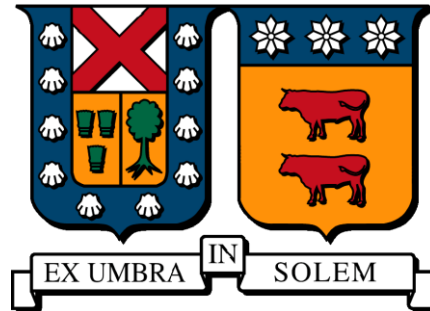


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



Evaluación de la estabilidad física de depósitos de relave mediante la utilización de penetrómetros ligeros

RICARDO SEBASTIÁN ZÚÑIGA PEÑA

Memoria para Optar al Título de
Ingeniero Civil

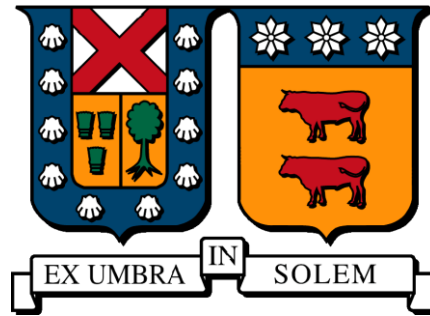
y al grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Dr. Gonzalo Suazo Fuentealba

Enero de 2020

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



Evaluación de la estabilidad física de depósitos de relave mediante la utilización de penetrómetros ligeros

Memoria de Titulación Presentada por
RICARDO SEBASTIÁN ZÚÑIGA PEÑA

Como Requisito Parcial para Optar al Título de
Ingeniero Civil

y al grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Dr. Gonzalo Suazo Fuentealba

Enero de 2020

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA DE DEPÓSITOS DE RELAVE MEDIANTE EL USO DE PENETROMETROS LIGEROS

RICARDO SEBASTIAN ZUÑIGA PEÑA

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Gonzalo Suazo Fuentealba

Gabriel Villavicencio Arancibia

Matías Silva Illanes

Valparaíso, Chile, Enero de 2020

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Gonzalo Suazo por guiar el trabajo de investigación de magister. Al profesor Gabriel Villavicencio por colaborar activamente en el proceso de revisión del presente documento. A la Dirección General de Innovación, Investigación y Postgrado (DGIIP) de la Universidad Técnica Federico Santa María por aportar con financiamiento para el desarrollo de los estudios de Magister del autor, así como financiamiento para asistencia a congreso SOCHIGE y apoyo a realización de publicación indexada a través de beca PIIC. A Samuel Rojas y Matías Toro por colaborar activamente en el llenado, compactación y manejo de la cámara de calibración entre otras tareas de laboratorio y a Claudia Reyes por colaborar en la preparación de la presentación de este trabajo.

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo general estudiar la relación entre las variables de estado y la resistencia por punta medida por penetrómetros dinámicos ligeros. En particular se estudió densidad, humedad y presión de confinamiento, tanto en condiciones de terreno como controladas de laboratorio.

Actualmente los penetrómetros dinámicos ligeros son utilizados para realizar un control de compactación en el muro de tranques de relaves convencionales, aunque solo de manera superficial en profundidades de hasta 6 (m), siendo una de las grandes incógnitas el efecto de la presión de confinamiento en la resistencia de punta. Este equipamiento no se ha utilizado en depósitos de relaves espesados o cubetas de tranques de relaves debido a los potenciales efectos del agua y las características granulométricas del material en la resistencia de punta resultante. El trabajo de investigación se dividió en dos etapas:

Etapa 1 – Trabajo de laboratorio: Mediante la construcción de una cámara de calibración en laboratorio, se estudió la influencia de la densidad, humedad y la presión de confinamiento en la resistencia por punta de penetrómetros ligeros medida en arenas de relaves compactadas y materiales con alto contenido de finos (limos de baja compresibilidad representativos de cubetas de relave y depósitos de relaves espesados). En estas pruebas se considerarán diferentes estados hídricos, relaciones de vacíos y presiones verticales efectivas entre 0 y 200 kPa. Se plantearon con estos resultados múltiples relaciones que permiten estimar la resistencia por punta así como un factor de corrección por presión vertical efectiva y de manera más general por estado in-situ.

Los resultados principales del trabajo de laboratorio permiten validar la densidad como la variable más influyente en la resistencia de punta. Descartar el efecto de la humedad en la resistencia de punta para arenas limpias, no así en arenas de relave en la que dicho efecto resulta significativo. Por otra parte el efecto de la presión de confinamiento es significativo, sin embargo su importancia disminuye al aumentar el contenido de finos. Traduciéndose esto en que el material Limo de baja compresibilidad no es de interés corregir la resistencia de punta por efecto de la presión vertical efectiva, si para el caso de arenas y arenas de relave en que el exponente m de la relación de normalización es de 0,48 y 0,19 respectivamente. Otras relaciones de normalizaciones fueron propuestas con un rango de resultados similar a las expresiones tradicionales pero disminuyendo el error al incluir parámetros como la humedad y el contenido de finos.

Etapa 2 – Trabajos de Campo: Se realizaron 2 campañas de terreno en el norte del país, utilizando penetrómetros dinámicos ligeros y herramientas complementarias que permitan estimar el estado in-situ del depósito. Esto para estudiar la relación entre las variables de estado y la resistencia de punta en condiciones de campo.

La primera campaña se realizará en un embalse de relaves en el cual se prospecto la cubeta y una segunda en un depósito de relaves espesados. Por otro lado, mediante el uso de herramientas de estimación de parámetros, como la geoestadística y regresiones ponderadas (inverso de la distancia), se detectaron zonas de potencial riesgo para la estabilidad de ambos depósitos.

Se encontraron relaciones de campo similares a las de laboratorio en términos de humedad y presión de confinamiento. Sin embargo para el caso de la densidad no es posible establecer una relación de terreno debido a que la técnica de medición de la misma abarca profundidades en la cual aún no se desarrolla la profundidad crítica de la señal penetrométrica.

Finalmente con el objetivo de aplicar los resultados del trabajo de laboratorio se realizó la evaluación del potencial de licuefacción de ambos depósitos. Se encontró en ambos casos que el factor de corrección encontrado tiene una gran significancia en el resultado de resistencia cíclica estimado, sin embargo la metodología empleada para la evaluación del potencial de licuefacción debe ser validada.

ABSTRACT

The present research had the general goal of studying the relationship between state variables and penetration resistance measured by Dynamic Light Penetrometers (DLP's). Density, gravimetric water content and vertical effective stress were analyzed in controlled laboratory conditions and field conditions.

Today DLP's are used in compaction control in the retaining wall of traditional tailing dams, reaching depths up to 6 (m), being one of the concerns of this type of control, the influence of vertical effective stress in the cone penetration resistance. This type of gear (DLP's) has not been used thickened tailings or fine tailings due to potential effects of water and the granulometric characteristics of the material in resultant cone penetration resistance. Research was split in two stages:

Stage 1 – Laboratory Research: By means of a calibration chamber, density water content and effective vertical stress influence on cone penetration resistance were studied, using 2 types of materials; Tailings sands and Low plasticity silts. In these test different hydric states, void ratios and vertical effective stress were considered. Multiple relationships were proposed to estimate cone penetration resistance, a overburden correction factor and in a more general manner a state variable correction factor

The main results of the laboratory research were to confirm the effects of density as the most important variable influencing cone penetration resistance. In the other hand water content effects on clean sand were not significant, in tailing sands water content has a significant effect in cone penetration resistance. The effects of effective vertical stress were significant in Tailings sands, and insignificant in Low plasticity Silts, showing that the effect of vertical effective stress are decreased with increasing fine content. Normalization exponent "m" as seen in Boulanger (2003) relationship's was best fitted for the three materials obtaining values of 0,48 for clean sand, 0,19 for tailings sands and 0,06 for low plasticity silts. Other relationships were proposed to increase accuracy in the correction prediction but they require more information such as gravimetric water content or fines content.

Stage 2 – Field Research: 2 field Works were carried out in the north part of the country, using DLP's and complementary tools to obtain information regarding in-situ state of the tailings. To study the relationship between state variables and penetration resistance in field conditions.

The first one was in a tailing dam in which the fine fraction was analyzed, the second one was a thickened tailing facilitate. Using parameter estimation tools such as geostatistics and weighted regressions (inverse distance method) hazard zones were detected.

Similar relationship to those found in laboratory research were found in field conditions regarding water content. However in the case of density such a relationship was not found because critical depth in the measured points was not developed yet.

Finally, with the goal of applying these results, liquefaction potential for both sites was estimated. It was found that Overburden correction factor has a significant effect in estimated cyclic resistance; however, the used methodology is yet to be validated using cyclic testing

1	CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN.....	4
1.1	DEPÓSITOS DE RELAVES	5
1.2	FALLAS EN DEPÓSITOS DE RELAVES.....	7
1.3	DESCRIPCIÓN DE CASOS EMBLEMÁTICOS.....	9
1.4	MONITOREO GEOTÉCNICO	10
1.5	OBJETIVOS Y ESTRUCTURACIÓN DE LA TESIS	16
2	CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO.....	17
2.1	USO DE PENETRÓMETROS EN GEOTECNIA	17
2.1.1	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	17
2.1.2	ENSAYO DE PENETRACIÓN MEDIANTE CONO (CPT)	21
2.2	PENETROMETROS LIGEROS	27
2.3	PENETROMETROS DINÁMICOS LIGEROS.....	29
2.4	EQUIPOS Y TÉCNICAS DE MONITOREO COMPLEMENTARIAS	38
2.4.1	EXTRACCIÓN DE MUESTRAS MEDIANTE BARRENO.....	38
2.4.2	SENSOR DE HUMEDAD PORTATIL	38
2.4.3	DENSIDAD IN-SITU MEDIANTE CONO DE ARENA	38
2.4.4	VELETA DE CORTE (VANE SHEAR TEST).....	39
2.5	ESTIMACIONES PARA DATOS DISCRETOS.....	39
2.5.1	INVERSO DE LA DISTANCIA.....	39
2.5.2	GEOESTADÍSTICA	40
2.6	RESPECTO AL USO DE PENETRÓMETROS LIGEROS EN DEPÓSITOS DE RELAVE	45
2.7	RESPECTO AL USO DE GEOESTADÍSTICA	46
3	CAPÍTULO III – TRABAJO DE LABORATORIO	47
3.1	PROPIEDADES ÍNDICE Y VARIABLES DE ESTADO	47
3.2	DISEÑO DE CÁMARA DE CALIBRACIÓN	48
3.3	DISEÑO DE SISTEMA DE CARGA.....	52
3.4	PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO	56
3.5	MATERIALES ARENA Y ARENA DE RELAVES.....	62
3.6	CONFIGURACIÓN DE ENSAYOS	63
3.7	RESULTADOS PARA ARENA LIMPIA (SP)	65
3.8	RESULTADOS CONSOLIDACIÓN EN ARENAS DE RELAVE (SM)	72
3.9	RESULTADOS PENETROGRAMAS ARENA LIMOSA (SM)	76
3.10	EFECTO DE LAS VARIABLES DE ESTADO EN LA RESISTENCIA POR PUNTA DE DLP'S	83
3.11	FACTOR DE CORRECCIÓN PARA PANDA.....	87
3.12	DISCUSIÓN PARA ARENA Y ARENA LIMOSA	91
3.13	MATERIAL LIMO DE BAJA COMPRESIBILIDAD.....	92
3.14	RESULTADOS DEPOSITACIÓN SLURRY - CONTENIDO DE SÓLIDOS INICIAL 67%	93

