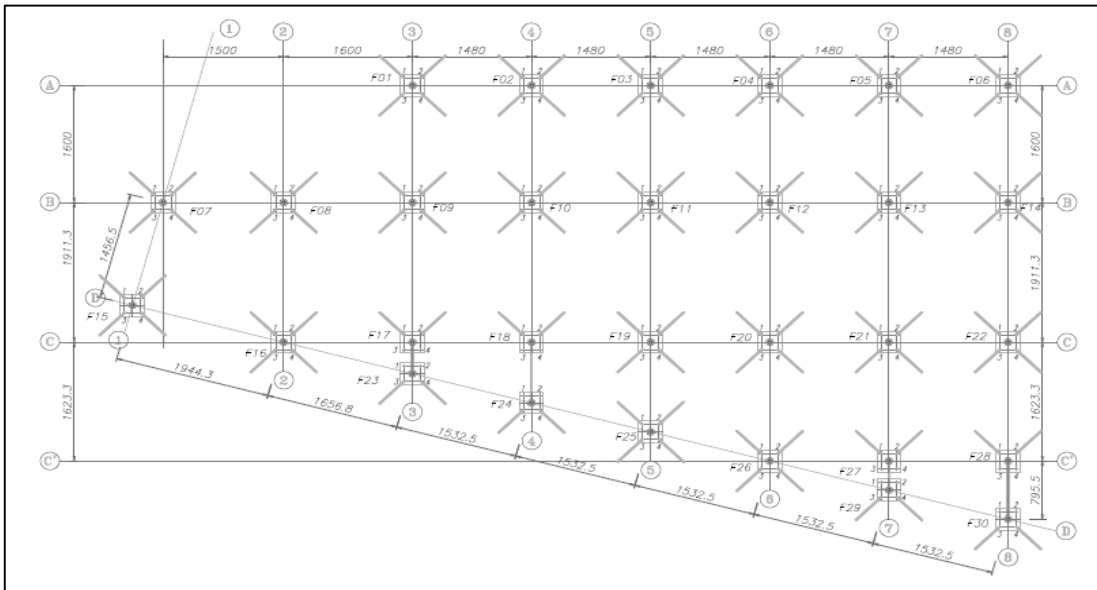


Figura 8-1: micropilotes terminal de pasajeros VTP [35]

El reconocimiento del subsuelo se realizó mediante una serie de 5 sondajes geotécnicos de entre 4 y 20 m de profundidad, que revelaron la existencia de un relleno arenoso suelto por encima de grandes rocas (hasta 5m de diámetro), seguido de arena compacta de playa que se inicia hacia los 5-7 m de profundidad. El sondaje central de la serie no encontró rocas sino solo relleno y arena de playa hasta al menos los 20 m. La velocidad de ondas de corte V_s medida mediante método geofísico REMI revela un perfil acorde con la capa de relleno artificial y la arena natural subyacente, sin acusar influencia significativa de las grandes rocas, lo que denota que no hay contacto físico entre ellas.

El relleno superior tiene un espesor de 6-7 m en la línea central por los sondajes, creciendo hacia el borde costero en concordancia con la pendiente natural de la playa. El relleno se revela suelto y potencialmente licuable entre los 4,5 y 7 m de profundidad, en el caso de un sismo de magnitud superior a 7,5 Richter. Importa señalar que durante los grandes sismos que afectaron la región en 1985 ($M=7,8$) y 2010 ($M=8,8$) no hubo daños reconocibles en los edificios ni en los pavimentos del recinto portuario de Barón. Sin embargo, este buen comportamiento no es suficiente para descartar la existencia de focos localizados o aislados

que pudieron haberse licuado en profundidad, por debajo del colchón de relleno no saturado sobre la napa.

Según la norma de diseño sísmico NCh 433 Of.1996, modificada por DS N° 61 de 2011, el suelo del lugar con su potencial de licuación positivo, es un caso especial que lo encasilla automáticamente en el Tipo F y para el cual se requieren estudios geotécnicos especiales a fin de resolver y cambiar la condición licuable. Resuelta la condición licuable con medidas de mitigación, es posible aplicar el criterio de la velocidad de ondas de corte Vs30 que la propia norma indica, con lo cual la clasificación definitiva sería la de suelo Tipo D. La Zona Sísmica es la N° 3 (Costa).

8.2. ANTECEDENTES GENERALES

8.2.1. SONDAJES

Los cinco sondeos y la exploración geofísica ejecutada fueron realizadas por el LEMCO de la Universidad Técnica Federico Santa María, la ubicación de los perfiles geofísicos y de los sondeos realizados se muestra en la Figura 8-2.

Según el Informe de mecánica de suelos del proyecto, la explanada donde se quiere emplazar el nuevo Terminal de Pasajeros de Cruceros es un terreno ganado al mar mediante rellenos heterogéneos, hechos con materiales esencialmente arenosos que se encuentran en general sueltos, y contiene también varios elementos duros que ocasionan rechazo al avance de la cuchara normal del ensaye SPT; mencionándose la existencia de rocas de gran tamaño, cercano a 5 m, que debieron cortarse con corona diamantina para poder traspasarlos y verificar que no se tratara de la roca fundamental. También es posible encontrar restos de antiguas construcciones portuarias, de embarcaciones abandonadas y otros, como los que han estado apareciendo en la explanada de Barón al efectuar las excavaciones masivas para el Mall Por debajo de las rocas se detecta la presencia del sedimento natural arenoso de la bahía, conformado por arenas limosas con conchuelas.

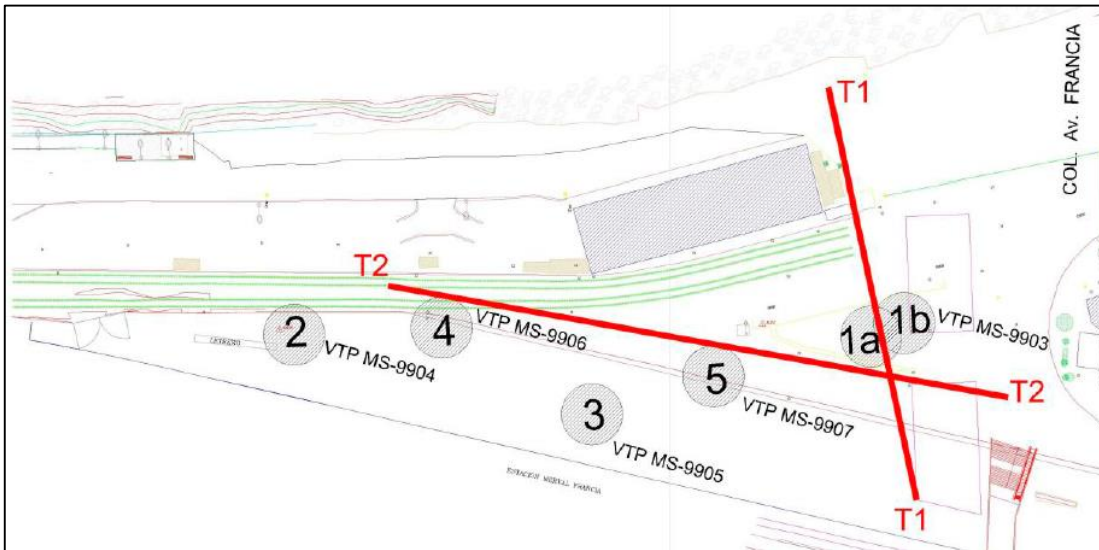


Figura 8-2: Ubicación en planta de sondajes y perfiles geofísicos [36]

En los Anexo n° 1 se resume la información entregada por las distintas exploraciones geotécnicas, junto con los parámetros mecánicos entregados en el informe de mecánica de suelos.

Luego, se consideran dos casos de análisis. El primero corresponde a la estratigrafía del sondaje n° 3 (debido a que es el único sondaje donde no se encontró roca y se tiene la estratigrafía de arena más completa), y el segundo caso se genera de los resultados obtenidos en el sondaje n° 4 (ya que este es el que tiene roca a mayor profundidad). El número de golpes N_{spt} y el porcentaje de finos para los dos casos de análisis se obtiene promediando los resultados de los cinco sondajes.

Desde [m]	Hasta [m]	N_{spt}						
		S1-A	S1-B	S2	S3	S4	S5	Promedio
0,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-
1,00	2,00	9	4	13	11	5	10	8
2,00	3,00	8	5	12	11	6	9	8
3,00	4,00	5	9	9	R	10	-	8
4,00	5,00	R	23	26	11	11	-	11
5,00	6,00	-	-	-	12	14	-	13
6,00	7,00	-	-	-	9	R	-	9
7,00	8,00	-	-	-	36	-	-	36
8,00	9,00	-	-	-	36	-	-	36
9,00	10,00	-	-	-	31	-	-	31
10,00	11,00	-	-	-	33	-	-	33
11,00	12,00	-	-	-	33	-	-	33
12,00	13,00	-	-	-	34	-	-	34
13,00	14,00	-	-	-	34	-	-	34
14,00	15,00	-	-	-	40	-	-	40
15,00	20,00	-	-	-	R	-	-	R

Tabla 8-1: Promedio en profundidad de ensayo SPT para casos de análisis

Cabe destacar que los valores marcados en rojo no son considerados en el cálculo del promedio, debido a que estos resultados no representan la compacidad natural del suelo granular por su gran cercanía a la roca. El rechazo encontrado en el sondaje n° 3 entre los 3,00 y 4,00 metros tampoco se incluye debido a que representa una singularidad en el estrato. Luego, promediando el contenido de finos se tiene.

Desde [m]	Hasta [m]	% Finos						
		S1-A	S1-B	S2	S3	S4	S5	Promedio
0,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-
1,00	2,00	7	10	8	11	9	12	9
2,00	3,00	7	10	8	11	9	12	9
3,00	4,00	7	10	8	11	9	-	9
4,00	5,00	7	10	8	11	9	-	9
5,00	6,00	-	-	-	11	9	-	10
6,00	7,00	-	-	-	11	9	-	10
7,00	8,00	-	-	-	11	-	-	11
8,00	15,00	-	-	-	7	-	-	7
15,00	20,00	-	-	-	10	-	-	10

Tabla 8-2: Promedio en profundidad de porcentaje de finos

Finalmente, las dos estratigrafías de análisis se resumen como (ver detalle estratigráfico en Anexo n° 2)

Caso de análisis n° 1:

- 0,00m a 1,00m; Relleno de piedra.
- 1,00m a 7,00m; Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM).
- 7,00m a 15,00m; Arena limosa (SP-SM)
- 15,00m a 20,00m; Arena limosa densa (SP-SM)

Caso de análisis n° 2:

- 0,00m a 1,00m; Relleno de piedra.
- 1,00m a 7,00m; Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM).
- 7,00m; Roca

8.2.2. GEOFÍSICA

La exploración geofísica de este proyecto fue ejecutada por el LEMCO de la Universidad Técnica Federico Santa María, los dos perfiles realizados se muestran a continuación.

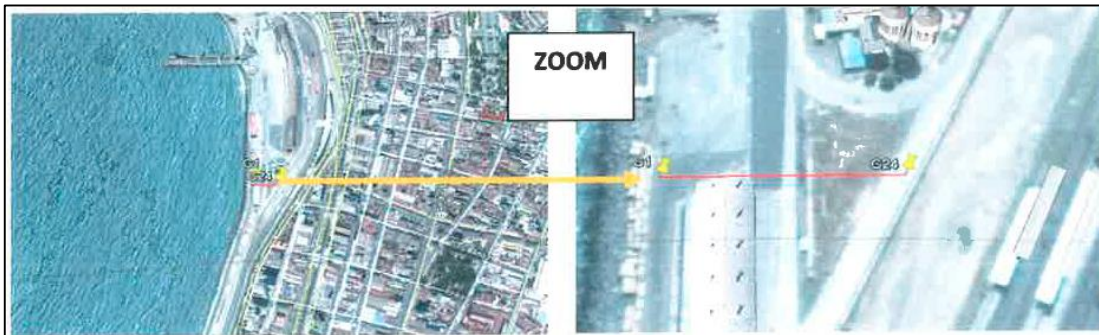


Figura 8-3: Perfil geofísico n° 1 [37]



Figura 8-4: Perfil geofísico n° 2 [37]

Finalmente procesando la información de los dos perfiles geofísicos, se concluye por el LEMCO que el suelo estudiado tiene un V_{s30} representativo para todo el terreno igual a 360 [m/s].