3.15	RESULTADOS COMPACTACIÓN HÚMEDA.....	95
3.16	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN	96
3.17	DISCUSIÓN LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD.....	97
4	CAPÍTULO IV – CASO DE ESTUDIO 1 – DEPÓSITO DE RELAVES CERRO NEGRO NORTE DE MINERA CAP98	
4.1	MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y CRONOLOGÍA DE DEPOSITACIÓN	101
4.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS RELAVES DEPOSITADOS	104
4.3	ANTECEDENTES DEL SECTOR DE EMPLAZAMIENTO	105
4.4	TRABAJOS DE CAMPO	107
4.4.1	HUMEDAD NATURAL EN SUPERFICIE.....	109
4.4.2	DENSIDAD IN-SITU Y HUMEDAD NATURAL EN PROFUNDIDAD	110
4.4.3	RESULTADOS PROSPECCIONES DLP's	111
4.4.4	RESULTADOS VELETA DE CORTE	115
4.5	TRABAJO DE LABORATORIO	116
4.6	CORRELACIÓN ENTRE PENETROMÉTRO Y VARIABLES DE ESTADO	119
4.7	ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS.....	123
4.7.1	INTERPOLACIÓN INVERSO DE LA DISTANCIA.....	123
4.7.2	INTERPOLACIÓN GEOESTADÍSTICA CUBETA DE RELAVES	125
4.8	ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN.....	131
4.9	DISCUSIÓN TRABAJOS DE CAMPO	137
5	CAPÍTULO V – CASO DE ESTUDIO 2 – DEPÓSITO DE RELAVES DELTA DE ENAMI	138
5.1	MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y CRONOLOGÍA DE DEPOSITACIÓN	139
5.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS RELAVES DEPOSITADOS	145
5.3	ANTECEDENTES DEL SECTOR DE EMPLAZAMIENTO	148
5.4	TRABAJOS DE CAMPO	150
5.4.1	DENSIDAD SECA Y HUMEDAD NATURAL EN SUPERFICIE.....	151
5.4.2	HUMEDAD NATURAL EN PROFUNDIDAD	153
5.4.3	RESULTADOS PROSPECCIONES DLP's	154
5.4.4	ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW).....	160
5.5	TRABAJO DE LABORATORIO	162
5.6	ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS EN SUPERFICIE	165
5.6.1	INTERPOLACIÓN INVERSO DE LA DISTANCIA.....	165
5.6.2	INTERPOLACIÓN GEOESTADÍSTICA	171
5.7	CORRELACIÓN ENTRE PENETROMETROS Y VARIABLES DE ESTADO.....	179
5.8	EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL DEPÓSITO	183
5.8.1	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	183
5.8.2	ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN.....	184
5.9	DISCUSIÓN EN RELACIÓN CON LOS TRABAJOS DE CAMPO.....	190

6	CONCLUSIONES GENERALES.....	191
6.1	EN RELACIÓN AL TRABAJO DE LABORATORIO	191
6.2	EN RELACIÓN A LOS TRABAJOS DE CAMPO	192
6.3	CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA	192
6.4	EN RELACIÓN A LAS ESTIMACIONES DE PARÁMETROS	192
6.5	EN RELACIÓN A LA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA.....	193
7	PERSPECTIVAS FUTURAS.....	194
7.1	PENETROMETRO DINÁMICO LIGERO CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE POROS	194
8	BIBLIOGRAFÍA	199

1 CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN

a) **Producción de cobre:** Actualmente Chile ocupa el primer lugar en la producción mundial de cobre, alcanzando los 5.55 millones de toneladas métricas en octubre del 2017. Esto representa el 27% de la producción mundial de Cobre y 22% de la participación en las reservas mundiales, en la Tabla 1-1 se detalla la producción de Cobre, Oro, Plata, Molibdeno y Hierro (Minero, 2019).

Tabla 1-1 - Producción y reservas de Chile Febrero 2019 (Consejo Minero, 2019)

Mineral	Producción en Chile (TM)	Participación en la producción mundial (%)	Ranking en la producción mundial	Participación en reservas mundiales (%)
Cobre	5500000	27	1	22
Oro	35.83	1	14	7
Plata	1260	5	6	5
Molibdeno	62750	20	2	11
Hierro	16100000	<1	14	<1

En este contexto es posible afirmar que uno de los pilares de la economía Chilena es la industria minera. Por ejemplo en el año 2018 el PIB minero correspondió a un 10% del PIB del país como se observa en la Figura 1-1:

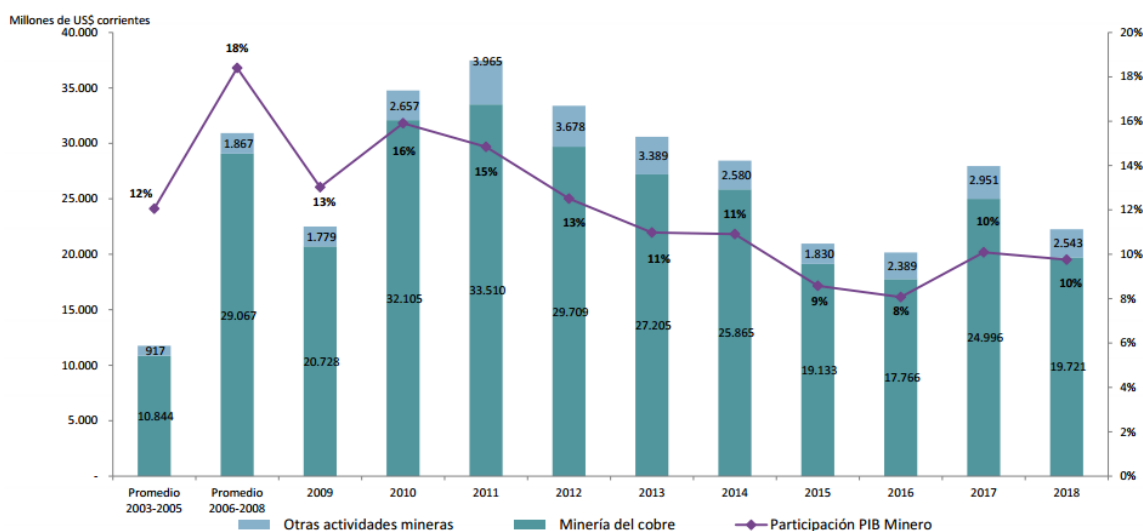


Figura 1-1- PIB del sector minero y su participación en el PIB nacional 2003-2018 (Consejo Minero, 2019)

b) **Generación de residuos mineros:** Sin embargo, del material extraído de los yacimientos ya sea mediante minería subterránea o de rajo abierto, no más del 0,1 - 2% (e.g ley del cobre) corresponde al mineral que se desea procesar. A modo de ejemplo Codelco que representa el 30% de la producción de Cobre a nivel nacional opero en 2015 con una ley de corte de 0,2% y una ley soluble promedio de 0,68%. Durante la extracción del yacimiento por lo mencionado anteriormente se genera material inerte sin interés económico, conocido como estéril minero (Waste Rock) que es transportado directamente a botaderos mineros o acopios temporales de baja ley para posterior explotación. De aquel que si posee valor económico, es decir se encuentra por sobre la ley de operación, se transporta a la planta de conminución.

En términos simplificados la producción de concentrado de mineral se separa en 2 etapas; que constituyen la conminución o reducción de tamaño para posteriormente extraer el mineral de interés mediante flotación u otra técnica dependiendo si

corresponden a óxidos o sulfuros, es en esta etapa que se generan los residuos conocidos como relaves. En la Tabla 1-2 se resumen los diferentes tipos de residuos en operaciones mineras.

Tabla 1-2 - Residuos Mineros en Operaciones Mineras (Elaboración Propia)

Residuo Minero	Descripción
SobreMaterial (Overburden Rock)	Roca ubicada sobre el mineral que debe ser removida para extraer el mineral
Lastre Minero (Waste Rock)	Roca Mineral o estéril extraída de la operación minera que no es de valor suficiente para justificar el tratamiento
Apilamientos de baja Ley	Roca mineral que podría justificar su procesamiento una vez agotado el mineral de alta ley o al ser mezclado con otro mineral, comunmente dejadas como residuo
Relaves	Mineral procesado, fino, proveniente de la flotación de sulfuros, del cual se ha extraído en gran medida el mineral de interés de comercial
Botaderos de Ripios de lixiviación	Ripios generados producto de la lixiviación de óxidos de cobre en Pilas u otra tipología de beneficio
Escoria	Residuo generado en el refinado de cobre mediante fundición

La flotación, apropiada para sulfuros, es la técnica más comúnmente utilizada para la producción de concentrado de minerales. Esta consiste en una separación físico-química de las partículas con valor comercial conocidas como mena. Para esto se realiza una inyección de aire a la pulpa de agua, dado que los sulfuros de cobre son hidrofóbicos estos tienen una tendencia a juntarse con las partículas de aire, generando que el material de interés flote en la pulpa y se separe del resto de la ganga (i.e material sin valor comercial).

La pulpa se separa en 3 fases en el estanque de flotación, una zona de alimentación de aire y pulpa, una zona de concentración en donde se mezclan ambos y una zona de espuma que se extrae. Finalmente en el fondo se junta el material sin sulfuros que no reacciona con el aire, a este último se le conoce como relaves, este igual debe ser removido para volver a alimentar el sistema de flotación. Dado que este proceso debe ser lo más eficiente posible, es requerido un tamaño de partículas tal que se pueda generar la unión del material de interés con el aire. Los relaves generados de esta manera, están constituido por roca molida, agua, minerales sin valor y bajas concentraciones de metales pesados. Producto de las altas concentraciones de químicos y elementos que alteran el medio ambiente, deben ser transportados a depósitos, los cuales suelen ser de grandes dimensiones alcanzando alturas de hasta 250 (m) y extensiones de 6 (km).

1.1 DEPÓSITOS DE RELAVES

Estos depósitos conocidos como depósitos de relaves, son regulados en la actualidad en Chile por el decreto supremo N°248 (Minería, 2007). El cual regula el diseño, construcción, operación y cierre de estas instalaciones, y define los depósitos de relave como: “toda obra estructurada en forma segura para contener los relaves provenientes de una Planta de concentración húmeda (flotación) de especies de minerales. Además, contempla sus obras anexas. Su función principal es la de servir como depósito, generalmente, definitivo de los materiales sólidos proveniente del relave transportado desde la Planta, permitiendo así la recuperación, en gran medida, del agua que transporta dichos sólidos.”

Se clasifican en diferentes categorías según sus características, el decreto supremo N°248 hace la siguiente diferenciación: Tranques de relave, embalse de relave, relaves espesados, relaves filtrados y relaves en pasta.

a) **Tranques de relave y embalses de relave:** Estos se construyen de manera similar y corresponden a las tipologías más comunes (Troncoso, 2017). Para el primero se lleva a cabo un proceso de cicloneado que separa la fracción gruesa del relave de la fina. A partir de la fracción gruesa se conforma un prisma resistente, estos materiales suelen clasificar como arenas producto del proceso de concentración previo. La fracción fina a modo de embalse es contenida mediante el prisma resistente en la cubeta. La diferencia principal de acuerdo con el Decreto Supremo 248 (Minería, 2007), corresponde a que el material que conforma el prisma resistente en el caso de un embalse de relave corresponde a material empréstito (i.e extraído de lugares aledaños), depositándose la totalidad del relave en la cubeta (relave integral). Se pueden construir de 3 maneras de acuerdo al orden de depositación de capas sucesivas, las cuales son: Método de construcción aguas arriba, método aguas abajo y método del eje central, en la Figura 1-2 se detallan las diferentes metodologías.

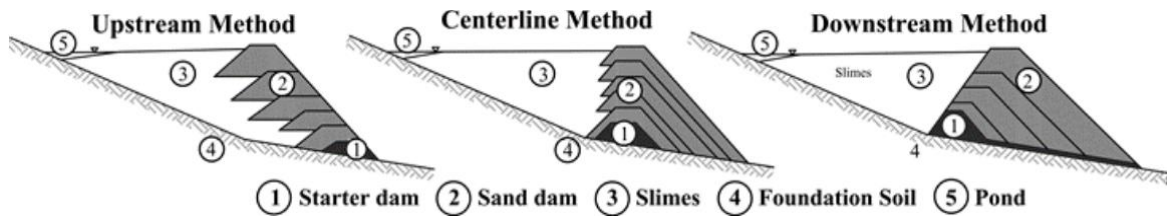


Figura 1-2 - Metodologías de Construcción para Tranques de Relave (Troncoso, 2017)

b) **Relaves filtrados, en pasta y espesados:** Estas tipologías se caracterizan por recuperar una gran cantidad de agua del relave, para los cuales se tienen contenidos de sólidos cercanos a 85, 75 y 60% respectivamente. La diferencia con los anteriores es que no requieren prisma resistente, sino más bien un muro de contención para el relave recientemente depositado o algún mecanismo que evite que el relave fluya a otras áreas. Los contenidos de sólidos entre 60 a 80% pueden obtenerse mediante espesadores los cuales sedimentan el relave en estanques de gran tamaño, para contenido de sólidos mayores al 75% es recomendable usar equipos especiales conocidos como filtros.

Un parámetro de interés para la selección del sistema de transporte del relave, así como del sistema de recuperación de agua, corresponde a la tensión de fluencia (yield stress); en aquellos fluidos en los que al aplicar un esfuerzo de corte este experimenta deformaciones irreversibles de manera inmediata, este parámetro es nulo.



Figura 1-3- Yield Stress para diferentes contenidos de sólidos en relaves de diferentes fábricas (Elaboración Propia)

En contraste, si es necesario alcanzar un valor umbral para generar deformaciones en el fluido este tiene un yield stress distinto de 0. Los fluidos cuyo yield stress es nulo son conocidos típicamente como fluidos newtonianos, el relave en particular corresponde a un fluido altamente no newtoniano en el cual el yield stress debe ser medido para su transporte en sistemas gravitatorios o de impulsión. La Figura 1-3 detalla que tipo de equipo es necesario para alcanzar un valor de tensión de fluencia controlado para y que rango de contenido de sólidos es posible esperar para dicho valor de tensión de fluencia. Valores de yield Stress se presentan en la Tabla 1-3.

Tabla 1-3 - Valores típicos de Yield Stress para sustancias conocidas (Fourie & Jewell, 2007)

Substancia	Yield Stress (Pa)	Substancia	Yield Stress (Pa)
Salsa de Tomate	15	Mantequilla de Maní	1900
Yoghurt	80	Relaves espesados Convencionales	30-100
Pasta de Dientes	110	Relaves Filtrados	>300

Este parámetro depende del contenido de sólidos al que se deposita el relave, en la Tabla 1-3 y la Figura 1-4 se muestran relaves depositados en diferentes rangos de contenidos de sólidos, para las formas de transporte y manejo de relaves existentes.



Figura 1-4 - Formas de deposición de relave (Elaboración Propia)

1.2 FALLAS EN DEPÓSITOS DE RELAVES

Tanto a nivel mundial como nacional, debido a diversos eventos, estos depósitos pueden fallar. Una falla de este tipo de estructuras implica la movilización del material almacenado a una zona distinta a la proyectada para su depositación. Estos eventos pueden generar daños humanitarios, económicos y ambientales. A continuación, se detallan las estadísticas de

falla a nivel mundial de presas convencionales y presas de relave entre 1800 y 200 según ICOLD (2001) como se observa en la Figura 1-5.

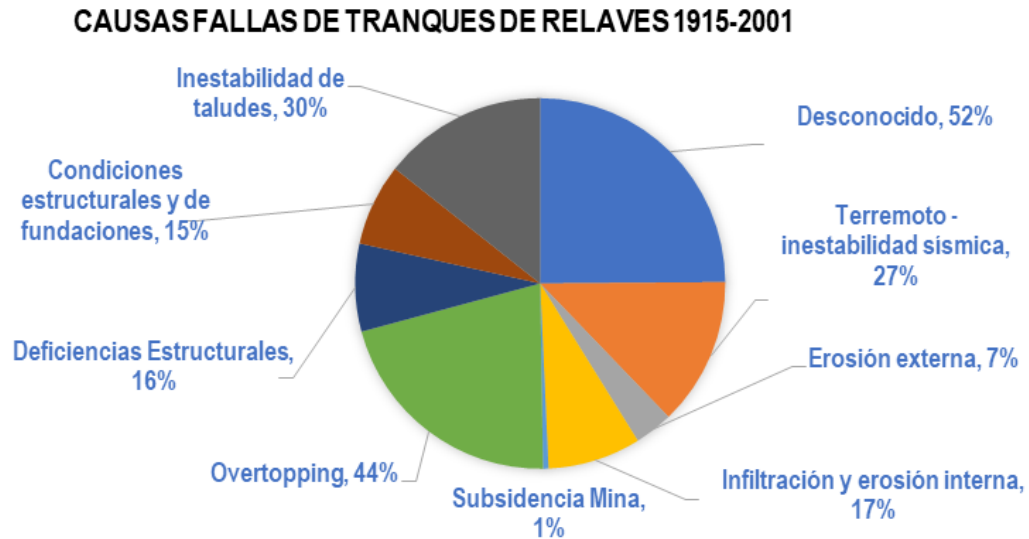


Figura 1-5 - Incidentes según modo de falla en depósitos de relave a nivel mundial (ICOLD, 2001)

A nivel mundial Chile se encuentra con un bajo número de incidentes en relación a países como Estados Unidos, el cual posee a la actualidad más de 30 fallas de depósitos. Un ejemplo de las fallas a nivel mundial corresponde a la falla en Canada, Mount Polley, la cual ocurrió el 4 de agosto de 2014 (Pannel, 2015). En este caso la caracterización del suelo de fundación pre-emplazamiento del depósito no fue suficientemente robusta para detectar un estrato glaciolacustre, el cual bajo las cargas impuestas por el depósito cambio su estado de sobreconsolidación a normalmente consolidado. Generando el cambio grandes deformaciones y por consecuencia asentamiento en el prisma resistente, agrietamiento y posterior escurrimiento de lamas (Ver Figura 1-6).



Figura 1-6 - Catastrofe en Canada, Mount Polley año 2014 (Pannel, 2015)

Una alta actividad sísmica en Chile junto con la existencia de numerosos depósitos de relave asociados principalmente a la industria del Cobre, ha generado una historia de falla en depósitos de relaves desde principios del Siglo XX hasta hoy en día.

1.3 DESCRIPCIÓN DE CASOS EMBLEMÁTICOS

Ha habido fallas de depósitos de relaves en Chile, en la Tabla 1-4 se enumeran algunas de las que han sido reportadas. Cuatro causas han sido establecidas como los principales factores contribuyentes a la inestabilidad de estas estructuras: Método de construcción, baja compactación, alto contenido de finos en las arenas de cicloneo y alto grado de saturación. Asociado a esto, los mecanismos de falla dominantes son: Licuefacción sísmicamente inducida con falla de flujo, inestabilidad del prisma resistente con deformaciones inducidas sísmicamente y overtopping (Troncoso, 2017).

Tabla 1-4 – Fallas en depósitos de relave reportadas por Troncoso (2017)

Depósito	Año	Fatalidades	Altura (m)	Magnitud Sismo
Barahona	1928	54	65	8.3
El Cobre Viejo	1965	>200	35	7.4
El Cobre Nuevo	1965		19	7.4
Veta del Agua N°2	1981		30	6.5
Cerro Negro	1985		50	7.8
Veta del Agua N°1	1985		24	7.8
Planta Chacón	2010		-	8.8
Planta Bellavista N°1	2010		14	8.8
Veta del Agua N°5	2010		17	8.8
Las Palmas	2010	4	15	8.8

Históricamente en Chile los casos de mayor impacto corresponden a la falla del tranque Barahona y El Cobre. Los cuales se describen a continuación.

a) Depósito Barahona: La falla del depósito Barahona ocurrió durante el Terremoto del 1 de diciembre de 1928. Este depósito se ubica en la cordillera de los andes en la mina el Teniente, 80 km al sur este de Santiago en la zona Central de Chile. La altura del depósito era de 65 (m) y había sido construido mediante el método aguas arriba durante 8 años. El epicentro del sismo fue 180 km del depósito, ello generó 30 ciclos de gran aceleración, debido a esto las lamas recientemente depositadas aumentaron su presión de poros a un valor que permitió generar licuefacción, de forma simultánea el paramento izquierdo del prisma resistente se asentó y generó grietas que permitieron el flujo de las lamas aguas abajo (Ver Figura 1-7 a). Las consecuencias de la falla de este depósito fueron contaminación de cursos naturales de agua, pérdidas de infraestructura de la mina y un campamento ubicado 12 km cerca del río causando la pérdida de 54 vidas. Los relaves fluyeron 30 km aguas abajo del depósito (Ver Figura 1-7 b).