8.2.3. ANTECEDENTES ESTRUCTURALES

Según el documento 1320-VAL-G-EST-MC-001 (Memoria de cálculo Rev.B) [38] el nivel de sello de fundación para las columnas del proyecto corresponde a -1,22m (ver Figura 8-5)

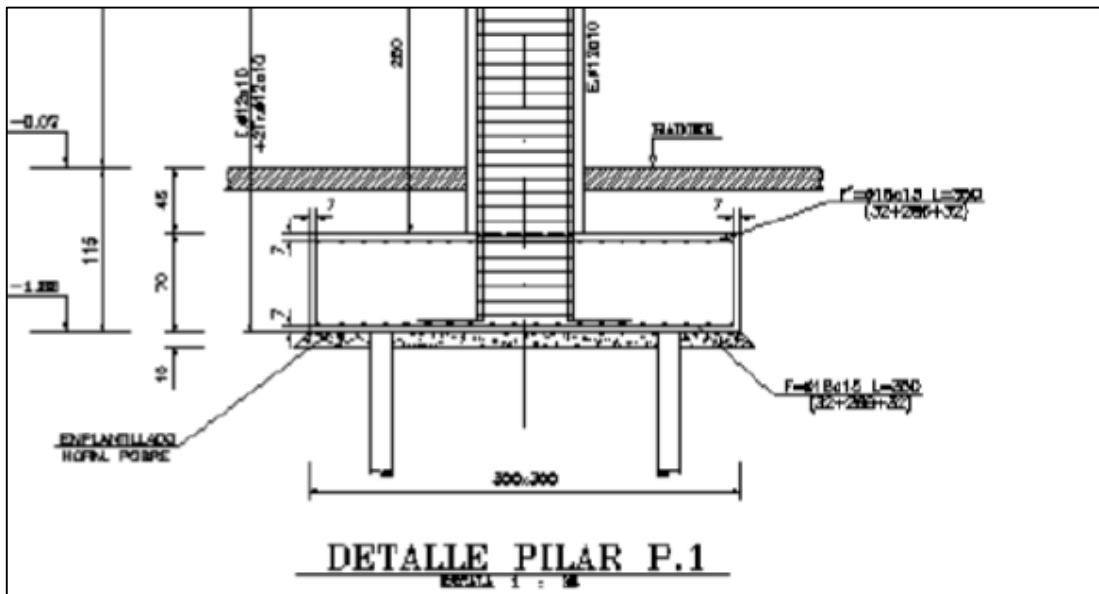


Figura 8-5: Detalle fundación proyecto [38].

Las cargas entregadas por el calculista en los documentos 1320-VAL-G-EST-PL-102A (Tabla de valores)D [38] y 1320-VAL-G-EST-PL-102B (Tabla de valores)D [38] son combinadas por el proyectista geotécnico (1508012-FMP-001-R0 [35]) entregando una carga axial máxima por micropilote igual a 28,6T. Las cargas utilizadas en la combinación se adjuntan en el Anexo n° 3.

La solución propuesta consta de apoyar las zapatas del edificio en micropilotes inclinados a 15° respecto de la vertical, con esto se busca que la superestructura transfiera esfuerzos axiales y de corte al micropilote. La unión entre el micropilote y la fundación se realiza mediante la configuración tuerca-placa-tuerca en el extremo superior del micropilote.

en la Figura 8-6 se expone un esquema para los micropilotes proyectados en los dos casos de análisis.

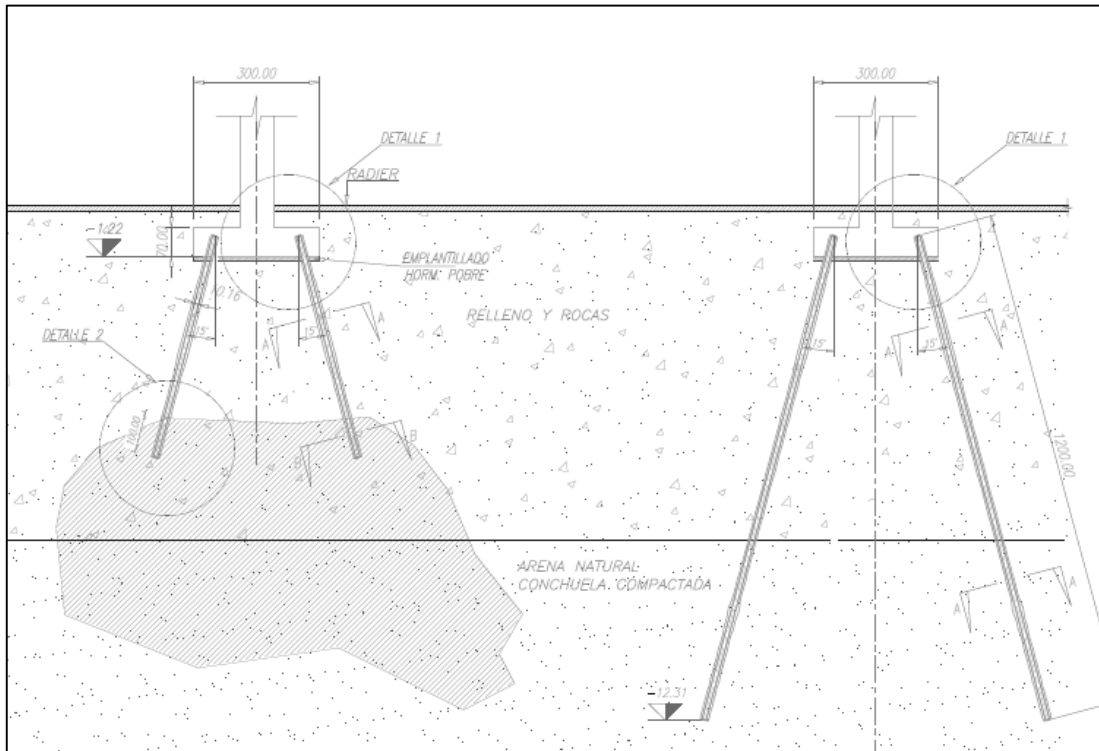


Figura 8-6: Micropilotes en ambos casos de análisis [35]

8.3. PROPIEDADES DEL SUELO Y POTENCIAL DE LICUACIÓN

8.3.1. PROPIEDADES DEL SUELO

Los parámetros para el estrato E2 son entregados por el mecánico de suelos [34]. Por otro lado, los parámetros mecánicos de la roca y del Relleno de grava mal graduada y arena son estimados por el autor del presente documento.

Se analizaron tres sismos con alta probabilidad de ocurrencia en el territorio nacional 7, 8, y 9 grados en la escala de Richter. La aceleración máxima a utilizar es 0,4 [g], valor concordante con la NCh 433 of 96 para la zona sísmica III donde se encuentra la ciudad de Valparaíso, y también a la aceleración utilizada por el mecánico de suelos en su análisis de licuación [34]. El factor de seguridad a la licuación (CRR/CSR) para las tres magnitudes se calcula según las ecuaciones n° 44 a la 58.

Desde	Hasta	N60	FC	FS, M=7	FS, M=8	FS, M=9	Resultado
0,5	1	8	9	0,655	0,470	0,338	Licuable
1	1,5	8	9	0,656	0,471	0,339	
1,5	2	8	9	0,648	0,465	0,334	
2	2,5	8	9	0,641	0,460	0,331	
2,5	3	8	9	0,635	0,456	0,328	
3	3,5	8	9	0,631	0,453	0,326	
3,5	4	8	9	0,604	0,433	0,312	
4	4,5	8	9	0,576	0,413	0,298	
4,5	5	11	9	0,686	0,493	0,355	
5	5,5	13	10	0,770	0,553	0,398	
5,5	6	13	10	0,739	0,530	0,382	
6	6,5	9	10	0,551	0,396	0,285	
6,5	7	9	10	0,537	0,386	0,278	
7	7,5	36	11	20,361	14,621	10,536	No Licuable
7,5	8	36	11	15,785	11,336	8,170	
8	8,5	36	7	8,405	6,037	4,351	
8,5	9	36	7	6,992	5,023	3,620	
9	9,5	31	7	2,335	1,677	1,209	
9,5	10	31	7	2,139	1,537	1,108	
10	10,5	33	7	2,619	1,882	1,357	
10,5	11	33	7	2,399	1,724	1,243	
11	11,5	33	7	2,215	1,592	1,148	
11,5	12	33	7	2,060	1,480	1,068	
12	12,5	34	7	2,191	1,575	1,136	
12,5	13	34	7	2,049	1,473	1,062	
13	13,5	34	7	1,926	1,384	0,999	
13,5	14	34	7	1,819	1,308	0,943	
14	14,5	40	7	4,174	3,001	2,165	
14,5	15	40	7	3,812	2,741	1,978	

Tabla 8-3: Análisis licuación

Utilizando el FS obtenido para una magnitud de 9 grados Richter, es posible calcular el parámetro r_u considerando el exceso de presión de poros Δu de forma bilineal en profundidad, manteniéndose constante bajo la capa de licuación total (ver Figura 8-7).

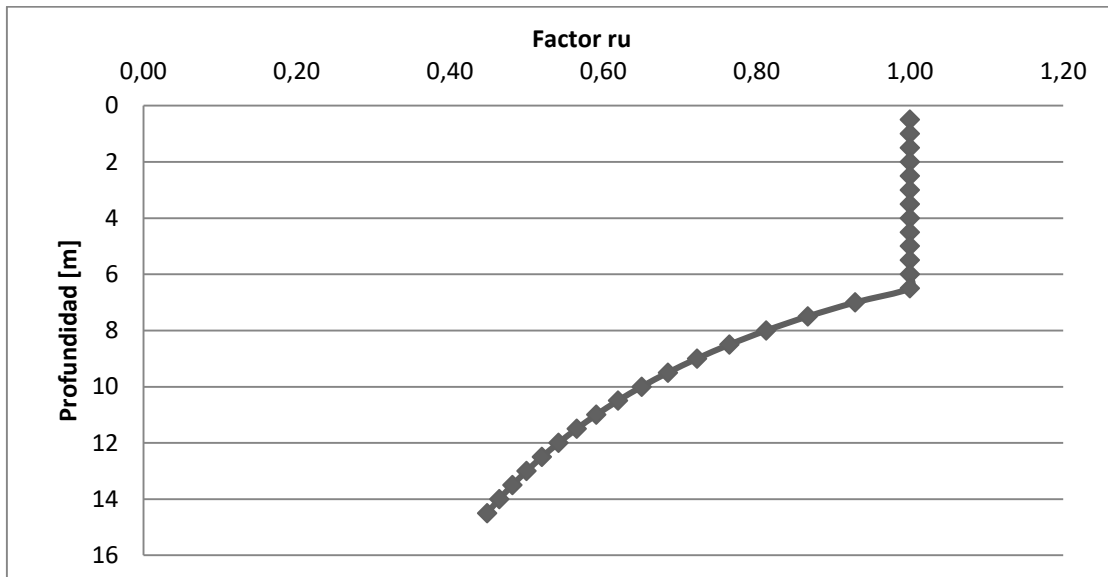


Figura 8-7: Factor r_u en profundidad

8.4. DISEÑO PARA CARGAS AXIALES

8.4.1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL MICROPILOTE A UTILIZAR

Para el caso de análisis n° 1 (arena) se considera el uso de un micropilote compuesto por un tubo de acero de 101,6mm de diámetro recubierto por lechada de cemento en un diámetro igual a 152,0mm, en el caso de encontrarse con roca (caso de análisis n° 2) se proyecta una perforación con un diámetro igual a 115,0mm para alojar un perno helicoidal de 32,0mm de diámetro, de esta manera se asegura el recubrimiento mínimo contra la corrosión igual a 30,0mm según “FHWA-SA-97-070-MICROPILOTE DESIGN AND CONSTRUCTION GUIDELINES” [39].

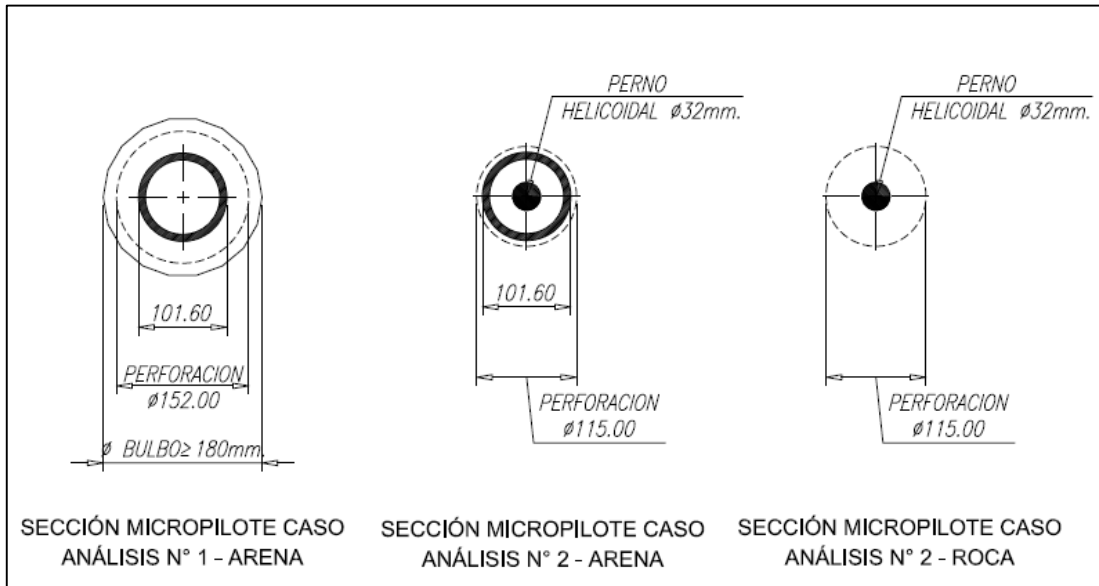


Figura 8-8: Secciones micropilotes [35]

Por seguridad se calcula la capacidad estructural del pilote sin el aporte de la lechada de cemento, considerando que este elemento posee como función principal entregar resistencia al fuste y dar protección contra la corrosión del micropilote. Respecto al perno interior, este tampoco es considerado en el cálculo de la resistencia, ya que su aporte estructural está limitado según la interacción perno-lechada-tubería, junto con otros efectos que no aplican al objetivo de esta memoria.