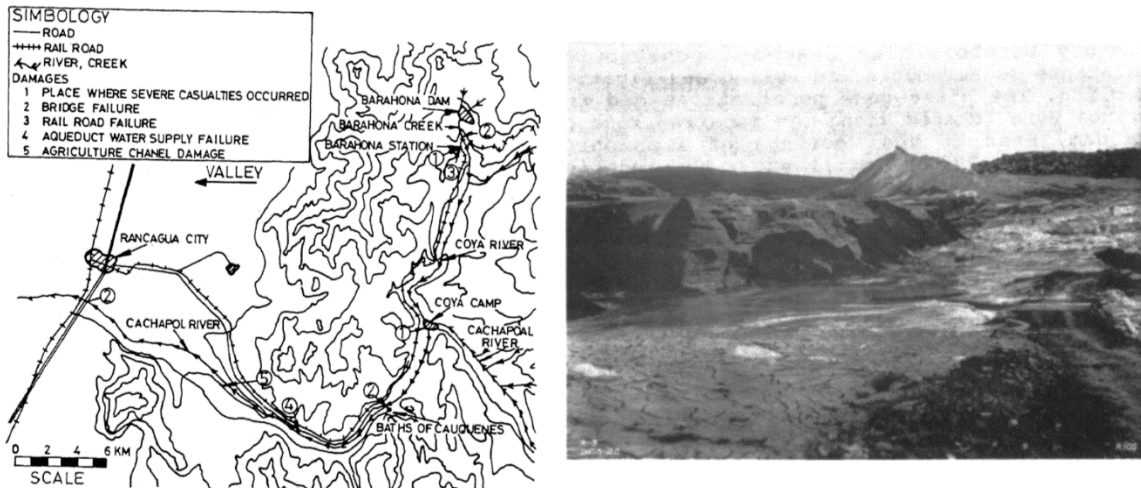


Figura 1-7 –a) Área afectada por la falla de flujo b) Detalles de la zona licuada 12/05/1928 (J. Troncoso et al, 1993)

b) Depósitos el cobre: La falla del cobre viejo y nuevo es conocida por generar la pérdida de 200 vidas. La falla ocurrió en 28 de marzo de 1965 debido a un sismo de magnitud 7.4 en el centro de Chile, cuyo epicentro fue a sólo 40 km del depósito los detalles de esta falla han sido descritos por (Dobry & Alvarez, 1967). Al igual que la falla de Barahona esta corresponde a una falla por licuefacción, con una metodología de construcción aguas arriba, la cual era utilizada debido a que estos depósitos eran de baja altura en comparación a los existentes en la actualidad (Ver Figura 1-8 a y b).



Figura 1-8 –a) Campamento minero el cobre sepultado bajo relave b) Cancha de campamento el cobre cubierta por relave (Valenzuela, 2016)

1.4 MONITOREO GEOTÉCNICO

Debido a las fallas mencionadas, en la gran industria minera recientemente se ha introducido como una buena práctica realizar monitoreo para control operacional del depósito de relave, incluyendo en este aspectos sísmicos. Sin embargo el monitoreo no es exigido para todos los tipos de depósitos por la normativa (Minería, 2007) Para minimizar el riesgo asociado a la estabilidad de estas estructuras, algunas empresas mineras optan por asesorarse mediante servicios de monitoreo. Un ejemplo de esto es La Empresa Nacional de Minería (ENAMI) que realiza controles operacionales de forma regular por ejemplo sobre el tranque Matta (Espinace et al, 2018). Otro avance en el monitoreo de depósitos corresponde a la iniciativa de Fundación Chile “Tranque Inclusivo”, la cual consiste en un sistema de monitoreo en línea sobre depósitos de relaves frente a eventuales situaciones de emergencia. El objetivo de dicha iniciativa es fortalecer la gestión, reducir la percepción de riesgo y mejorar la comunicación con la población.

Con el objetivo de asegurar la estabilidad de los depósitos de relave, existen algunas exigencias consideradas por la normativa chilena: La inclusión de una revancha mínima de 2 (m), prohibición del método aguas arriba para la construcción de depósitos, monitoreo de presión de poros, niveles piezométricos, deslizamientos, deformaciones verticales y horizontales, filtraciones y aceleraciones sísmicas. Además se exige para algunos casos la inclusión de sistema de drenaje

basal, la mantención de una distancia mínima entre la laguna de aguas y la ubicación del muro de contención. En particular para muros de tranques de relaves las arenas deben tener un nivel de compactación adecuado, para esto típicamente se controla en relación al ensayo proctor, y finalmente el Decreto supremo 248 exige un porcentaje de finos menor al 20% (Villavicencio et al, 2014). Sin embargo, estas regulaciones como se mencionó anteriormente, no se exigen para todos los tipos de depósitos, quedando por ejemplo los depósitos de relaves espesados con muy bajas exigencias de control. Adicional al control operacional, en algunos casos se exige incluir monitoreo sísmico de los depósitos de relave en el área de disposición. Para esto se usan acelerómetros con el fin de verificar el comportamiento mecánico.

Una de las formas de control operacional usada en la gran minería, consiste en la instalación de instrumentación geotécnica. Algunas de estas herramientas consisten en; piezómetros (Ver Figura 1-9 b), los cuales realizan medición de presión intersticial a través de una perforación en el suelo, revestida con una camisa sólida y en la zona que se desea medir la presión se cambia la sección a un revestimiento poroso o con aperturas, de tal manera de equilibrar la presión con la del medio en el sensor de agua. Otra herramienta tradicional son los inclinómetros (Ver Figura 1-9 a) los cuales se basan en la deformación de una “vara” hincada en el suelo, la cual tiene inclinómetros a alturas predefinidas, para poder determinar el desplazamiento lateral mediante el desplazamiento relativo de cada sección instrumentada con inclinómetros, estos pueden trabajar en grupos o por sí solos (Eberhardt & Stead, 2009).

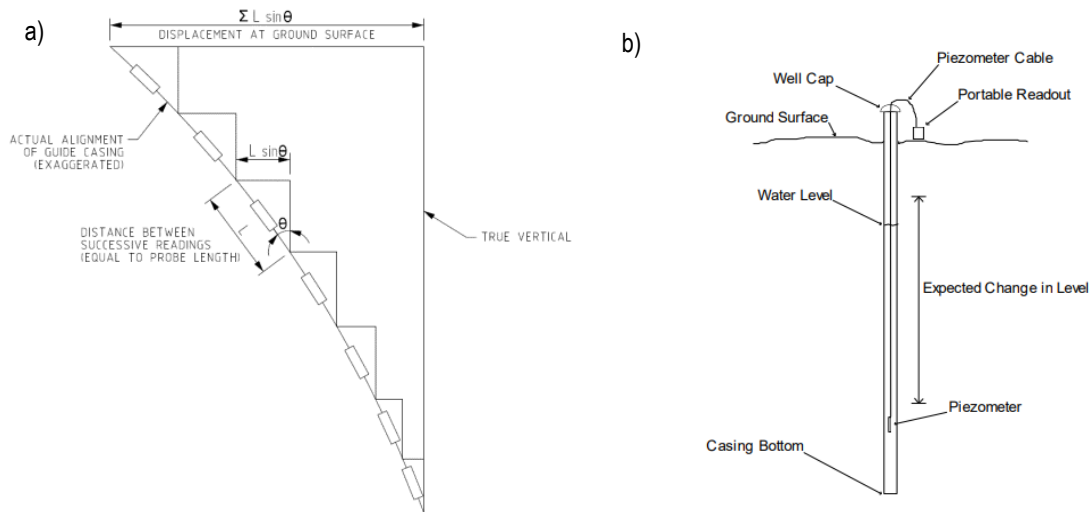


Figura 1-9 –a) Principio Inclinómetro b) Instalación típica Piezómetros (Eberhard & Stead, 2009)

Las técnicas de monitoreo geotécnico se separan por lo general en 2 categorías, monitoreo remoto y monitoreo in-situ, a continuación se describen algunas técnicas de ambas categorías.

a) Monitoreo remoto no convencional: Estas son técnicas relativamente recientes algunas de ellas aun en desarrollo, pueden consistir en levantamientos topográficos y/o control de humedad mediante dron; una cámara multiespectral equipada a un dron puede obtener imágenes en el rango cercano al infrarrojo (NIR), al restar la imagen visible con la NIR (Near Infra-Red) se obtiene el índice NDVI o de vegetación el cual puede ser asociado con un estado saturado o seco de acuerdo con una curva de calibración construida en laboratorio para un relave particular, de la misma manera es posible procesar imágenes multiespectrales provenientes de satélites para obtener similares resultados, con una resolución menos afinada (Araya et al, 2018). Un monitoreo remoto más común es realizar control de deformaciones mediante imágenes satelitales; procesando dos o más imágenes InSAR en tiempos distintos y con la utilización de un modelo de elevación digital (DEM) se pueden estimar deformaciones en la superficie terrestre, donde al restar la diferencia entre las longitudes de onda en los tiempos respectivos de cada imagen se obtiene el desplazamiento en la superficie (Hermosilla, 2016).

b) Monitoreo in-situ: Mediante prospecciones superficiales como lo son el uso de Mediciones geofísicas como MASW/MAM, razón espectral H/V, sensores de humedad, permeámetros, así como en profundidad entre las cuales se encuentran los penetrómetros. El más común es el ensayo de penetración estándar (SPT), el cual consiste en el hincado de un tren de barras con un muestreador de cuchara en la punta (ver Figura 1-10 a).