Las propiedades estructurales, las resistencias, y los factores de seguridad para las distintas sollicitaciones del micropilote son calculadas según el código AISC 360-10 [40] de diseño de elementos de acero (ver Tabla 8-4).

Características	Tubería Acero
Descripción	Tubo N80; D=101,60 mm x 7,00 mm
Diámetro exterior [mm]	101,60
Espesor [mm]	7,00
Área Transversal [cm ²]	20,80
σ_y [Kgf/cm ²]	5628,00
E [Kgf/cm ²]	2,10E+06
I _x , I _y [cm ⁴]	233,99
J [cm ⁴]	467,99

Tabla 8-4: Propiedades estructurales micropilotes

Como la carga axial máxima de diseño es calculada mediante combinaciones de carga sin mayorar, se utilizará el método de diseño mediante resistencias admisibles ASD.

$$R_a \leq R_n/FS \quad (87)$$

Donde R_a corresponde a la resistencia requerida (ASD), R_n es la resistencia nominal del elemento, FS es el factor de seguridad, y finalmente R_n/FS corresponde a la resistencia admisible.

8.4.1.1. Clasificación según pandeo local

Para compresión, las secciones se clasifican como esbeltas o no esbeltas, en una sección no esbelta la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no deben exceder los valores de λ_r .

Para flexión las secciones se clasifican como compactas, no compactas, y esbeltas. Para que una sección clasifique como compacta sus alas deben estar continuamente conectadas al alma, y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder la razón ancho-espesor λ_p . Si la razón ancho espesor de al menos un elemento comprimido excede λ_p pero no supera λ_r , la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido supera λ_r , la sección califica como esbelta.

Para secciones tubulares tenemos

$$\text{Razón ancho} - \text{espesor} = D/t \quad (88)$$

$$\lambda_{r,compresión} = 0,11 \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad (89)$$

$$\lambda_{p,flexión} = 0,07 \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad (90)$$

$$\lambda_{r,flexión} = 0,31 \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad (91)$$

Donde D es el diámetro exterior, t es el espesor del micropilote, E corresponde al módulo de elasticidad, y F_y al esfuerzo de fluencia. Luego, evaluando las propiedades de la sección exterior del micropilote se obtiene.

D/t	14,51	-
$\lambda_{r,compresión}$	41,04	Sección no esbelta a compresión
$\lambda_{p,flexión}$	26,12	Sección compacta a flexión
$\lambda_{r,flexión}$	115,67	Sección no esbelta a flexión

Tabla 8-5: Clasificación según pandeo local

8.4.1.2. Diseño de miembros en compresión

La resistencia admisible en compresión P_n/FS se calcula considerando un FS igual a 1,67 de la siguiente manera.

$$P_n/FS = F_y A_g \quad (92)$$

Con A_g igual área bruta de la sección. Finalmente se obtiene.

$$P_n/FS = 73,18 \text{ [Ton]} \quad (93)$$

8.4.1.3. Diseño de miembros en flexión

La resistencia admisible a flexión se determina utilizando un factor de seguridad igual a 1,67, y corresponde al menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia (momento

plástico) y pandeo local, como el perfil clasifica como una sección compacta a flexión la resistencia viene dada directamente por el momento plástico.

$$M_n / FS = F_y Z \quad (94)$$

Donde Z corresponde al módulo de sección plástico, calculado de la siguiente manera.

$$Z = \frac{\pi}{32} \left(\frac{D^4 - (D - 2t)^4}{D} \right) \quad (95)$$

Finalmente.

$$\frac{M_n}{FS} = 1,55 [Ton - m] \quad (96)$$

8.4.1.4. Diseño de miembros al corte

El factor de seguridad ASD para el diseño de miembros al corte también corresponde a 1,67.

La resistencia nominal al corte V_n se determina de acuerdo a los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (97)$$

Donde F_{cr} no debe superar $0,6F_y$, y se calcula como.

$$F_{cr} = \max \left(\frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{5/4}}}, \frac{0,78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{3/2}} \right) \quad (98)$$

Con L_v igual a la distancia entre el esfuerzo de corte máxima y esfuerzo de corte cero, y t corresponde al espesor de la pared de diseño, igual a 0,93 veces el espesor de la pared nominal. Como se tienen dos casos de análisis, se considera L_v igual a 12,00m y 7,00m, entregando una resistencia al corte idéntica para ambos casos según se muestra a continuación.

$$\frac{V_n}{FS} = 21,03 \text{ [Ton]} \quad (99)$$

8.4.2. DISEÑO PREELIMINAR BAJO CONDICIONES ESTÁTICAS

8.4.2.1. Caso de análisis n° 1

Este caso de análisis considera que el micropilote comienza desde la cota -1,22m, luego atraviesa 5,78m de relleno granular, para finalmente enterrarse 6,22m en el estrato de Arena Limosa Compacta (E2) (longitud total 12m).

El primer paso corresponde a estimar la capacidad de punta del micropilote. Para obtener el parámetro N_q en pilotes excavados o perforados consideramos lo expuesto en Figura 2-1. Luego, escogiendo un valor de N_q igual a 60 ($\phi = 37$ para el estrato de apoyo) y un factor de seguridad igual a 2 para el estrato de Arena Limosa Compacta (E2) tenemos.

A_p [cm ²]	181,46
σ'_p [kgf/cm ²] (a los 13,2m)	1,88
N_q	60,00
FS	2
Q_b [Ton]	10,08

Tabla 8-6: Capacidad de punta caso de análisis n° 1

Debido a la geometría, materiales, y método constructivo de los micropilotes se utilizará el método de Bustamante descrito en la sección 2.2.1. para calcular la capacidad de fuste de cada micropilote. Se consideran los siguientes parámetros.

- q_{si} : 150 KN/m² para arena, y 1600KN/m² para roca.
- ϕ_{bit} : 152 mm para arena, y 115 mm para roca.
- α_i : 1,2 para arena y 1,0 para roca.
- L_i : Longitud de cada enterramiento en cada estrato
- FS: 2,0

Nº capa	Tipo	L_i	α_i	ϕ_{bit} [m]	q_{si} [KN/m ²]	FS	Q_{si} [KN]
1	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	5,78	1,2	0,152	150	2	248,40
2	Arena limosa (SP-SM)	6,22	1,2	0,152	150	2	267,31
Q_s [Ton]							52,62

Figura 8-9: Capacidad de fuste caso de análisis n° 1

Finalmente, para la condición estática pre-licuación obtenemos una capacidad axial del micropilote igual a 62,70Ton, cumpliendo con la carga axial máxima solicitada de 28,6Ton.

8.4.2.2. Caso de análisis n° 2

Este caso de análisis considera que el micropilote comienza desde la cota -1,22m, luego atraviesa 5,78m de relleno granular, y finalmente se empotra 1,00m en la roca aislada (Longitud total 6,78m).

La capacidad de punta del micropilote se calcula simplemente como la resistencia a compresión simple de la roca multiplicada por el área del micropilote (diámetro de perforación igual a 115mm), conservadoramente se utiliza una resistencia a compresión de 20 [MPa]. Por lo anterior tenemos.

R.C.S. [MPa]	20
Ab [cm ²]	103,87
Qb [Ton]	21,18

Tabla 8-7: Capacidad de punta en caso de análisis n° 2

Luego, para calcular la capacidad de fuste es necesario sumar la contribución del empotramiento en roca más el roce entregado por el relleno granular. Aplicando el Método de Bustamante definido en la sección anterior se obtiene.

Nº capa	Tipo	L_i	α_i	ϕ_{bit} [m]	q_{si} [KN/m ²]	FS	Q_{si} [KN]
1	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	5,78	1,2	0,152	150	2	248,41
2	Roca	1,00	1,0	0,115	1600	2	289,03
Q_s [Ton]							54,84

Tabla 8-8: Capacidad de fuste caso de análisis n° 2

Por lo tanto, se tiene una capacidad axial del pilote igual a 76,02Ton, nuevamente el micropilote propuesto cumple sin problemas con la condición estática pre-licuación.

8.4.3. EFECTOS DE LICUACIÓN, ANÁLISIS ESTÁTICO SIMPLIFICADO POST LICUACIÓN

Durante y post la licuación del suelo, el suelo licuado junto con la capa que está sobre este pierden sus propiedades físicas estáticas, por lo tanto, corresponde despreciar el aporte en la capacidad al fuste entre los 0,00m y los 7,00m.

Aplicando lo expuesto en la sección anterior, y despreciando los aportes del fuste y punta presentes en un estrato licuable (r_u igual a 1 desde los 0,00m hasta los 7,00m) se tiene.

8.4.3.1. Caso de análisis n° 1

En la sección 4.6 del presente documento se muestra que la capacidad axial del micropilote luego de la licuación es función del potencial de licuación r_u ($r_u(13,22m) = 0,55$) y del ángulo de fricción del estrato como se muestra a continuación.

$$Q_{b,E} = Q_{b,S} (1 - r_u)^{\frac{3 - \sin(\phi)}{3(1 + \sin(\phi))}} = 6,77Ton \quad (100)$$

El aporte del fuste consiste entre el roce aportado desde los 7,00m hasta los 13,22m, aplicando el Método de Bustamante se obtiene.

Nº capa	Tipo	L_i	α_i	ϕ_{bit} [m]	q_{si} [KN/m ²]	FS	Q_{si} [KN]
1	Arena limosa (SP-SM)	6,22	1,2	0,152	150	2	267,32
Q_s [Ton]							27,28

Figura 8-10: Capacidad de fuste caso análisis n° 1, post licuación.

Finalmente se obtiene una capacidad axial del micropilote igual a 34,05Ton superando la sollicitación de 28,6Ton.

8.4.3.2. Caso de análisis n° 2

En este caso la capacidad de punta también se mantiene, ya que la roca aislada donde se empotra el micropilote no sufre las consecuencias de la licuación del relleno al estar apoyada sobre un estrato no licuable. Nuevamente tenemos $Q_b=21,18$ Ton. Por otro lado, la resistencia de fuste viene dada solo por el metro de empotramiento en roca, por lo tanto.

Nº capa	Tipo	L_i	α_i	ϕ_{bit} [m]	q_{si} [KN/m ²]	FS	Q_{si} [KN]
1	Roca	1,00	1,0	0,115	1600	2	289,03
Q_s [Ton]							29,49

Figura 8-11: Capacidad de fuste caso análisis n° 2, post licuación

Resumiendo, los resultados del análisis estático post licuación obtenemos.

Caso	Q_b [Ton]	Q_s [Ton]	Q_u [Ton]	R_a [Ton]	F. Utilización
1	6,77	27,28	34,05	28,60	0,84
2	21,18	29,49	50,67	28,60	0,56

Figura 8-12: Resumen análisis estático post licuación

8.4.4. EFECTOS DE LICUACIÓN, ESTABILIDAD Y CARGA AXIAL

Dentro del estudio del comportamiento axial del micropilote, se debe considerar que el suelo licuado deja de ser un arriostramiento continuo lateral a la fundación en cuestión. Es por esto que se debe realizar un análisis de estabilidad de los dos casos analizados.

Según el código AISC 360-10 [40] el factor de seguridad a considerar es igual a 1,67, y el valor de la resistencia a compresión nominal P_n se calcula como.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (101)$$

Luego, la tensión de pandeo por flexión se determina como.

- Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; r (radio de giro) = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$$F_{cr} = F_y * 0,658^{F_y/F_e} \quad (102)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (103)$$

- Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (104)$$

Para ambos casos de análisis se una tiene pérdida del arriostramiento lateral desde los 4,50m hasta los 7,00m, por esto se considera un largo libre de 2,50m. El coeficiente de pandeo K del caso más desfavorable toma valor 1,00 debido a la deformación adquirida durante la propagación lateral del suelo (ver Figura 3-7 y Figura 8-13). Evaluando las ecuaciones anteriores se obtiene.

F_e [Kgf/cm ²]	3730,55
F_{cr} [Kgf/cm ²]	3271,69
P_n/FS [Ton]	40,75
F. Utilización	0,70

Tabla 8-9: Diseño contra el pandeo

La forma de la columna pandeada es mostrada mediante líneas segmentadas	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0
Código de las condiciones en los extremos	 Rotación fija y traslación fija  Rotación libre y traslación fija  Rotación fija y traslación libre  Rotación libre y traslación libre					

Figura 8-13: Coeficientes de pandeo

En la condición estática pre-licuación las cargas de la estructura son tomadas por la punta y el fuste del micropilote, luego de que el suelo circundante licúa y pierde gran parte de sus propiedades estructurales, se redistribuyen los esfuerzos y la estructura es tomada mayormente por la punta del micropilote y por las secciones de fuste que no están propensas a la licuación. Es por lo anterior que en el capítulo 4 se expone la siguiente ecuación que asegura un factor de seguridad mínimo para evitar la falla bajo la punta de la fundación.

$$FOS \geq \frac{1}{\alpha_{ult} (1 - r_u)^{\frac{3 - \sin(\phi)}{3(1 + \sin(\phi))}} - \alpha_{ult} + 1} = 1,071 \quad (105)$$

El factor de seguridad obtenido se cumple al considerar un FS igual a 2 en el cálculo de la capacidad axial del micropilote.

En el caso de los asentamientos, y debido al problema de redistribución de esfuerzos explicados en la sección anterior, se genera un factor de seguridad mínimo para asegurar que los asentamientos no superen los $0,1D_0$ luego de la licuación del suelo.

$$FOS \geq 1 + A(r_{u,base})^B = 1 + 5,5(0,55)^{3,5} = 1,68 \quad (106)$$

Nuevamente el factor de seguridad está dentro de los márgenes considerados en el diseño.

8.5. DISEÑO PARA CARGAS LATERALES

Durante un evento sísmico, el micropilote sufre cargas inerciales y cinemáticas impuestas por la superestructura y el suelo circundante, las cuales cambian a medida que la licuación se propaga y se intensifica. En las siguientes páginas se estudia el efecto de dichas cargas laterales.

8.5.1. CÁLCULO PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

A la profundidad de 3,5m (mitad del estrato licuable), se tiene un esfuerzo vertical σ'_{v0} de $0,68 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. La relación de vacíos $e(\%)$ se estima en 0,9 para arenas sueltas y 0.6 para arenas densas. Por otro lado, el coeficiente de presión lateral K_0 se determina de la siguiente manera.

$$K_0 = 1 - \sin(\phi_{relleno}) = 0,43 \quad (107)$$

Con estos valores se calcula la presión de confinamiento efectiva p' del estrato de relleno.

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{v0} = 0,42 [\text{Kg}/\text{cm}^2] \quad (108)$$

Luego, se calcula el módulo de corte del estrato para pequeñas deformaciones.

$$G_0 = 100 \frac{(3 - e)^2}{(1 + e)} \sqrt{p'} = 479,99 [\text{Kg}/\text{cm}^2] \quad (109)$$

Se calcula el esfuerzo de corte máximo cíclico del estrato según Iwasaki (1978) [41].

$$r_d = 1 - 0,01z = 1 - 0,01 * 3,5 = 0,97 \quad (110)$$

$$\tau_{max} = 0,65 \frac{a_g}{g} \sigma_{v0} r_d = 0,65 * \frac{0,40}{9,81} * 0,68 * 0,97 = 0,17 [Kgf/cm^2] \quad (111)$$

Por otro lado, el esfuerzo de corte máximo cíclico de corte se relaciona con la deformación de corte de la siguiente manera.

$$\tau_{max} = G_s / \gamma \quad (112)$$

Se utiliza una función hiperbólica normalizada para relacionar el módulo de corte cíclico con el módulo de corte a bajas deformaciones (Vardanega and Bolton (2009) [42]).

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^c} \quad (113)$$

El valor de la deformación de referencia γ_r corresponde a 0,02% y el exponente c es igual a 0,79. Reemplazando la ecuación n° 119 en la n° 120.

$$\frac{\tau_{max}}{G_0} = \frac{\gamma}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^c} \quad (114)$$

Reemplazando τ_{max} y G_0 se puede resolver la ecuación n° 121 numéricamente.

$$G_s = 45,68 [Kgf/cm^2] \quad (115)$$

$$\gamma(\%) = 3,73 * 10^{-3} \quad (116)$$

Luego, es posible obtener el Módulo de Young cíclico utilizando un Coeficiente de Poisson ν igual a 0,5.

$$E_s = 2G_s(1 + \nu) = 137,04 [Kgf/cm^2] \quad (117)$$

Asumiendo que el estrato del suelo se comporta según su modo de vibrar fundamental, se procede a calcular la velocidad de onda de corte y la frecuencia natural del estrato.

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\gamma}} = 45,73 \text{ [m/s]} \quad (118)$$

$$f_n = \frac{v_s}{4H} = 1,63 \text{ [Hz]} \quad (119)$$

$$T_n = 1/f_n = 0,61 \text{ [s]} \quad (120)$$

8.5.2. CÁLCULO PROPIEDADES ESTRUCTURALES INTERACCIÓN SUELO-PILOTE

Para el cálculo de las propiedades dinámicas de la interacción suelo-pilote se desprecia la inclinación de 15° , sin embargo, al momento de obtener esfuerzos estos son descompuestos siguiendo las coordenadas locales del elemento estructural.

8.5.2.1. Etapa pre-licuación

Al ser el micropilote un elemento tubular, se procede a corregir el módulo de elasticidad según las recomendaciones del EUROCODE-8 [13] (Sección 3.6.1).

$$E_{p_{\text{corregido}}} = \frac{E_p}{(D_0^4 / (D_0^4 - D_i^4))} = 9,39 * 10^5 \text{ [Kgf/cm}^2\text{]} \quad (121)$$

Luego, para conocer el largo efectivo del pilote L_{ad} (el que efectivamente participa en la respuesta inercial del pilote) es necesario repetir los cálculos anteriores para determinar el Módulo de Young a profundidad D_0 del comienzo del micropilote (1,33m). La degradación de la rigidez cíclica se considera como.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{45,68}{479,99} = 9,52\% \quad (122)$$

D_0 [mm]	101,60
σ'_{v0} [Kgf/cm ²]	0,26
p' [Kgf/cm ²]	0,16
G_0 [Kgf/cm ²]	295,88
G_s [Kgf/cm ²]	28,16
E_{sD} [Kgf/cm ²]	84,48

Tabla 8-10: Propiedades elásticas del estrato licuable a profundidad $1,22m + D_0$.

El largo efectivo se calcula según la ecuación n° 15 (perfil de rigidez en profundidad parabólico) entregando.

$$L_{ad} = 2D_0 \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0,22} = 1,59 \text{ [m]} \quad (123)$$

Esta magnitud indica que las fuerzas inerciales recibidas por la superestructura son tomadas por los primeros 1,59m del estrato de relleno, bajo esta cota se considera que el micropilote está perfectamente empotrado.

Para calcular la flexibilidad del micropilote se aplican las ecuaciones de la sección 3.3.2, obteniendo.

k_{min} [KN/m ³]	200,00
k_{max} [KN/m ³]	2000,00
T_u [m]	1,19
T_l [m]	0,75
Z_u [m] (Caso n° 1)	15,95
Z_u [m] (Caso n° 2)	9,31
Z_l [m] (Caso n° 1)	10,07
Z_l [m] (Caso n° 2)	5,87

Tabla 8-11: Flexibilidad del pilote.

El micropilote clasifica como flexible ($Z_l \geq 5$).

8.5.2.2. Etapa post-licuación

En esta sección corresponde calcular y analizar las propiedades dinámicas de la interacción suelo-micropilote luego de la licuación del suelo. Como la licuación tiene lugar bajo los 4,50m se obtienen los mismos resultados presentados en la sección 8.5.2.1.

8.5.3. CÁLCULO CARGAS INERCIALES.

8.5.3.1. Etapa pre-licuación

En primera instancia se obtiene la relación entre la rigidez del micropilote con la rigidez del suelo.

$$\frac{E_p}{E_{SD}(-1,32m)} = 11348,08 \quad (124)$$

Luego, aplicando las ecuaciones de en la Tabla 3-1 es posible obtener los coeficientes de rigidez del micropilote para el giro y el desplazamiento lateral. Ambos grados de libertad tienen lugar en la intersección entre el micropilote y la fundación de conexión (-1,22m).

$K_{hh} [Ton/m]$	925,09
$K_{mm} [Ton - m/rad]$	175,93
$K_{hm} [Ton]$	-294,71

Tabla 8-12: Coeficientes de rigidez del micropilote

Como los micropilotes están empotrados a la fundación de conexión la rotación toma valor cero, y con esto el coeficiente de rigidez $K_{\theta_{eq}}$ tiende a infinito.

$$K_{\theta_{eq}} = \frac{K_h K_M - K_{hM}^2}{K_h - K_{hM}/e} \cong \infty \quad (125)$$

Por lo tanto, el denominador se iguala a cero obteniendo.

$$K_h - \frac{K_{hM}}{e} = 0 \quad (126)$$

$$e = \frac{K_{hM}}{K_h} = -0,44 [m] \quad (127)$$

Condensando los grados de libertad hacia el desplazamiento lateral se obtiene.

$$K_h = \frac{K_{HH}K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{MM} - eK_{HM}} = 925,09 [Ton/m] \quad (128)$$

Luego, la frecuencia y el periodo de la estructura de 4 micropilotes se calculan en función de la rigidez y de la masa del conjunto. La masa del sistema se modela como la carga axial máxima dividida por la aceleración de gravedad.

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_h}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4 * 925,09 \left[\frac{Ton}{m} \right] * 9,81 \left[\frac{m}{s^2} \right]}{4 * 28,6 [Ton]}} = 2,84 [Hz] \quad (129)$$

$$T = \frac{1}{f_n} = 0,35 [s] \quad (130)$$

EUROCODE 8 [13] presenta un espectro de aceleración para arena limosa con un factor del suelo de 1,35 y amortiguamiento del 20%, en el cual para un periodo de 0,35s entrega una aceleración de $2,13A_0 m/s^2 = 8,36 m/s^2$. Con lo anterior es posible calcular la fuerza lateral y el momento inercial correspondiente a cada micropilote.

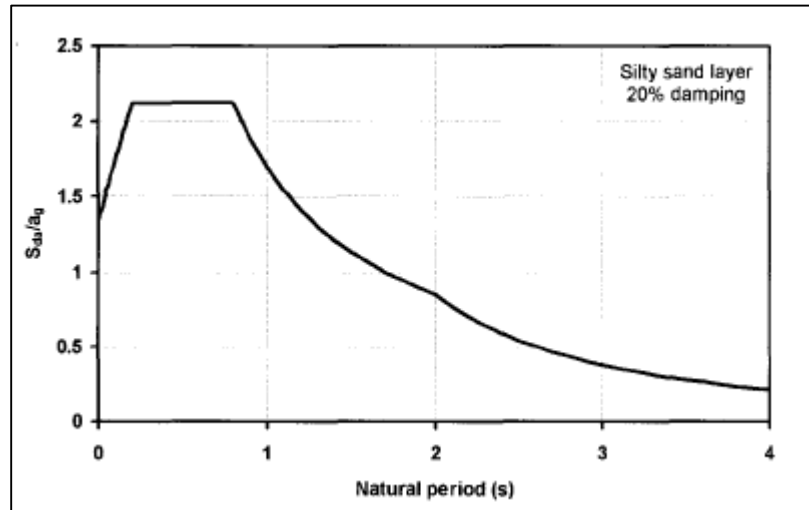


Figura 8-14: Espectro de pseudo-aceleración para arena limosa [4]

$$H = 28600 [Kg] * 8,36 \left[\frac{m}{s^2} \right] = 24,37 [Ton] \quad (131)$$

Luego, descomponiendo a los ejes locales del micropilote podemos obtener el esfuerzo de corte y axial requerido inmediatamente bajo la fundación de conexión.

$$V_p = 24,37 [Ton] * \cos(15^\circ) + 28,6 [Ton] * \sin(15^\circ) = 30,94 [Ton] \quad (132)$$

$$N_p = 24,37 [Ton] * \sin(15^\circ) + 28,6 [Ton] * \cos(15^\circ) = 35,63 [Ton] \quad (133)$$

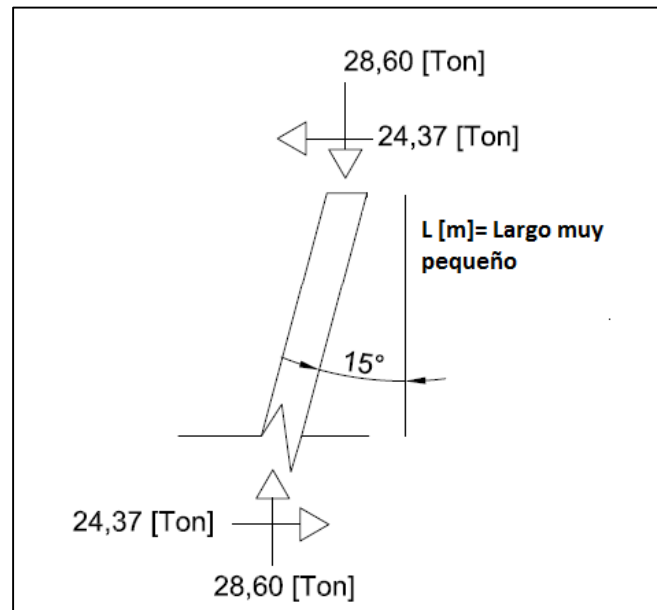


Figura 8-15: Esfuerzos inerciales

Para el esfuerzo axial se cumple que $R_a \leq R_n/FS$, sin embargo, la resistencia al corte del micropilote no cumple con el diseño a cargas inerciales.