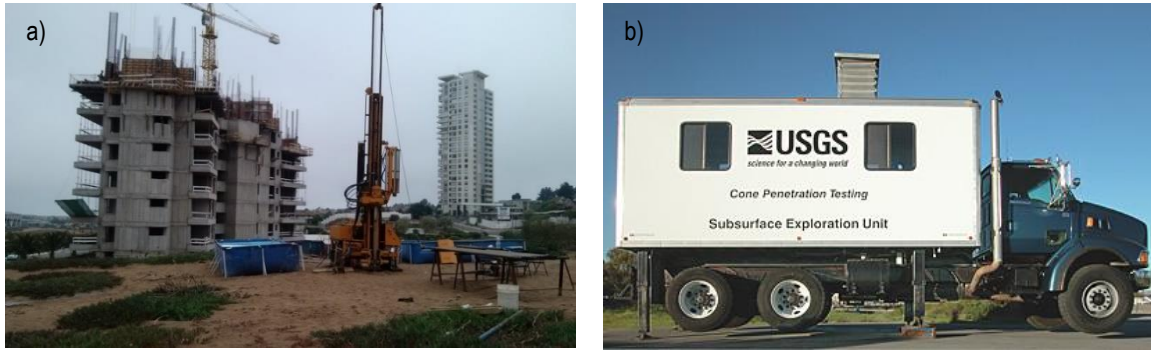


Figura 1-10 – a) Sondaje de penetración estándar (LEMCO, 2019) b) Sondaje de penetración mediante cono (CPT)

Una de las ventajas principales de los penetrómetros como el SPT son las profundidades de prospección alcanzadas que pueden llegar hasta los 100 (m). Por otra parte la amplia cantidad de estudios asociados y directa relación a parámetros geotécnicos de interés resultan convenientes. Algunos ejemplos del uso del parámetro (N_{60}) son: permite estimar la densidad relativa, ángulo de fricción (Das et al, 2018), cálculo de potencial de licuefacción (R. W. Boulanger & Idriss, 2014), clasificación sísmica de sitios en caso de proyectos habitacionales (INN, 2012b), entre otras. Este tipo de prospección permite recuperación de muestras semialteradas para una adecuada caracterización del sitio. Es posible analizar el material proveniente del sondaje aunque no se recupere en forma de muestra semialterada. Las desventajas son sus altos costos, importantes tiempos de instalación y que no permite analizar suelos arcillosos blandos como los típicamente encontrados en cubetas de depósitos de relaves o suelos con clastos.

Otro penetrómetro corresponde al sondaje de penetración mediante cono (CPTu, ver Figura 1-10 b) el cual es un ensayo relativamente más moderno. Este se diferencia del SPT en que se realiza a una tasa de penetración constante, y consta de una punta cónica la cual registra la fuerza ejercida sobre el área de la punta, así como la fuerza ejercida en el manto del penetrómetro. Esto permite tener 3 mediciones de resistencia mecánica asociadas a la resistencia de la punta (q_c), la resistencia ejercida por el manto, esta última se conoce como fuste (f_s) y la presión de poros (u). Además este incorpora distintos módulos especiales que permiten realizar mediciones diversas entre las cuales se encuentran: Velocidad de onda de corte, resistividad eléctrica, rayos X, ensayo de resistencia no drenada entre otros (Cabal & Robertson, 2015).

Algunas de las ventajas de este penetrómetro son que permite una rápida y continua adquisición de datos, data repetible y confiable que no depende del operador, base teórica completa para su interpretación. Por otra parte algunas de las desventajas son su alto costo, ya sea como servicio o inversión, no permite recuperar muestras de suelo, no es capaz de perforar estratos compuestos de altos contenidos de grava y/o capas altamente cementadas, y requiere operarios con un alto grado de capacitación.

c) Monitoreo con penetrómetros dinámicos ligeros: En los últimos años los penetrómetros dinámicos ligeros (en adelante DLP's) han sido una solución a estos problemas, estos poseen la ventaja de ser de rápida instalación, requieren personal poco capacitado, poseen un bajo costo y mínima mantención, se pueden realizar en casi cualquier condición del terreno, incluyendo altas pendientes y terrenos blandos en donde no sería posible ingresar con un penetrómetro tradicional. Por otra parte, sus desventajas son que en la actualidad omite información como la presión de poros (u), la resistencia por fuste (f_s), la velocidad de onda de corte (V_s), entre otros, que mediante la utilización de otras técnicas o penetrómetros SCPTu si pueden obtenerse. Además, en comparación a los otros ensayos de penetración, los penetrómetros ligeros alcanzan profundidades que van desde los 2 a los 6 (m) de profundidad dependiendo del modelo del penetrómetro y de los requerimientos del estudio.

Una de las aplicaciones más comunes de los penetrómetros ligeros en la geotecnia minera es el control de compactación muros de tranques de relaves, los cuales se construyen con la fracción gruesa del relave que tiene contenidos de finos menores al 50% para lo cual existe la normativa NCh 3261 (INN, 2012a) y francesa (AFNOR, 2000). Por otra parte, se han propuesto expresiones o metodologías que utilizan la resistencia por punta de DLP's para estimar la resistencia a la

licuefacción cíclica (Villavicencio et al, 2016), determinar la capacidad de soporte y asentamientos del suelo (Garcia et al, 2016).

Un DLP consiste en un tren de barras provisto en su extremo de una punta cónica metálica, el cual se hincan en el suelo mediante el impacto de un martillo de masa estándar. El usado en este estudio corresponde al equipo conocido comercialmente como PANDA por sus siglas en francés Pénétrètre Autonome Numérique Dynamique Assisté (Penetrómetro Autónomo Numérico Dinámico Asistido). El tren de barras tiene 14 (mm) de diámetro el cual es hincado mediante un martillo de masa 2 (kg) y una punta cónica de 2.2 cm de diámetro y 4 (cm²) de área de punta (Ver Figura 1-11 a y b). Este impacto genera una onda la cual penetra en el suelo y es registrada de manera continua obteniéndose la resistencia de punta mediante la fórmula holandesa que relaciona la energía que se le aplica al penetrómetro, la masa del martillo, y el área de la punta cónica con la presión por punta (Gourves & Barjot, 1995).

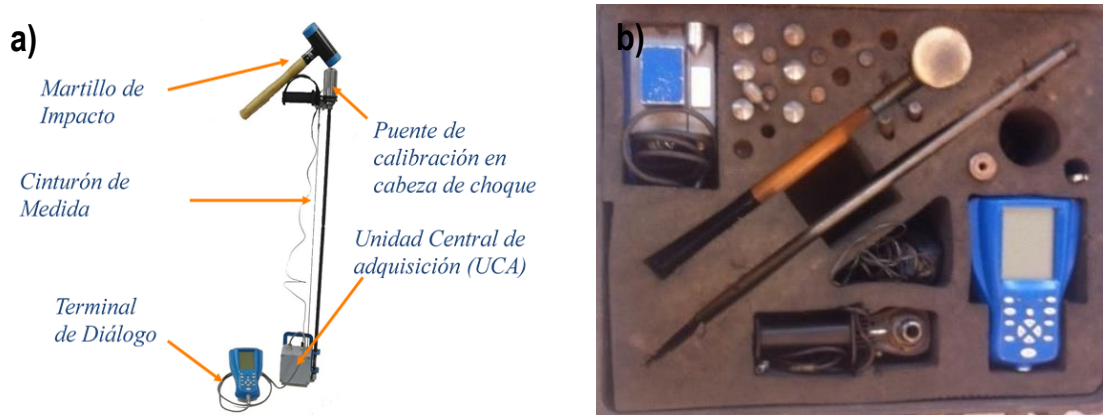


Figura 1-11 – a) Descripción Penetrómetro Panda b) Penetrómetro Panda (Solution, 1995)

De esto se concluye entonces que el principio de funcionamiento es un intermedio entre el SPT y el CPT. Del mismo modo, las expresiones obtenidas para ensayos tradicionales para la estimación de parámetros resistencia (e.g. ϕ , D.R.), así como funciones de corrección del ensayo (e.g. C_N , C_q) podrían no ser aplicables directamente a este ensayo. En la Tabla 1-5, se presentan las características generales de los diferentes tipos de penetrómetros dinámicos portátiles, actualmente utilizados en la práctica de ingeniería.

Tabla 1-5 - Tipo de penetrómetro ligero (Villavicencio, 2009)

Características	PANDA	Utility DCP	Standard DCP	PANDITO
Norma	NCh 3261	ASTM D 7380	ASTM D 6951	-
Peso martillo (Kg)	2,0	2,3	8,0 o 4,6	5,0
Altura de caída del martillo (cm)	Variable	50,8 ± 1,0	57,5	61,0
Diámetro exterior de la barra (cm)	1,4	1,75	1,60	1,4
Longitud de barras (cm)	50	47,1	100,1	52
Profundidad máxima (m)	6,0	0,16	1,0	0,50
Características de la punta	Cónica 90°	Cónica 25°	Cónica 60°	Cónica 60°
Diámetro Punta (cm)	2,2	2	2	1,25

Cerca del año 1990 con la aparición de los penetrómetros ligeros PANDA (Gourves, 1995), se alcanzaron profundidades de hasta 6 m, y se empezó a discutir la necesidad de considerar el estado tensional del suelo (Villavicencio et al., 2016). La resistencia de punta obtenida por los penetrómetros ligeros (q_d), el CPT (q_c), así como el valor (N_{spt}) del ensayo de penetración estándar, es una función de diferentes características del suelo, incluyendo la forma de las partículas, el tamaño de las partículas, la edad, el origen, la trayectoria de esfuerzos a la que ha sido sometido el suelo, entre otras. Sin

embargo, la densidad y la presión de confinamiento son los parámetros que más influyentes en la respuesta (Salgado, et al, 1997), (Moss et al, 2006).

Los DLP's como el PANDA resultan atractivos para el monitoreo de depósitos en general, considerando los aspectos mencionados previamente como sus bajos tiempos de prospección e instalación en comparación con los ensayos SPT y CPT permiten realizar un control operacional frecuente y abarcando mayor superficie. Sin embargo todavía existe una incertidumbre respecto al efecto de las variables de estado en la resistencia a la penetración de los mismos (q_d). En este contexto uno de las preguntas que surge en relación a los DLP's y su uso en el monitoreo de depósitos en sus distintas etapas es: ¿cuál es la relación entre la resistencia por punta y las variables de estado? Se definen entonces variables de estado aquellas que no dependen del material, sino más bien son necesarias para la descripción de un sistema, por otro lado aquellas que si dependen del sistema material están determinadas principalmente por el proceso productivo y se conocen como propiedades índice. Responder esta pregunta es uno de los desafíos que contempla la presente investigación, para esto se realizaron pruebas de laboratorio en condiciones controladas para materiales característicos de aquellos presentes en depósitos de relave.

d) Variabilidad en depósitos de relave: Por otro lado los depósitos de relave presentan variabilidad de diversas fuentes. Aquellas características que pueden presentar una mayor variación producto de la operación o del proceso de generación de depósitos deben ser definidas, para lo cual se separa en 4 tipos de fuentes de variabilidad: Material, la cual corresponde a propiedades inherentes del material. Estructural, la cual se relaciona con la tipología (e.g tipo de depósito) y estructuración de la masa de suelo (e.g deposición por capas). Variabilidad espacial, que guarda relación con la variación de las anteriores en el espacio y temporal asociada al cambio de propiedades producto del tiempo. En la Tabla 1-6 las fuentes de incertidumbre en la generación de depósitos de relave es detallada, a modo de ejemplo se utiliza el depósito de relaves de Planta Matta de Enami, se detallan las fuentes de variabilidad en relación a la etapa productiva o característica que genera variabilidad en el depósito (Villavicencio, 2009).

Tabla 1-6 - Fuentes de incertidumbre Planta Matta (Villavicencio, 2009)

Fuente de Variabilidad	Origen	Efecto sobre el depósito	Propiedades Geotécnicas	Variabilidad	Tipo de Variabilidad
Sector de la Industria Minera	Gran Minería, Mediana, Pequeña. Privada/Pública	Homogeneidad o heterogeneidad de los residuos mineros	Propiedades Índice y Propiedades Mecánicas	Material	Espacial
Proceso de extracción	Tipo de mineral	Variabilidad de minerales constituyentes	Propiedades Índice	Material	Espacial
Molienda y extracción	Ley del mineral	Distribución de tamaños de partículas, adición de polímeros y cal	Granulometría y peso específico	Material	Espacial
Almacenamiento	Metodología de cicloneo y construcción	Variación de características físicas y mecánicas	Granulometría y estado in-situ inicial	Estructural	Espacial
Operación	Secado de la cubeta y compactación del Muro	Variación de características físicas	Propiedades de estado	Estructural	Temporal
Cierre	Envejecimiento y cementación de partículas	Aumento de Cohesión y disipación de presiones intersticiales	Propiedades de estado. Comportamiento mecánico	Estructural	Temporal

Se observa de acuerdo con las fuentes de variabilidad típicas para el tranque de la Tabla 1-6, que aquellas propiedades que pueden ser controladas corresponden a las relacionadas a las etapas de almacenamiento, operación y cierre, siendo las otras determinadas por el proceso productivo.

Para esto se requiere de herramientas de análisis espacial que permitan una interpretación global de los resultados. Entre estas herramientas destaca el uso de herramientas como lo son la interpolación y geoestadística. En geoestadística cada valor está asociado a una coordenada geográfica. El análisis geoestadístico supone alguna relación entre la ubicación y una característica en particular, el supuesto más común es que la estructura de covarianza (variograma) se mantiene para puntos de similares características en origen (familia estadística). Esto permite predecir las distribuciones espaciales del parámetro en estudio para ubicaciones en las que no se han realizado prospecciones. Resulta atractiva la incorporación de esta herramienta en el monitoreo geotécnico de depósitos de relave ya que investigaciones realizadas en USM y PUCV indican que estas estructuras, en algunos casos presentan estructuras variográficas definidas (Villarreal, 2018).

Si bien la geoestadística fue concebida inicialmente para el estudio de yacimientos mineros en la década del 60, no es hasta el año 1978 cuando se publican los primeros estudios que relacionaban esta rama con la geotecnia. Desde entonces se han desarrollado algunos estudios geotécnicos en los que aplica la geoestadística de diversas maneras, por ejemplo: elaboración de mapas de variabilidad de ensayos SPT (Londoño et al, 2010); mapeo de riesgos de licuefacción (Baise et al, 2006); caracterización geotécnica en base a contenido de agua y resistencia de punta (Rodríguez, 2010), entre otros. Asimismo en los últimos años también se han desarrollado modelos tridimensionales para la modelación de los flujos de agua causados por tranques de relave (Vargas, 2013).

Considerando nuevamente la Tabla 1-6, una fuente de incertidumbre en las propiedades geotécnicas que controlan la estabilidad física de residuos mineros corresponde a la variabilidad espacial, ya que la variabilidad temporal es controlada de manera natural si se realizan monitoreos sucesivos durante la fase operativa. Es por esto que en la presente investigación se utilizan DLP's en pruebas de campo para caracterizar el estado in-situ a través de (q_d) de relaves. La información prospectada será analizada espacialmente mediante herramientas avanzadas como la geoestadística.

1.5 OBJETIVOS Y ESTRUCTURACIÓN DE LA TESIS

a) Objetivo General:

Estudiar la relación entre las variables de estado como densidad, humedad, presión de confinamiento y la resistencia por punta medida por penetrómetros ligeros, tanto en condiciones de terreno como controladas de laboratorio a través de una cámara de calibración.

b) Objetivos Específicos:

- Realizar un análisis paramétrico de la resistencia por punta obtenida mediante penetrómetros ligeros en condiciones controladas de laboratorio, para Arenas de relave y Relaves Limosos
- Llevar a cabo trabajos de terreno que permitan determinar condiciones típicas de operación en cubetas de depósitos de relaves o depósitos de relaves espesados, así como una caracterización de las propiedades de los relaves analizados
- Determinar las variables que influyen en la resistencia por punta de penetrómetros ligeros en condiciones de terreno para los depósitos analizados
- Realizar un control geotécnico de los depósitos analizados mediante los penetrómetros ligeros y herramientas que complementan la información obtenida por estos
- Comparar el uso de la geoestadística con técnicas de estimación espacial como el método del inverso de la distancia para su uso en la interpretación de la resistencia a la penetración en depósitos de relave
- Estudiar la existencia de estructuras de variación espacial en los depósitos de relave analizados
- Estimar la condición de estabilidad física de los depósitos analizados

c) Estructuración del trabajo:

El presente trabajo consta de 7 capítulos, en los cuales se detallan los trabajos realizados en la presente investigación. Los capítulos IV y V fueron pensados como casos de estudios para la aplicación de parte de los resultados del trabajo de laboratorio así como corroborar si en sitio se siguen relaciones similares a las encontradas en laboratorio.

- **Capítulo I:** Presenta la fundamentación de la problemática
- **Capítulo II:** Presenta las bases teóricas que permiten desarrollar la investigación
- **Capítulo III:** Se presenta, analiza e interpreta sobre el trabajo de laboratorio realizado
- **Capítulo IV:** Se describen, analizan e interpretan los trabajos de campo realizados en la faena Cerro Negro Norte y se desarrolla la aplicación de parte de los resultados del trabajo de laboratorio
- **Capítulo V:** Se describen, analizan e interpretan los trabajos de campo realizados en la faena Delta de Enami y se muestra la aplicación de parte de los resultados del trabajo de laboratorio
- **Capítulo VI:** Se presentan conclusiones generales del trabajo de investigación
- **Capítulo VII:** Se presentan lineamientos generales de posibles trabajos futuros a realizar a partir de la presente investigación.

2 CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO

2.1 USO DE PENETRÓMETROS EN GEOTECNIA

Dentro de las técnicas de monitoreo in-situ se encuentran los penetrómetros. Existen variados tipos de penetrómetros los cuales entregan distintos tipos de mediciones, el más común en Chile corresponde al ensayo de penetración estándar.

2.1.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

a) Descripción: Este ensayo se ejecuta durante una perforación en el terreno, para medir de manera aproximada la resistencia del suelo a la penetración a través del hincado de un muestreador de cuchara partida a varias profundidades de prospección bajo la superficie. Esta prueba permite extraer una muestra de suelo alterada a distintas profundidades, la prueba de campo se realiza según la norma D-1586 (ASTM, 2011) o el estándar nacional NCh 3364 (INN, 2014). En la Figura 2-1 a) se muestra una sección transversal del muestreador de cuchara partida utilizado normalmente en esta prueba, en la Figura 2-1 b)

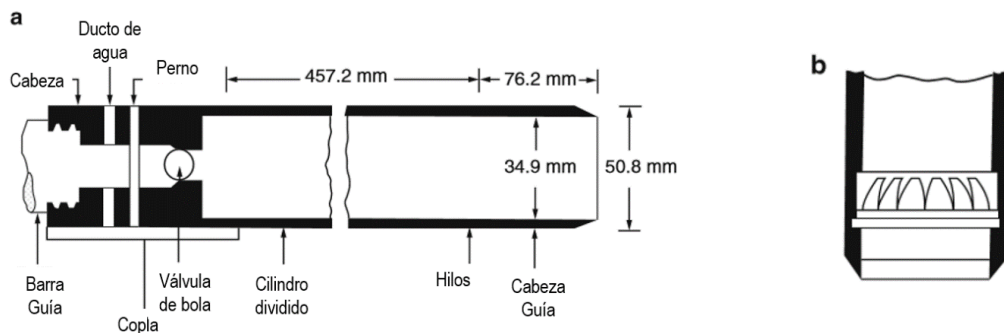


Figura 2-1 –a) Sección de muestreador de cuchara partida estándar b) Sujeta núcleo de resortes (INN, 2014)

La herramienta consiste en un tubo de acero que está longitudinalmente dividido a la mitad y tiene una copla en la parte superior. La copla conecta el muestreador a la barra perforadora. Las medidas estándar del tubo se muestran en la Figura 2-1 a).

Cuando una perforación alcanza un valor de profundidad predeterminado, se puede realizar un test de penetración estándar (SPT) para el cual se debe remover la herramienta de perforación. El muestreador se conecta al equipo de perforación y se desciende a la base del agujero. Luego se hincan en el suelo mediante golpes de un martillo en la parte superior de la barra de perforación. La masa estándar del martillo es de 622.72 N, para cada golpe el martillo cae una distancia de 0.762 m. El número de golpes requerido para hincar el muestreador de cuchara 3 intervalos de 15 cm cada uno es anotado, suelen descartarse las mediciones de los primeros 15 cm. Se suma el total de golpes en los últimos 2 intervalos y este valor por lo general se conoce como el valor N . Luego el muestreador es retirado y se recupera la muestra de suelo la cual es asegurada y transportada a laboratorio. El sujeta nucleos de la Figura 2-1 b) evita la salida del material del muestreador.

b) Corrección y normalización: Una vez obtenido este valor N , el mismo debe ser corregido por una serie de factores, entre los cuales se encuentran la eficiencia energética del martillo que golpea η_H , el cual a su vez posee correcciones por el tamaño de la perforación η_B , uso de liner en el muestreador o no η_S , corrección por el largo del tren de barras η_R , obteniendo así un valor (N_{60}) o valor de penetración estándar corregido para las condiciones de campo, como se muestra en la ecuación 2.1.

$$(2.1) \quad N_{60} = N \frac{\eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

La resistencia a la penetración se ve influenciada por la presión vertical efectiva por lo que para algunos casos este valor debe ser corregido para desagregar el efecto de dicha variable y poder estimar parámetros resistentes. Otra corrección corresponde a la por presión de confinamiento (C_N), en la Tabla 2-1 se detallan expresiones utilizadas para su estimación según el material utilizado. Este factor relaciona el número de golpes a una presión de confinamiento de 1 atmosfera o 100 kPa (P_a) con una presión vertical efectiva dada (σ_v') pudiendo usar o no parámetros de ajuste (a, b) y un factor (m) que depende del tipo de suelo y/o de la densidad relativa (D_R) que determina el grado de dependencia con la presión vertical efectiva. Una vez corregido el valor del número de golpes por confinamiento se obtiene el número de golpes a una atmosfera ($(N_1)_{60}$).