8.5.3.2. Etapa post-licuación

Nuevamente el análisis pseudo-estático realizado para estimar las cargas dinámicas sobre el micropilote se mantienen al momento de licuar el suelo. Debido a que este fenómeno tiene lugar bajo los 4,50m de profundidad los parámetros calculados no cambian.

8.5.4. PROPAGACIÓN LATERAL EN PENDIENTE

El terreno del proyecto presenta una leve pendiente estimada en 0,01%, además los sondeos han entregado que la cota de las distintos estratos presenta variabilidad, por lo que corresponde considerar el efecto de la propagación lateral para efectos de empujes pasivos sobre los micropilotes.

Debido a que el estrato potencialmente licuable se encuentra entre los -4,50m y -7,00m, la capa de relleno arenoso sobre este estrato también sufrirá propagación lateral al estar apoyada sobre el estrato licuable.

8.5.4.1. Mecanismo de colapso incluyendo propagación lateral de suelos

En esta sección se busca obtener la carga lateral máxima que genera el colapso en el grupo de micropilotes para poder compararla con la resistencia de dichos elementos. Como la fundación en conjunto con los micropilotes se comporta como un marco biempotrado, se tienen los siguientes mecanismos de colapso con presencia de 3 y 4 rótulas plásticas.

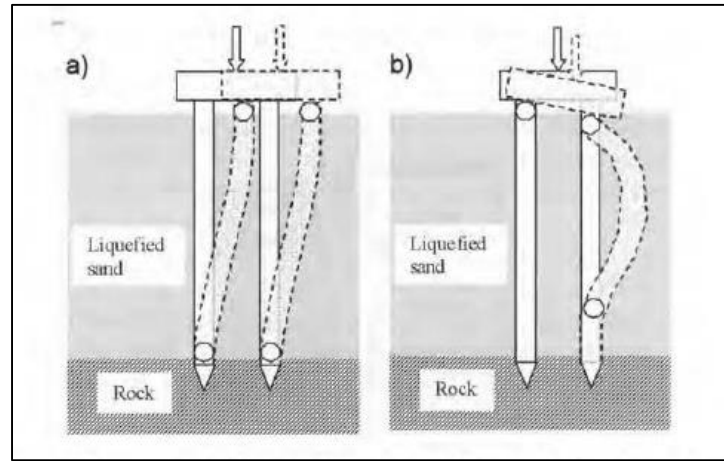


Figura 8-16: Mecanismos de colapso posiblesⁱ.

En la figura *a* se tiene un colapso causado por las cargas sísmicas laterales, por otro lado, la figura *b* considera inestabilidad en uno de los micropilotes del grupo. Como anteriormente se descartó el pandeo para ambos casos de estudio, el análisis del mecanismo de colapso será realizado según lo expuesto en la figura *a*.

Para modelar el esfuerzo aplicado por el estrato licuado desplazándose, se calcula el largo elástico del pilote T_u junto con la profundidad L_f , esta última representa el largo extra a agregar al estrato licuable para que el micropilote pueda ser modelado como un elemento perfectamente empotrado. Evaluando la ecuación n° 17 obtenemos.

$$T_u = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0,2} = \left(\frac{4,82 * 10^5 [Nm^2]}{9,00 * 10^6 [N/m^3]} \right)^{0,2} = 0,56 [m] \quad (134)$$

El gradiente del módulo de elasticidad para la arena licuada toma un valor igual a $9,00 \cdot 10^6 [N/m^3]$, a diferencia del caso sin licuar que considera un máximo de $2,00 \cdot 10^6 [N/m^3]$.

Luego, el largo efectivo L_f es calculado según Davisson (1970) [44].

$$L_f = 1,8T_u = 1,00 [m] \quad (135)$$

Por otro lado, para el cálculo de la carga lateral máxima sobre cada micropilote, se considera que la propagación lateral es la suficiente para obtener un empuje pasivo del estrato superior en la misma dirección que la carga inercial (peor caso). Respecto a las cargas verticales se tiene que la contribución axial desde los 0,00 hasta los 8,00m es despreciada.

Modelando el problema y aplicando las ecuaciones de equilibrio obtenemos.

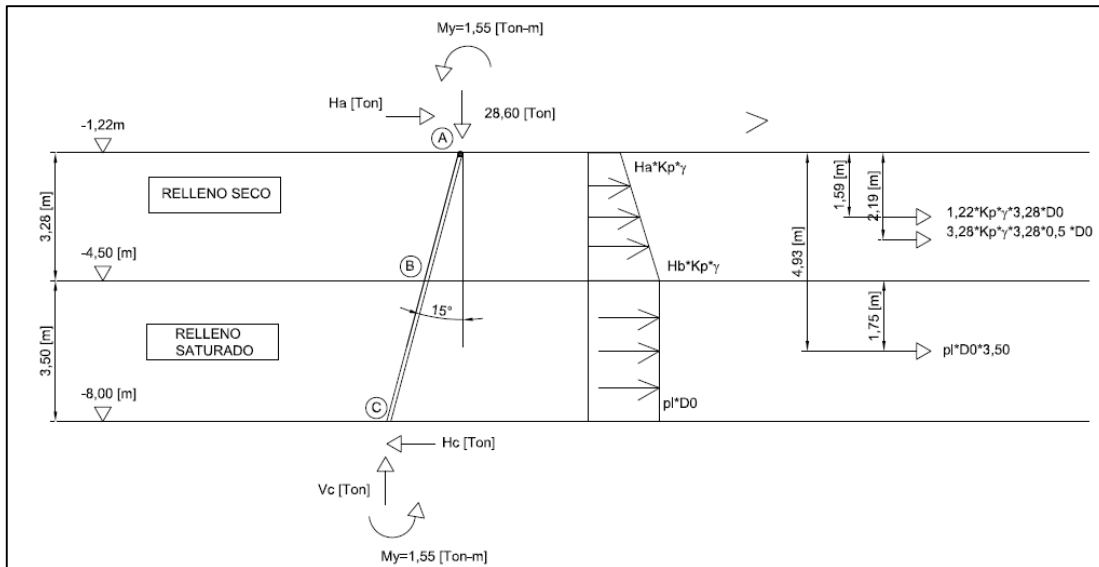


Figura 8-17: Mecanismo de colapso con propagación lateral en pendiente, caso n° 1.

Planteando y resolviendo las ecuaciones de equilibrio para las variables H_c , H_a , y V_c se obtiene.

$$H_c = -4,76 [Ton] \quad (136)$$

$$V_c = 28.60 \text{ [Ton]} \quad (137)$$

$$H_a = -12,17 \text{ [Ton]} \quad (138)$$

Los resultados obtenidos indican que para el modelo de propagación lateral límite propuesto, el micropilote alcanzará un momento plástico en los puntos *a* y *c* incluso sin la adición de la carga inercial.

Repitiendo el mismo proceso anterior para los micropilotes derechos del conjunto (los que reciben mayor compresión debido a la propagación lateral y carga inercial) se obtiene.

$$H_c = 10,56 \text{ [Ton]} \quad (139)$$

$$V_c = 28.60 \text{ [Ton]} \quad (140)$$

$$H_a = 3,16 \text{ [Ton]} \quad (141)$$

Para los micropilotes comprimidos se obtiene que la propagación lateral es soportada sin la adición de la carga inercial, pero si esta es aplicada (24,37 [Ton]) se generará colapso en doble curvatura con rótulas plásticas a los -1,22m y -8,00m.

Para el caso de análisis n° 2 donde el micropilote será empotrado en roca no se agrega el largo elástico L_f , por lo tanto el empuje del estrato licuado actúa hasta los 7,00m. El esquema del problema se muestra a continuación.

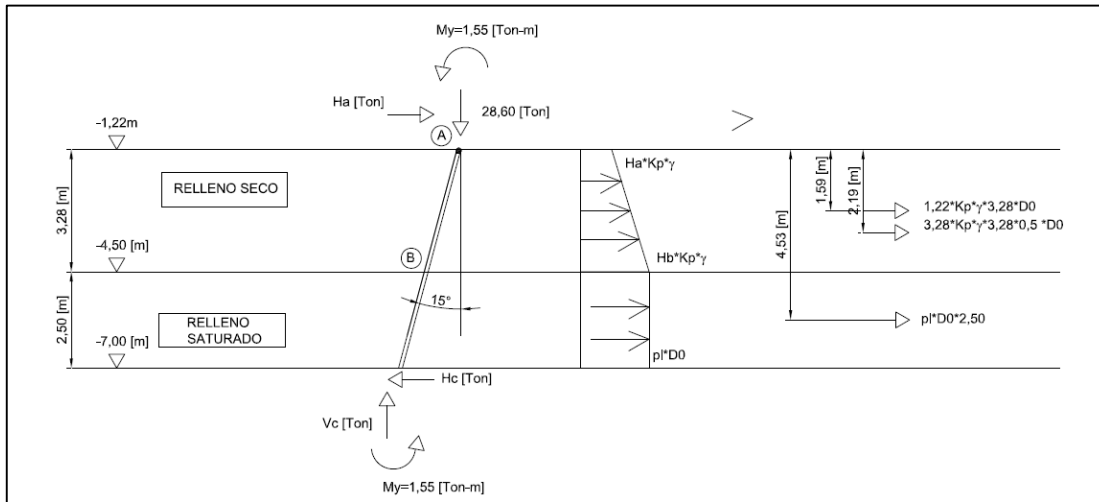


Figura 8-18: Mecanismo de colapso con propagación lateral en pendiente, caso n° 2.

Planteando y resolviendo las ecuaciones de equilibrio llegamos a.

$$H_c = -4,49 \text{ [Ton]} \quad (142)$$

$$V_c = 28,60 \text{ [Ton]} \quad (143)$$

$$H_a = -11,69 \text{ [Ton]} \quad (144)$$

Se repite el resultado del caso n° 1. Luego, calculando para los micropilotes del lado derecho se tiene.

$$H_c = 10,84 \text{ [Ton]} \quad (145)$$

$$V_c = 28,60 \text{ [Ton]} \quad (146)$$

$$H_a = 3,64 \text{ [Ton]} \quad (147)$$

Finalmente obtenemos que, para ambos casos de análisis, la propagación lateral en su máxima expresión induce el colapso en el grupo de micropilotes, el cual bajo esta condición presenta un mecanismo de falla de piso blando.

Como lo calculado anteriormente considera un caso límite de propagación lateral, a continuación, se repite el análisis de equilibrio despreciando este fenómeno. Bajo esta condición el empuje pasivo del estrato superior se opone a la carga lateral aplicada en la punta del micropilote.

Nuevamente al plantear un diagrama de cuerpo libre con sus respectivas ecuaciones de equilibrio obtenemos.

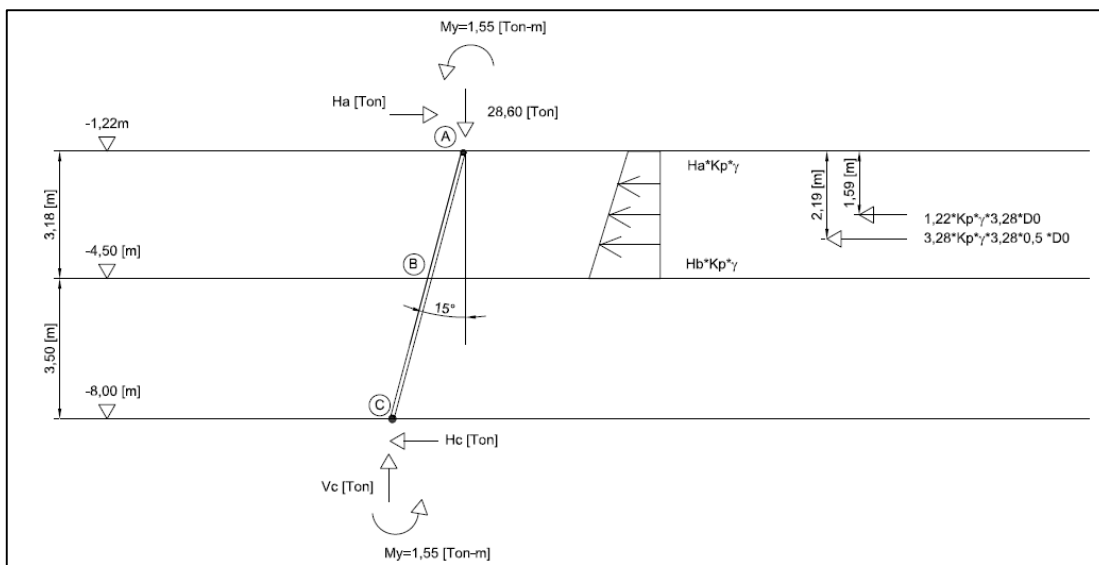


Figura 8-19: Mecanismo de colapso sin propagación lateral en pendiente, caso n° 1.

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio.

$$H_c = -9,11 \text{ [Ton]} \quad (148)$$

$$V_c = 28.60 \text{ [Ton]} \quad (149)$$

$$H_a = -2,43 \text{ [Ton]} \quad (150)$$

Se repite el resultado del caso n° 1. Luego, calculando para los micropilotes del lado derecho se tiene.

$$H_c = 6,91 [Ton] \quad (151)$$

$$V_c = 28.60 [Ton] \quad (152)$$

$$H_a = 12,90 [Ton] \quad (153)$$

A pesar de que este modelo no considera propagación lateral, la fluencia en el micropilote se alcanza con carga menores a la fuerza inercial calculada.

De manera última se repite el análisis pseudo-estático sin propagación lateral para el caso de análisis n° 2.

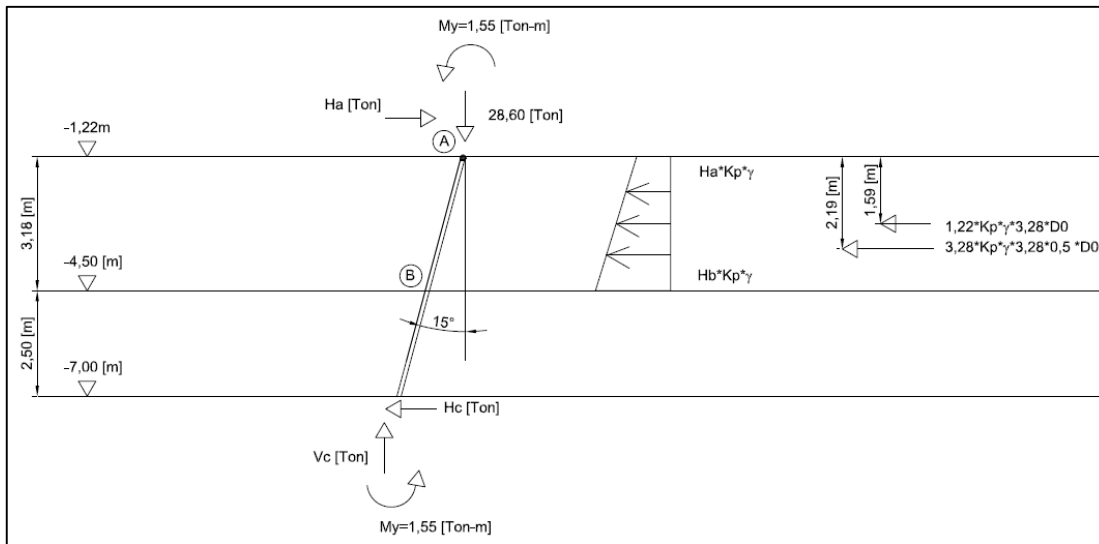


Figura 8-20: Mecanismo de colapso sin propagación lateral en pendiente, caso n° 2.

Planteando y resolviendo las ecuaciones de equilibrio.

$$H_c = -9,36 [Ton] \quad (154)$$

$$V_c = 28.60 [Ton] \quad (155)$$

$$H_a = -2,68 [Ton] \quad (156)$$

Calculando para los micropilotes del lado derecho se tiene.



$$H_c = 5,96 [Ton] \quad (157)$$

$$V_c = 28.60 [Ton] \quad (158)$$

$$H_a = 12,65 [Ton] \quad (159)$$

Nuevamente la fuerza lateral máxima toma valores menores a la fuerza inercial calculada anteriormente, incluso entrega un resultado negativo para los micropilotes del lado izquierdo del conjunto (con carga inercial actuando hacia la derecha). Bajo las hipótesis presentadas se tiene un colapso por la generación de rótulas plásticas a los -1,22m y -7,00m u -8,00m según corresponda al caso de análisis.

9. CONCLUSIONES

Respecto a la solución propuesta por el mecánico de suelos consistente en la instalación de micropilotes perforados, es posible concluir que es una solución ingenieril eficiente en términos constructivos; el pequeño diámetro y el método constructivo de estos elementos permite que los distintos escombros enterrados en el suelo de relleno puedan ser perforados o esquivados. La solución alternativa de un pilote único pre-excavado se descarta en primer lugar por los costos involucrados, y en segundo lugar porque la excavación manual o la perforación en grandes diámetros puede verse interrumpida fácilmente por los obstáculos metálicos o rocosos presentes en el estrato de relleno. La tercera y última opción también descartada corresponde al hincado de un pilote único, alternativa que también es descartada principalmente por la incertidumbre en los obstáculos del subsuelo.

Los micropilotes demuestran ser eficientes en la transmisión de cargas axiales a estratos profundos de mejor calidad, su pequeño diámetro permite que estos sean agrupados sin mayor problema para alcanzar una capacidad axial determinada. En términos de estabilidad cumplen con los requisitos a pandeo local y global.

Respecto a las cargas laterales es posible concluir que los micropilotes instalados son incompetentes en términos de resistencia a flexión luego de la licuación del suelo, el momento admisible es superado considerando propagación lateral incluso sin la adición de la fuerza inercial impuesta durante un sismo, por otro lado, al desprestigiar la propagación lateral se tiene que la carga lateral que genera el mecanismo de colapso en ambos casos de análisis es menor a la carga inercial calculada.

El corte admisible es levemente superado bajo los efectos de la carga inercial, pero cabe destacar que el aporte de la lechada interna al corte admisible no es considerado para efectos de esta memoria.

Estructuralmente el diseño está controlado por los requisitos a flexión, como la disminución de los momentos internos generados se hace imposible gracias a que son

directamente proporcionales a la profundidad del estrato licuable (-7,00m), una de las soluciones al problema consta de aumentar el módulo de sección plástico del elemento (momento admisible) aumentando la dimensión o el espesor del micropilote.

Alternativamente, en el caso de que el aumento de espesor no sea suficiente para alcanzar el momento admisible requerido, o que el aumento de diámetro sea inviable por términos de factibilidad del equipo perforador, se propone el mejoramiento de los primeros y últimos tramos de tubería adicionando pletinas perpendiculares internas para aumentar el momento admisible en los sectores de máxima solicitación.

Respecto a la interacción suelo-micropilote se concluye que las tuberías utilizadas catalogan como pilotes-flexibles, por lo que un aumento o disminución del largo de estos no cambiará la carga inercial tomada desde la superestructura.

10. REFERENCIAS

- [1] Berezzantsev V.C., Khristoforov V., Golubkov V. (1961). Load-bearing capacity and deformation of piled foundations. *Proc IV International Conference on Soil Mechanics* 2, 1.
- [2] Broms B. (1966), *Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles*, Singapore, World Scientific Publishing Co.
- [3] Bustamante, M. (1986), *Un método para el cálculo de anclajes y micropilotes inyectados*, Paris, CEDEX.
- [4] Madabhushi, G., Knappett, J., Haigh, S., (2009), *Design of piles in liquefiable soils*, United Kingdom, Imperial College Press.
- [5] Hardin B.O., Dmievich V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *J Geotech. Engng*, 98(7).
- [6] Pender, M.J.. (1993), *A seismic pile foundation design analysis*, New Zealand, Bulletin of New Zealand.
- [7] Gazetas G, (1984). Seismic response of end-bearing piles. *J Soil Dynamics and Earthquake Eng*, 3(2).
- [8] Novak M. (1991). Piles under dynamic loads: State of the Art. *Proc 2° Int. Conf on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* 3.
- [9] Makris N., Gazetas G., Delis E. (1996). Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: records and predictions. *Geotechnique*, 46(1).
- [10] Dobry R., Abdoun T., O'Rourke T.D., Goh S.H. (2003). Single piles in lateral spreads: field bending moment evaluation. *J Geotech Engng*, 129(10).
- [11] Haigh S.K. (2002). *Effects of Liquefaction on Pile Foundations in Sloping Ground*. PhD thesis, University of Cambridge, UK.
- [12] Ghosh B., Madabhushi S.P.G. (2002). An efficient tool for measuring shear wave velocity in the centrifuge. *Proc International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*.
- [13] Eurocode 8 - Part 5 (2003) Design provisions for earthquake resistance of structures - foundations, retaining structures and geotechnical aspects. *CEN European Committee for Standardisation*, 1998-5:2003.
- [14] Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J Geotech. Engng*, 97(9)
- [15] Idriss I.M., Boulanger, R.W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proc 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1
- [16] Idriss I.M., Boulanger, R.W. (2004), *SPT - Based liquefaction triggering procedures*, USA, University of California and Davis.
- [17] NORMA ISO, Investigación y ensayos geotécnicos.
- [18] De Alba P.A. (1983). Pile settlement in liquefying sand deposit. *J Geotech Engng*, 109(9)
- [19] Knappett J.A., Madabhushi S.P.G. (2008). Liquefaction-induced settlement of pile groups in liquefiable and laterally-spreading soils. *J Geotech. Engng*, 134(11)

- [20] Vesic A.S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *J Geotech Engng* , 98(3)
- [21] Bhattacharya, S. (2003). *Pile instability during earthquake liquefaction*. PhD thesis, University of Cambridge, UK.
- [22] Bhattacharya S., Madabhushi S.P.G., Bolton M.D. (2004). An alternative mechanism of pile failure during seismic liquefaction. *Geotechnique* ,54(3)
- [23] Knappett J.A. (2006). Piled foundations in liquefiable soils: *accounting for axial loads*. PhD thesis, University of Cambridge, UK.
- [24] Perry-Robertson, ROYMECH, http://www.roymech.co.uk/Useful_Tables/Mechanics/Struts.html#Perry
- [25] Timoshenko S.P., Gere J.M. (1961), *Theory of elastic stability*, USA, New York, McGraw-Hill Book Company Inc.
- [26] Gabr M.A., Wang J.J., Zhao M. (1997). Buckling of piles with general power distribution of lateral subgrade reaction. *J Geotech. Engng*, 123(2)
- [27] Pamuk A., Zimmie T.F., Abdoun T. (2003). Pile group foundations subjected to seismically induced lateral spreading. Proc. J" BGA Int. *Conf: on Foundations*
- [28] Chang D., Boulanger R.W., Kutter B.L., Brandenberg S.J. (2005), Inertial and spreading load combinations of soil-pile-structure system during liquefaction-induced lateral spreading in centrifuge tests
- [29] Tokimatsu K., Suzuki H., Sato M. (2004). Influence of inertial and kinematic components on pile response during earthquakes. Proc. 11th Int. *Conf on Soil Dynamics and Earthquake Engineering I*
- [30] Towhata I., Vargas-Monge W., Orense R.P., Yao M. (1999). Shaking table tests on subgrade reaction of pipe embedded in sandy liquefied subsoil. *Soil Dynamics & Earthquake Engng*, 18.
- [31] Bartlett S.F., Youd T.L. (1995). Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *J Geotech Engng*, 121(4)
- [32] Rauch A.F., Martin J.R. (2000). EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads. *J Geotech. Engng*, 126(4)
- [33] Youd T.L., Hansen C.M., Bartlett S.F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *J Geotech Engng*, 128(12)
- [34] Poblete, M. (2009), *Informe de mecánica de suelos proyecto VTP Valparaíso*, Santiago, Chile, Mauricio Poblete y CIA Ltda.
- [35] Taiba, O. (2015), *Memoria de cálculo de diseño de micropilotes nuevo terminal de pasajeros VTP Valparaíso*, Santiago, Chile, Ferrara Servicios de Ingeniería.
- [36] LEMCO Departamento de Obras Civiles (2013), *Informe ensayo oficial n° 29464: Resolución mixta MINVU n° 3466*, Valparaíso, Chile, Universidad Técnica Federico Santa María, (6).
- [37] LEMCO Departamento de Obras Civiles (2013), Anexo n° 29464: *Mediciones geofísicas REMI*, Valparaíso, Chile, Universidad Técnica Federico Santa María
- [38] Pinto, M, (2014), *Memoria de cálculo VTP Valparaíso*, Valparaíso, Chile, MP Ingenieros Ltda.
- [39] US Department of transportation, (2000), *Micropile Design and Construction Guidelines*, USA, Federal Highway Administration



- [40] Aguirre, C. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero*, Santiago, Chile, Asociación Latinoamericana del Acero.
- [41] Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential based on Case Studies at Various Sites in Japan. *Proc 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 2*
- [42] Vardanega P.J., Bolton M.D. (2009). Stiffness of clays and silts, submitted to Geotechnique.
- [43] Hamada M., Yasuda S., Isoyama R., Emoto K. (1986). Study on liquefaction induced permanent ground displacements. Association for the Development of Earthquake Prediction in Japan.
- [44] Davisson, M.T., (1970), *BRD Vibratory Driving Formula*. Foundation Fats, USA, Raymond Concrete Pile Division of Raymond International Inc.