Generalmente los factores normalización por presión de confinamiento han sido obtenidos de manera empírica, a partir de resultados obtenidos desde ensayos de cámara de calibración y/o desde datos de campo (Deger, 2014). Las relaciones generales empleadas para normalizar la resistencia de cono total (q_c) o neta ($q_{cnet} = q_c - \sigma_v'$) descrita en acápite siguiente y el índice N60 (Valor N corregidos considerando una eficiencia energética de 60%, longitud de barras, diámetro del sondaje y uso de liners) son las que se detallan en las ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.4.

$$(2.2) \quad (N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^m$$

$$(2.3) \quad qc_1 = C_q \cdot q_c \quad C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^c$$

$$(2.4) \quad qc_{1net} = C_q \cdot (q_c - \sigma_v') \quad C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^c$$

Donde qc_1 es la resistencia de cono normalizada a la presión atmosférica (1 atm), qc_{1net} resistencia de cono neta normalizada a la presión atmosférica (1 atm), C_q factor de corrección por presión de confinamiento para valores de qc .

Las relaciones para SPT que se detalla en la Tabla 2-1 obtenidas por diferentes autores se basan principalmente en 2 bases de datos en cámara de calibración que corresponden a la data de Gibbs & Holtz (1957) y la de Marcuson & Bieganousky (1977).

Tabla 2-1 - Factor de corrección por confinamiento para SPT (Elaboración Propia)

Autor	Ecuación	Consideraciones	Ec	Material	Datos
(Teng, 1962)	$C_N = \left(\frac{50}{10 + \sigma_v'} \right)$	$\sigma_v' [lbs / in^2]$	2.5	Arena fina y guresa	Gibbs & Holtz, (1957), Cámara de calibración
(Liao & Whitman, 1986)	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^{0.5}$	Unidades consistentes	2.6	Arena	Gibbs & Holtz, (1957), Cámara de calibración

(Skempton, 1986)	$C_N = \frac{a/b + 1}{a/b + \sigma'_v}$	σ'_v . [kgf / cm ²] $\frac{a}{b} = \begin{cases} 1 - 2, N.C Sands \\ 0.6 - 0.8, O.C Sands \end{cases}$ N.C. Normalmente consolidada O.C. Sobreconsolidada	2.7	Arena Normal y sobreconsolidada gruesa y fina	Marcuson & Bieganousky, (1977), Gibbs & Holtz, (1957), Cámara de calibración
(Boulanger, 2003, 2014)	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m$	$m = 0.317 D_R^{-0.716}$ $D_R =$ Densidad relativa (-)	2.8	Arena Normal y sobreconsolidada gruesa y fina	Marcuson & Bieganousky, (1977), Cámara de calibración

c) Estimación de parámetros geotécnicos: Los usos de los resultados del ensayo de penetración estándar son variados, se han desarrollado diversas correlaciones que permiten estimar parámetros geotécnicos tanto de estado como resistentes, en la Tabla 2-2 se presentan algunas correlaciones comúnmente utilizadas en la práctica de ingeniería para estimación de parámetros de suelos.

Tabla 2-2 – Correlaciones entre parámetros geotécnicos y valor N de SPT (Elaboración propia)

Parámetro	Autor	Ecuación		Material			
Densidad Relativa (D_r)	Meyerhof, (1957)	$N = \left(17 + 24 \frac{\sigma'_0}{P_a} \right) D_r^2$	2.9	Arena fina y gruesa			
Ángulo de fricción (ϕ)	Wolff, (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3N_1 - 0.00041N_1^2$	2.10				
	Hatanaka & Uchida, (1996)	$\phi = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$	2.11				
Resistencia no drenada, (c_u)	Terzagui & Peck, (1967)	$c_u = 6N_{60}$	2.12	Suelos arcillosos			
	Stroud, (1975) y . Salgado, et al (1998)	$\frac{c_u}{P_a} = \alpha' N_{60}$	2.13				
Velocidad de Onda de Corte (V_s)	(Dikmen, 2009)	$V_s = \alpha N^\beta$		2.14	Arena, Limo y Arcilla		
		Parámetro	Arena			Limo	Arcilla
		α	73			60	44
β	0.33	0.36	0.48				

d) Estimación del potencial de licuefacción: Finalmente uno de los usos quizás más importante en depósitos de relave, corresponde a la estimación del potencial de licuefacción para materiales que tienen comportamiento del tipo arena, para esto se debe corregir el número de golpes por una serie de factores que afectan la resistencia cíclica. El más importante de estos es la corrección por contenido de finos en la cual se calcula el factor $\Delta(N_1)_{60}$ el cual aumenta la resistencia cíclica a la licuefacción en función del contenido de finos (FC) (Ver ecuación 2.15), esta ecuación aplica para materiales con comportamiento mecánico como arena, es decir con índice de plasticidad menor a 12 y con contenidos de finos de hasta 35%.

$$(2.15) \quad \Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

Este factor de corrección genera un aumento en la resistencia cíclica lo cual es posible observar en la ecuación 2.16 la cual genera un nuevo valor de número de golpes corregido por el contenido de finos $(N_1)_{60cs}$.

$$(2.16) \quad (N_1)_{60cs} = \Delta(N_1)_{60} + (N_1)_{60}$$

Un aspecto importante de este factor de corrección por contenido de finos es que para valores cercanos al 35% del contenido de finos la expresión tiende a tomar un valor constante, esto debido a que los ajustes están realizados para arenas. El cambio porcentual para diferentes tipos de penetrometros con el contenido de finos es particular al equipo utilizado, lo cual se cree que es porque el efecto de la fracción fina en los distintos procesos de penetración; e.g tasa de hincado, hincado dinámico versus hincado estático, generan diferencias en el flujo generado y la cinemática de este tipo de prospecciones (R. W. Boulanger & Idriss, 2014)

Considerando esta corrección es posible estimar la resistencia a la licuefacción cíclica ($CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 atm}$) según la ecuación 2.17. Mayor detalle del procedimiento de estimación del potencial de licuefacción mediante SPT se puede encontrar en las guías del centro de modelación de la Universidad de California (R. Boulanger & Idriss, 2010; R. W. Boulanger & Idriss, 2014).

$$(2.17) \quad CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 atm} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

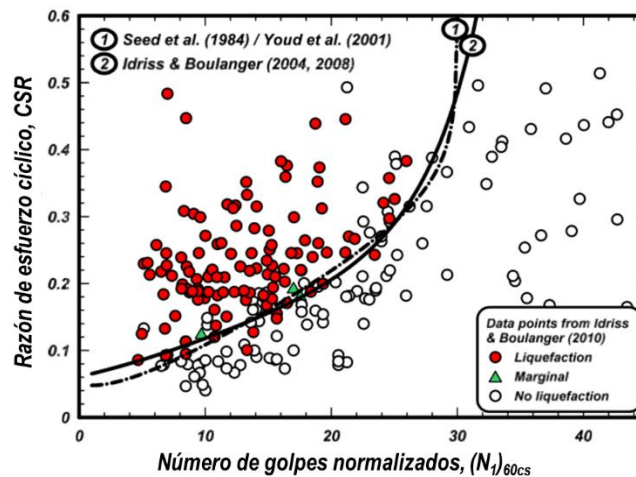


Figura 2-2 - Razón de resistencia cíclica en base a SPT (Boulanger, 2014)

e) **Ejemplos de aplicación:** Comúnmente los ensayos de penetración estándar son utilizados para monitorear muros de depósitos de relaves, desde arenas sueltas a densas, sin embargo en cubetas de depósitos de relaves presentan dificultades en términos de acceso, por otra parte no existe una metodología SPT para materiales con alto contenido de finos ya que los resultados del ensayo presentan números de golpes bajos lo cual no permite realizar estimaciones de parámetros. En la Figura 2-3 a) se muestra un caso de estudio del depósito de relaves el Limonar ubicado en Perú, en el

cual se determinó el potencial de licuefacción mediante un método empírico y un método numérico, en ambos se determinó que el potencial de licuefacción del depósito era bajo para el muro de relaves (Herbert et al, 2018).

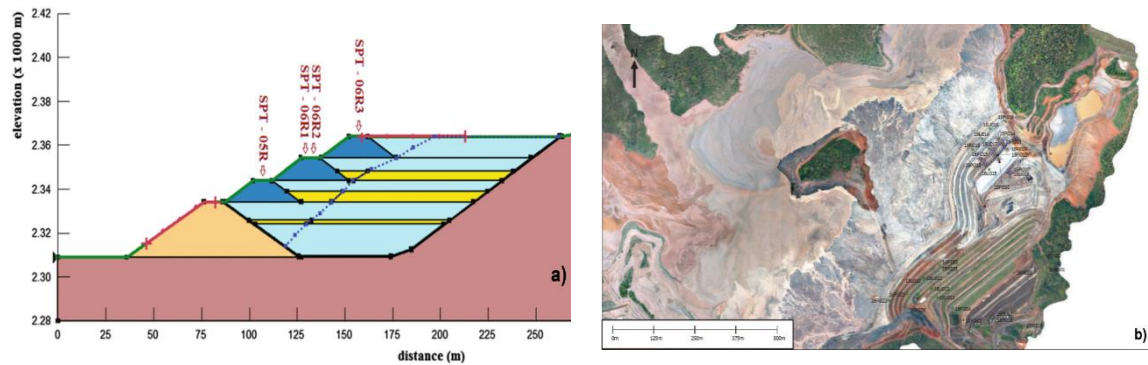


Figura 2-3-a) Prospecciones SPT en el Limonar (Herbert, 2018) b) Prospecciones SPT en Fundao (Morgenster, 2016)

En la Figura 2-3 b se puede observar el depósito de relaves Bento Rodriguez, en este se utilizaron durante su operación prospecciones SPT, se observa en la que dichas prospecciones se ubican en limitadas zonas, considerando la gran extensión del mismo. El monitoreo del depósito a pesar de que presentó numerosos controles desde 2011 hasta 2015 con alrededor de 15 prospecciones por trabajo de campo, la información prospectada no fue suficiente para lograr anticipar la falla ocurrida el 5 de noviembre de 2015 (Morgenstern et al, 2016).

Una de las ventajas de este tipo de ensayos ya mencionada son sus profundidades de prospección que para el caso de depósito de relaves siempre es suficiente para lograr alcanzar el sello de fundación, por otra parte la extracción de muestras permite ver, extraer y analizar muestras de material tal como se encuentra en el sitio de estudio con un grado de alteración variable, pudiendo este ser muy bajo. Este tipo de prospección resulta adecuado para depósitos de relaves de grandes alturas ya que permiten extraer información considerando la verticalidad del depósito, sin embargo resultan poco adecuadas para abarcar grandes superficies, debido a sus importantes tiempos de instalación y altos costos. Por otra parte los resultados de este tipo de prospecciones en cubeta de relave presentan una variabilidad muy alta y no es apropiado para suelos en estado fluidizado o suelos finos en estado de compacidad bajo.