11. ANEXOS

11.1. ANEXO 1: RESUMEN SONDAJES LEMCO UTFSM.

Sondaje 1-A							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	0,06	Capa asfáltica	-	-	-	-	-
1,02	1,47	Relleno grava con poco fino (GW-GM)	7	9	1,9	0	35
2,03	2,48	Relleno grava con poco fino (GW-GM)	7	8	1,9	0	35
3,01	3,46	Relleno grava con poco fino (GW-GM)	7	5	1,9	0	35
4,03	4,30	Relleno grava con poco fino (GW-GM)	7	R	1,9	0	35
5,00	6,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
6,00	7,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
7,00	8,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
8,00	9,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
9,00	10,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	-	-

Tabla 11-1: Resultados sondaje S1-A

Sondaje 1-B							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	0,06	Capa asfáltica	-	-	-	-	-
1,01	1,46	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	10	4	1,9	0	35
2,05	2,50	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	10	5	1,9	0	35
3,00	3,45	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	10	9	1,9	0	35
4,10	4,55	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	10	23	1,9	0	35
5,00	6,00	Roca aislada, piedra de cantera	-	-	2,8	-	-

Tabla 11-2: Resultados sondaje S1-B

Sondaje 2							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
1,03	1,48	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	8	13	1,9	0	35
2,10	2,55	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	8	12	1,9	0	35
3,04	3,49	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	8	8	1,9	0	35
4,08	4,53	Relleno grava mal graduada (GP-GM)	8	26	1,9	0	35
5,00	6,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
6,00	7,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
7,00	8,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
8,00	9,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	0	-
9,00	10,00	Roca aislada, granito	-	-	2,8	-	-

Tabla 11-3: Resultados sondaje S2

Sondaje 3							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	1,50	Relleno de piedra	-	-	-	-	-
2,01	2,46	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	11	1,9	0	35
3,01	3,26	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	R	1,9	0	35
4,05	4,50	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	11	1,9	0	35
5,10	5,55	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	12	2,1	0	35
6,08	6,53	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	9	2,1	0	35
7,01	7,46	Rell. grava mal graduada (GP-GM)	11	36	2,1	0	35
8,05	8,50	Arena limosa (SP-SM)	7	36	2,1	0	37
9,02	9,47	Arena limosa (SP-SM)	7	31	2,1	0	37
10,11	10,56	Arena limosa (SP-SM)	7	33	2,1	0	37
11,02	11,47	Arena limosa (SP-SM)	7	33	2,1	0	37
12,04	12,49	Arena limosa (SP-SM)	7	34	2,1	0	37
13,02	13,47	Arena limosa (SP-SM)	7	34	2,1	0	37
14	14,45	Arena limosa (SP-SM)	7	40	2,1	0	37
15,02	15,47	Arena limosa (SP-SM)	7	60	2,1	0	37
16,05	16,47	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37
17	17,28	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37
18,05	18,45	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37
19,02	19,37	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37
20,01	20,26	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37

Tabla 11-4: Resultados sondaje S3

Sondaje 4							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	0,24	Hormigón	-	-			
1,02	1,47	Arena limosa (SP-SM)	9	5	1,9	0	37
2,03	2,48	Arena limosa (SP-SM)	9	6	1,9	0	37
3,00	3,45	Arena limosa (SP-SM)	9	10	1,9	0	37
4,08	4,53	Arena limosa (SP-SM)	9	11	1,9	0	37
5,05	5,50	Arena limosa (SP-SM)	9	14	2,1	0	37
6,02	6,30	Arena limosa (SP-SM)	9	-	2,1	0	37
7,00	7,00	Roca	-	-	2,8	-	-

Tabla 11-5: Resultados sondaje S4

Sondaje 5							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	0,06	Capa asfáltica	-	-	-	-	-
1,10	1,55	Arena limosa (SP-SM)	12	10	1,9	0	37
2,04	2,49	Arena limosa (SP-SM)	12	9	1,9	0	37
3,00	3,00	Roca, granito	-	-	2,8	-	-

Tabla 11-6: Resultados Sondaje S5

11.2. ANEXO 2: DETALLE CASOS DE ANÁLISIS.

.Caso análisis n° 1							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	1,00	Relleno de piedra	-	-	-	-	-
1,00	2,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
2,00	3,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
3,00	4,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
4,00	5,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	11	2,1	0	35
5,00	6,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	10	13	2,1	0	35
6,00	7,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	10	9	2,1	0	35
7,00	8,00	Arena limosa (SP-SM)	11	36	2,1	0	37
8,00	9,00	Arena limosa (SP-SM)	7	36	2,1	0	37
9,00	10,00	Arena limosa (SP-SM)	7	31	2,1	0	37
10,00	11,00	Arena limosa (SP-SM)	7	33	2,1	0	37
11,00	12,00	Arena limosa (SP-SM)	7	33	2,1	0	37
12,00	13,00	Arena limosa (SP-SM)	7	34	2,1	0	37
13,00	14,00	Arena limosa (SP-SM)	7	34	2,1	0	37
14,00	15,00	Arena limosa (SP-SM)	7	40	2,1	0	37
15,00	20,00	Arena limosa densa (SP-SM)	10	R	2,2	0	37

Tabla 11-7: Caso de análisis n° 1, sin presencia de roca (Nivel freático 4,5m).

Caso análisis n° 2							
Desde [m]	Hasta [m]	Estrato	Finos [%]	N_{SPT}	γ [T/m ³]	C [N/m ²]	ϕ [°]
0,00	1,00	Relleno de piedra	-	-	-	-	-
1,00	2,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
2,00	3,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
3,00	4,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	8	1,9	0	35
4,00	5,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	9	11	2,1	0	35
5,00	6,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	10	13	2,1	0	35
6,00	7,00	Relleno grava mal graduada y arena (GP-GM)	10	9	2,1	0	35
7,00	-	Roca	-	-	2,8	-	-

Tabla 10-8: Caso de análisis n° 2, con presencia de roca (Nivel freático 4,5m).



11.3. ANEXO 3: CARGAS DE DISEÑO.

PROYECTO VTP																
Cargas [Tonf]																
BASES	D			Lr			EX			EY			EZ			
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	
1/D	A	1,59	0,80	14,28	1,04	0,50	3,48	-1,92	-0,97	-6,26	-0,63	-1,58	-4,45	0,52	0,26	4,63
	B	1,69	-0,76	12,53	1,12	-0,51	2,31	-1,88	0,68	5,44	0,68	-1,51	-4,96	0,55	-0,25	4,06
	C	1,77	-0,77	12,36	1,17	-0,52	2,41	-1,92	0,70	-5,82	0,68	-1,54	4,45	0,57	-0,25	4,01
	D	1,66	0,67	10,61	1,07	0,42	1,24	-1,84	-0,88	5,88	-0,61	-1,53	3,94	0,54	0,22	3,44
1/B	A	0,46	-0,01	12,12	0,27	-0,05	1,88	-1,66	-0,79	-5,68	-0,49	-1,23	-3,31	0,15	0,00	3,93
	B	0,65	-0,48	11,12	0,44	-0,35	1,30	-1,54	0,50	5,39	0,53	-1,26	-3,84	0,21	-0,16	3,60
	C	0,67	-0,47	11,07	0,45	-0,35	1,38	-1,53	0,51	-5,42	0,54	-1,25	4,36	0,22	-0,15	3,59
	D	0,47	-0,02	10,07	0,28	-0,06	0,80	-1,65	-0,81	5,65	-0,48	-1,24	3,83	0,15	-0,01	3,26
2/C	A	0,15	0,54	15,00	0,20	0,60	4,01	-1,58	-0,74	-5,87	-0,81	-2,00	-6,05	0,05	0,18	4,86
	B	-0,32	0,60	15,59	-0,30	0,64	4,37	-1,49	0,51	5,38	0,82	-2,00	-6,07	-0,10	0,20	5,05
	C	-0,31	0,61	12,29	-0,30	0,64	2,01	-1,49	0,51	-5,24	0,82	-2,01	5,61	-0,10	0,20	3,98
	D	0,16	0,54	12,88	0,21	0,60	2,36	-1,58	-0,74	6,00	-0,82	-2,00	5,58	0,05	0,17	4,17
2/B	A	-0,22	-0,47	12,03	-0,19	-0,41	1,82	-1,21	-0,54	-5,13	-0,51	-1,36	-4,11	-0,07	-0,15	3,90
	B	0,16	-0,46	11,97	0,14	-0,40	1,85	-1,15	0,41	4,90	0,63	-1,42	-4,67	0,05	-0,15	3,88
	C	0,17	-0,45	11,44	0,14	-0,40	1,70	-1,14	0,42	-4,69	0,64	-1,41	5,08	0,05	-0,15	3,71
	D	-0,21	-0,48	11,38	-0,19	-0,41	1,73	-1,19	-0,55	5,35	-0,50	-1,37	4,53	-0,07	-0,15	3,69
3/D	A	-0,41	-0,38	11,84	-0,09	-0,07	2,23	-1,89	-0,42	-5,41	-1,62	-1,95	-8,18	-0,13	-0,12	3,84
	B	0,18	-0,35	12,34	0,01	-0,06	2,45	-1,72	0,22	4,51	1,50	-1,94	-7,86	0,06	-0,11	4,00
	C	0,19	-0,34	10,92	0,01	-0,05	1,22	-1,72	0,23	-4,63	1,50	-1,93	6,13	0,06	-0,11	3,54
	D	-0,40	-0,39	11,42	-0,09	-0,07	1,44	-1,88	-0,43	5,29	-1,61	-1,96	6,45	-0,13	-0,13	3,70
3/C	A	0,06	0,14	11,81	0,06	0,10	2,40	-1,72	-0,36	-5,10	-0,88	-1,09	-5,49	0,02	0,05	3,83
	B	-0,18	0,16	12,16	-0,12	0,11	2,59	-1,62	0,24	4,46	0,87	-1,09	-5,45	-0,06	0,05	3,94
	C	-0,18	0,16	10,11	-0,12	0,11	1,16	-1,62	0,24	-4,39	0,87	-1,09	6,99	-0,06	0,05	3,28
	D	0,06	0,14	10,45	0,06	0,10	1,34	-1,72	-0,36	5,16	-0,88	-1,09	7,03	0,02	0,05	3,39
3/B	A	-0,50	-1,08	13,65	-0,27	-0,71	2,72	-1,71	-0,81	-6,00	-0,68	-1,65	-5,26	-0,16	-0,35	4,42
	B	0,36	-1,03	13,52	0,33	-0,74	2,57	-1,60	0,54	4,86	0,67	-1,64	-5,55	0,12	-0,33	4,38
	C	0,36	-1,03	14,72	0,33	-0,74	3,37	-1,60	0,54	-5,31	0,66	-1,64	5,58	0,12	-0,33	4,77
	D	-0,50	-1,08	14,59	-0,26	-0,71	3,22	-1,70	-0,81	5,56	-0,68	-1,65	5,29	-0,16	-0,35	4,73
3/A	A	0,56	0,19	13,18	0,47	0,09	2,13	-1,64	-0,76	-5,80	-0,56	-1,33	-4,50	0,18	0,06	4,27
	B	0,61	-0,31	11,99	0,57	-0,35	1,26	-1,54	0,53	4,98	0,52	-1,31	-4,52	0,20	-0,10	3,89
	C	0,62	-0,29	12,92	0,58	-0,34	2,01	-1,54	0,54	-5,18	0,52	-1,31	4,69	0,20	-0,09	4,19
	D	0,57	0,18	11,74	0,47	0,08	1,14	-1,63	-0,76	5,59	-0,56	-1,33	4,68	0,19	0,06	3,80
4/D	A	-0,13	-0,18	11,46	-0,03	-0,02	2,09	-1,47	-0,59	-5,36	-1,03	-2,42	-7,67	-0,04	-0,06	3,71
	B	0,01	-0,15	12,08	-0,02	-0,01	2,36	-1,48	0,61	5,42	0,93	-2,38	-7,32	0,00	-0,05	3,91
	C	0,02	-0,14	11,36	-0,01	-0,01	1,64	-1,48	0,62	-5,43	0,93	-2,38	6,59	0,01	-0,04	3,68
	D	-0,11	-0,19	11,97	-0,02	-0,03	1,92	-1,47	-0,59	5,35	-1,03	-2,42	6,94	-0,04	-0,06	3,88



Universidad Técnica Federico Santa María
Departamento de Obras Civiles

4/C	A	-0,01	0,03	12,81	0,02	0,06	2,79	-1,30	-0,52	-5,09	-0,63	-1,54	-5,79	0,00	0,01	4,15
	B	-0,05	0,06	13,04	-0,04	0,07	2,88	-1,31	0,55	5,21	0,62	-1,54	-5,74	-0,02	0,02	4,23
	C	-0,05	0,06	12,46	-0,04	0,07	2,27	-1,31	0,55	-5,21	0,62	-1,54	6,34	-0,02	0,02	4,04
	D	-0,01	0,03	12,69	0,02	0,06	2,36	-1,30	-0,52	5,09	-0,63	-1,54	6,39	0,00	0,01	4,11
4/B	A	-0,16	-0,32	14,43	-0,05	-0,09	3,64	-1,87	-0,72	-5,51	-0,58	-1,50	-5,17	-0,05	-0,10	4,68
	B	0,09	-0,29	14,18	0,02	-0,08	3,52	-1,91	0,82	5,75	0,65	-1,52	-5,48	0,03	-0,09	4,59
	C	0,09	-0,29	14,94	0,02	-0,08	3,53	-1,91	0,82	-5,73	0,65	-1,52	5,54	0,03	-0,09	4,84
	D	-0,16	-0,32	14,69	-0,05	-0,09	3,41	-1,87	-0,72	5,52	-0,58	-1,50	5,23	-0,05	-0,10	4,76
4/A	A	0,57	1,33	14,37	0,19	0,46	2,78	-1,23	-0,48	-4,90	-0,43	-1,07	-4,35	0,18	0,43	4,65
	B	-0,51	1,31	14,11	-0,19	0,45	2,77	-1,25	0,53	5,27	0,44	-1,07	-4,40	-0,17	0,42	4,57
	C	-0,51	1,31	12,38	-0,18	0,45	1,91	-1,25	0,53	-5,04	0,44	-1,07	4,47	-0,16	0,42	4,01
	D	0,57	1,33	12,13	0,19	0,45	1,90	-1,23	-0,49	5,13	-0,43	-1,07	4,42	0,19	0,43	3,93
5/D	A	-0,16	-0,16	11,39	-0,04	0,02	2,11	-1,47	-0,61	-5,41	-1,06	-2,47	-8,03	-0,05	-0,05	3,69
	B	-0,06	-0,09	12,23	-0,07	0,06	2,52	-1,45	0,57	5,27	0,93	-2,42	-7,56	-0,02	-0,03	3,96
	C	-0,05	-0,07	12,38	-0,06	0,06	2,32	-1,44	0,58	-5,27	0,94	-2,42	7,11	-0,02	-0,02	4,01
	D	-0,15	-0,17	13,22	-0,03	0,02	2,73	-1,46	-0,62	5,40	-1,06	-2,47	7,58	-0,05	-0,06	4,28
5/C	A	-0,08	-0,17	12,69	-0,03	-0,08	2,81	-1,23	-0,51	-5,01	-0,63	-1,55	-6,09	-0,03	-0,06	4,11
	B	0,06	-0,16	12,77	0,03	-0,08	2,79	-1,22	0,49	4,95	0,63	-1,55	-6,07	0,02	-0,05	4,14
	C	0,06	-0,16	13,72	0,03	-0,08	3,19	-1,22	0,49	-4,94	0,63	-1,55	6,43	0,02	-0,05	4,45
	D	-0,08	-0,17	13,80	-0,03	-0,08	3,17	-1,23	-0,51	5,02	-0,63	-1,55	6,45	-0,03	-0,06	4,47
5/B	A	-0,12	-0,40	13,93	-0,04	-0,13	3,38	-1,86	-0,73	-5,57	-0,58	-1,52	-5,40	-0,04	-0,13	4,51
	B	0,22	-0,44	13,48	0,08	-0,15	3,15	-1,89	0,80	5,60	0,68	-1,56	-5,69	0,07	-0,14	4,37
	C	0,22	-0,43	15,51	0,08	-0,15	3,90	-1,89	0,80	-5,62	0,68	-1,56	5,75	0,07	-0,14	5,03
	D	-0,12	-0,40	15,06	-0,04	-0,13	3,67	-1,86	-0,73	5,55	-0,58	-1,52	5,46	-0,04	-0,13	4,88
5/A	A	0,47	1,08	13,93	0,15	0,36	2,65	-1,25	-0,50	-5,09	-0,46	-1,12	-4,57	0,15	0,35	4,51
	B	-0,40	1,05	13,62	-0,14	0,35	2,59	-1,25	0,51	5,11	0,46	-1,13	-4,60	-0,13	0,34	4,41
	C	-0,40	1,05	13,07	-0,14	0,35	2,35	-1,24	0,51	-5,12	0,46	-1,13	4,65	-0,13	0,34	4,23
	D	0,47	1,08	12,76	0,15	0,36	2,29	-1,24	-0,51	5,08	-0,46	-1,12	4,62	0,15	0,35	4,13
6/C'	A	0,09	0,40	12,26	0,14	0,44	2,69	-1,42	-0,55	-5,13	-1,05	-2,45	-8,15	0,03	0,13	3,97
	B	-0,26	0,46	13,10	-0,23	0,47	3,11	-1,44	0,60	5,30	0,93	-2,39	-7,67	-0,09	0,15	4,24
	C	-0,26	0,47	12,99	-0,23	0,47	2,70	-1,43	0,61	-5,29	0,92	-2,40	7,37	-0,08	0,15	4,21
	D	0,09	0,39	13,83	0,14	0,44	3,13	-1,41	-0,56	5,14	-1,05	-2,45	7,86	0,03	0,13	4,48
6/C'	A	-0,07	-0,18	13,00	-0,02	-0,08	3,00	-1,14	-0,45	-4,76	-0,60	-1,48	-6,11	-0,02	-0,06	4,21
	B	0,08	-0,18	12,96	0,05	-0,09	2,91	-1,16	0,49	4,92	0,60	-1,48	-6,10	0,02	-0,06	4,20
	C	0,08	-0,18	14,49	0,05	-0,09	3,73	-1,16	0,49	-4,90	0,60	-1,48	6,34	0,02	-0,06	4,70
	D	-0,07	-0,18	14,45	-0,02	-0,08	3,63	-1,14	-0,45	4,78	-0,60	-1,48	6,35	-0,02	-0,06	4,68
6/B	A	-0,17	-0,42	13,82	-0,07	-0,15	3,25	-1,89	-0,81	-5,54	-0,57	-1,49	-5,41	-0,06	-0,14	4,48
	B	0,17	-0,42	13,37	0,05	-0,14	3,03	-1,86	0,72	5,54	0,66	-1,53	-5,67	0,06	-0,14	4,33
	C	0,17	-0,42	15,73	0,05	-0,14	4,03	-1,86	0,72	-5,52	0,66	-1,53	5,73	0,06	-0,14	5,10
	D	-0,17	-0,42	15,29	-0,07	-0,15	3,81	-1,89	-0,81	5,56	-0,57	-1,49	5,48	-0,06	-0,14	4,95
6/A	A	0,48	1,08	13,88	0,15	0,33	2,56	-1,24	-0,50	-5,09	-0,46	-1,13	-4,59	0,15	0,35	4,50
	B	-0,39	1,04	13,52	-0,12	0,32	2,44	-1,25	0,51	5,09	0,46	-1,13	-4,60	-0,13	0,34	4,38
	C	-0,39	1,04	13,25	-0,12	0,32	2,49	-1,24	0,51	-5,08	0,46	-1,13	4,64	-0,13	0,34	4,29
	D	0,48	1,08	12,88	0,15	0,33	2,38	-1,24	-0,51	5,09	-0,46	-1,13	4,63	0,15	0,35	4,17
7/D	A	-0,37	-0,30	10,50	-0,18	-0,15	1,60	-1,66	-0,28	-4,53	-1,77	-2,16	-9,01	-0,12	-0,10	3,40
	B	0,08	-0,25	11,09	0,04	-0,12	1,86	-1,69	0,32	4,65	1,67	-2,14	-8,75	0,02	-0,08	3,59
	C	0,08	-0,25	11,33	0,04	-0,12	1,94	-1,68	0,33	-4,66	1,67	-2,14	6,64	0,02	-0,08	3,67
	D	-0,37	-0,30	11,91	-0,18	-0,15	2,20	-1,65	-0,29	4,51	-1,77	-2,16	6,90	-0,12	-0,10	3,86



Universidad Técnica Federico Santa María
Departamento de Obras Civiles

7/C'	A	-0,07	-0,04	10,07	-0,01	-0,01	1,32	-1,52	-0,27	-4,33	-1,00	-1,21	-5,97	-0,02	-0,01	3,26
	B	-0,01	-0,03	10,57	0,01	-0,01	1,54	-1,54	0,28	4,39	0,92	-1,19	-5,72	0,00	-0,01	3,42
	C	-0,01	-0,03	10,47	0,01	-0,01	1,45	-1,54	0,28	-4,42	0,92	-1,19	7,70	0,00	-0,01	3,39
	D	-0,07	-0,04	10,97	-0,01	-0,01	1,66	-1,52	-0,27	4,30	-1,00	-1,21	7,94	-0,02	-0,01	3,55
7/C	A	0,01	-0,03	13,70	0,02	-0,01	3,33	-1,08	-0,44	-4,79	-0,53	-1,29	-5,57	0,00	-0,01	4,44
	B	0,04	-0,05	13,51	0,03	-0,02	3,15	-1,08	0,44	4,57	0,53	-1,29	-5,56	0,01	-0,02	4,38
	C	0,04	-0,05	14,06	0,03	-0,02	3,45	-1,08	0,44	-4,78	0,53	-1,29	5,62	0,01	-0,02	4,56
	D	0,01	-0,03	13,88	0,02	-0,01	3,27	-1,08	-0,44	4,58	-0,53	-1,29	5,63	0,00	-0,01	4,50
7/B	A	-0,29	-0,45	13,78	-0,17	-0,22	3,02	-1,93	-0,83	-5,78	-0,53	-1,45	-5,03	-0,09	-0,15	4,46
	B	0,04	-0,34	13,52	-0,03	-0,14	2,92	-1,89	0,73	5,26	0,67	-1,50	-5,30	0,01	-0,11	4,38
	C	0,04	-0,35	14,96	-0,03	-0,14	3,52	-1,89	0,73	-5,64	0,67	-1,50	5,35	0,01	-0,11	4,85
	D	-0,29	-0,45	14,69	-0,17	-0,22	3,42	-1,93	-0,83	5,41	-0,53	-1,45	5,09	-0,09	-0,15	4,76
7/A	A	0,44	0,96	13,57	0,19	0,41	2,63	-1,24	-0,52	-5,21	-0,42	-1,04	-4,24	0,14	0,31	4,40
	B	-0,33	0,92	13,15	-0,14	0,39	2,46	-1,23	0,49	4,91	0,42	-1,03	-4,23	-0,11	0,30	4,26
	C	-0,33	0,92	12,63	-0,14	0,39	2,22	-1,23	0,49	-5,14	0,42	-1,03	4,31	-0,11	0,30	4,09
	D	0,43	0,96	12,21	0,18	0,41	2,05	-1,24	-0,52	4,97	-0,42	-1,03	4,32	0,14	0,31	3,95
8/D	A	-0,10	-0,30	10,16	-0,14	-0,13	0,75	-1,27	-0,33	-4,23	-1,09	-2,53	-7,81	-0,03	-0,10	3,29
	B	0,16	-0,33	10,63	-0,06	-0,05	1,11	-1,45	0,77	5,63	0,96	-2,48	-7,61	0,05	-0,11	3,44
	C	0,16	-0,32	11,24	-0,06	-0,05	1,15	-1,44	0,78	-5,55	0,96	-2,48	6,74	0,05	-0,10	3,64
	D	-0,09	-0,30	11,71	-0,14	-0,14	1,51	-1,26	-0,34	4,31	-1,09	-2,53	6,93	-0,03	-0,10	3,79
8/C'	A	0,00	-0,07	10,49	-0,04	-0,05	1,09	-1,12	-0,34	-4,08	-0,64	-1,57	-5,90	0,00	-0,02	3,40
	B	0,07	-0,11	10,91	0,00	-0,03	1,33	-1,24	0,62	5,17	0,64	-1,57	-5,75	0,02	-0,03	3,53
	C	0,07	-0,10	11,20	0,00	-0,03	1,40	-1,24	0,63	-5,21	0,64	-1,57	6,42	0,02	-0,03	3,63
	D	0,00	-0,08	11,62	-0,03	-0,05	1,64	-1,12	-0,34	4,04	-0,64	-1,57	6,57	0,00	-0,03	3,76
8/C	A	-1,03	-0,49	12,10	-0,70	-0,32	1,94	-1,28	-0,44	-4,20	-0,47	-1,17	-5,20	-0,33	-0,16	3,92
	B	-0,97	0,34	13,87	-0,68	0,26	3,13	-1,37	0,65	5,40	0,48	-1,16	-5,19	-0,31	0,11	4,49
	C	-0,98	0,33	12,74	-0,69	0,25	2,22	-1,37	0,65	-5,15	0,47	-1,17	5,23	-0,32	0,11	4,13
	D	-1,04	-0,48	14,51	-0,71	-0,31	3,40	-1,28	-0,43	4,44	-0,48	-1,16	5,24	-0,34	-0,15	4,70
8/B	A	-0,66	-0,30	13,01	-0,43	-0,16	2,17	-2,01	-0,69	-4,67	-0,47	-1,32	-4,80	-0,21	-0,10	4,21
	B	-0,63	0,23	13,64	-0,45	0,20	2,66	-2,14	1,01	6,53	0,62	-1,36	-5,05	-0,20	0,08	4,42
	C	-0,64	0,23	13,50	-0,45	0,20	2,30	-2,14	1,01	-5,66	0,61	-1,37	4,96	-0,21	0,07	4,38
	D	-0,67	-0,30	14,14	-0,43	-0,16	2,78	-2,01	-0,69	5,55	-0,48	-1,31	4,70	-0,22	-0,10	4,58
8/A	A	-0,66	-0,57	11,36	-0,48	-0,41	1,38	-1,52	-0,49	-4,80	-0,46	-1,21	-4,15	-0,21	-0,18	3,68
	B	-0,37	-0,14	11,89	-0,28	-0,09	1,88	-1,65	0,80	5,89	0,53	-1,23	-4,19	-0,12	-0,04	3,85
	C	-0,38	-0,15	12,29	-0,28	-0,10	1,91	-1,65	0,80	-5,68	0,53	-1,23	4,34	-0,12	-0,05	3,98
	D	-0,67	-0,56	12,81	-0,49	-0,41	2,41	-1,52	-0,49	5,01	-0,47	-1,20	4,30	-0,22	-0,18	4,15

Tabla 11-9: Cargas de diseño