2.1.2 ENSAYO DE PENETRACIÓN MEDIANTE CONO (CPT)

a) Descripción: Otro ensayo de penetración que es ampliamente usado a nivel mundial corresponde al sondaje de penetración mediante cono (CPT) y sus versiones mejoradas como el sondaje de piezocono (CPTu) y sondaje piezocono cono sísmico (SCPTu). Estos tienen una aplicación en un gran rango de suelos, sin embargo en la realidad nacional su uso está limitado a proyectos de gran escala, como lo son los depósitos de relave, principalmente por el desconocimiento de la interpretación de los datos. Por esto son rara vez usados en proyectos de geotecnia urbana en Chile.

Esta prospección se rige por la norma D5778 (ASTM, 2012) y consiste en el hincado continuo de un tren de barras terminado en una punta cónica a una velocidad constante de 20 mm/seg, mediciones continuas se realizan de la resistencia a la penetración del cono (q_c) y del manto o camisa (f_s). En la Figura 2-4 a) se detalla la ubicación típica de las celdas de carga para la medición de los parámetros de prospección, diferentes configuraciones existen, la que se detalla en la Figura 2-4 a) corresponde a una configuración de compresión típica. Diferentes tipos de módulos existen para la cabeza cónica, en el caso del CPTu o piezocono, dependiendo de la ubicación de la medición de la presión de poros, la norma de piezocono separa en 2 tipos de penetrometros, aquellos en los que la presión de poros se realiza directamente en el cono de la punta (u_1) y aquellos en los que la presión de poros se mide directamente después de la cabeza cónica (u_2), a los que la norma denomina piezoconos de hombro, en la Figura 2-4 b) se muestra de manera esquemática la ubicación de los sensores de presión en los piezoconos tipo 1 y 2.

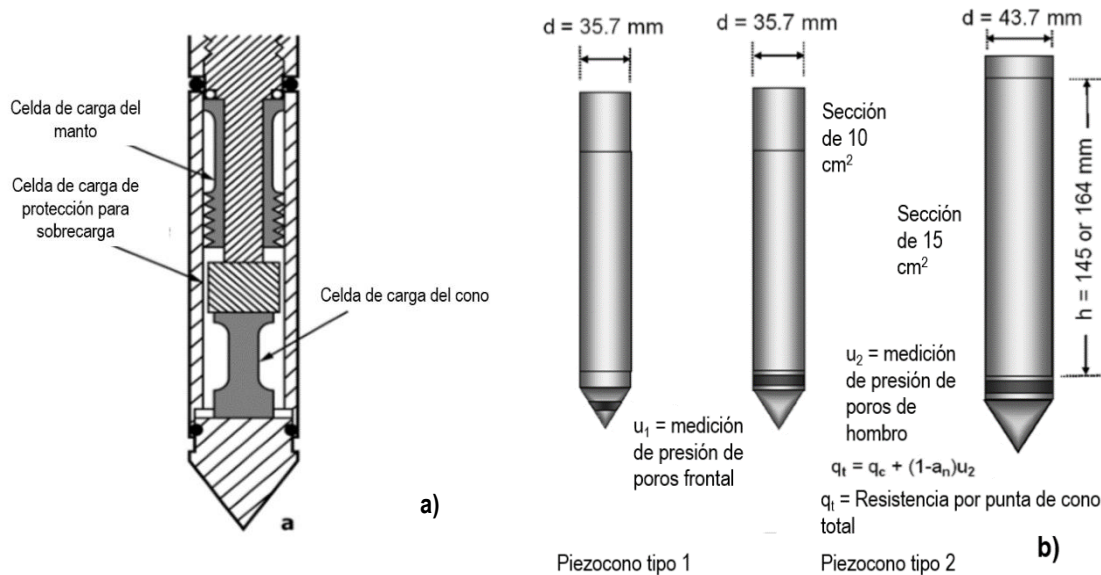


Figura 2-4 - a) Descripción de instrumentación b) Ubicación de sensores de presión (ASTM, 2012)

Con la inclusión de geófonos es posible realizar un ensayo de tipo Downhole, en el cual mediciones directas de ondas compresionales (P) y/o de corte (S) se realizan en el ensayo de penetración. Una fuente sísmica se utiliza para generar un tren de ondas desde la superficie desfasado horizontalmente de la parte superior del equipo de penetración. Los receptores Downhole se ubican a alturas predeterminadas y la fuente sísmica gatilla la adquisición de datos de los receptores midiendo el tiempo de viaje del tren de ondas entre la fuente y los receptores, la Figura 2-5 a) detalla la configuración detallada en la norma D7400 (ASTM, 2008) para ensayos de tipo Downhole con piezocono. Mediciones del tiempo de arribo de las ondas generadas P y S son realizadas de tal manera que a bajas deformaciones $<10^{-4}$ la velocidad de onda compresional (V_p) y la velocidad de onda de corte (V_s), esta última posee 2 componentes una horizontal y una vertical, la Figura 2-5 b) detalla el tipo de ondas generadas por la fuente sísmica.

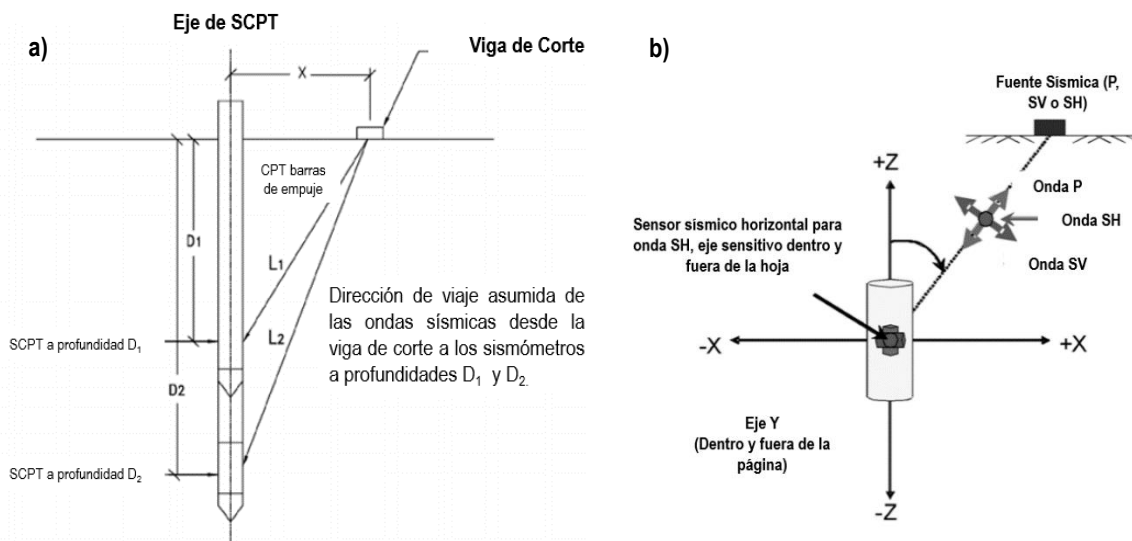


Figura 2-5 – a) Esquema de ensayo downhole mediante piezocono (SCPT) b) Adquisición de ondas generadas por fuente sísmica (ASTM, 2008)

En la Tabla 2-3 se detallan las ventajas y desventajas del CPT tradicional señaladas por la guía de CPT elaborada por (Caballero & Robertson, 2015).

Tabla 2-3 - Ventajas y desventajas de CPT (Cabal & Robertson, 2015)

Ventajas CPT	Desventajas CPT
Datos detallados y continuos	No se obtienen muestras de suelo
Datos de rápida adquisición	Penetración limitada en gravas o suelos con cementación
Data repetible y confiable que no depende del operador	Requiere operarios altamente capacitados
Base teórica para interpretación de resultados	Altos costos de prospección

A pesar de que el ensayo CPT en si no permite obtener muestras de suelo, con el equipo de hincado es posible obtener muestras de suelo mediante muestreadores de diferentes tipos. Generalmente esto se realiza en zonas críticas definidas por las prospecciones de CPT previamente realizadas, en la Figura 2-6 a) se detalla un muestreador con un contenedor o liner de PVC que ayuda a mantener la muestra inalterada. El cortador de muestras permite la instalación de un atrapa núcleos que se conecta por medio de una conexión roscada.

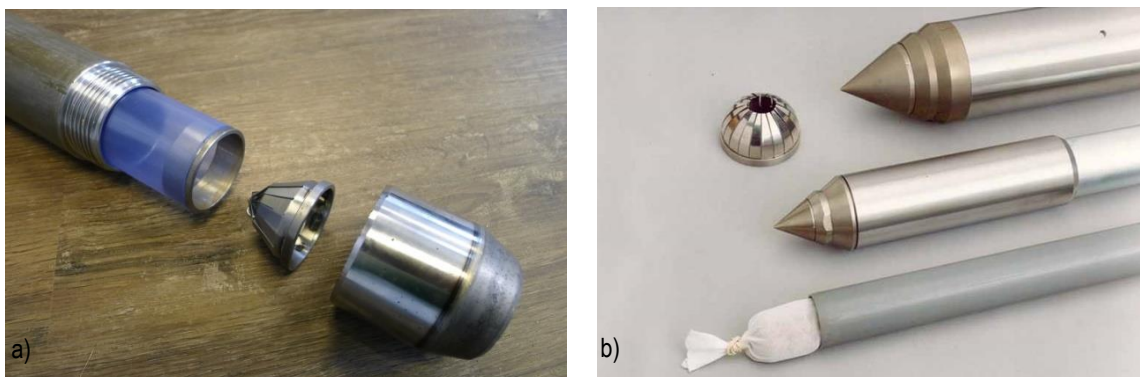


Figura 2-6 - a) Muestreador con contenedor "liner" b) Muestreador de piston fijo (Cabal & Robertson, 2015)

En la Figura 2-6 b) se detalla un muestreador con piston fijo, este posee un nylon poroso en su interior con el objetivo de minimizar el grado de alteración de la probeta. El tubo de pared delgada funciona como una guía para el pistón durante el muestreo y distribuye el contenedor de manera uniforme alrededor del suelo muestreado. El tubo también sirve para el transporte, almacenamiento y conservación de la muestra. El diámetro de este tipo de muestreadores es pequeño y varía entre 25 y 80 mm.

b) Correcciones y normalizaciones: Para el uso de correlaciones o cartas de clasificación desarrolladas exclusivamente para este tipo de ensayo suelen normalizarse las mediciones a través de las expresiones detalladas en la

Tabla 2-4, dichas normalizaciones son utilizadas para diferentes fines. La ecuación 2.18 relaciona la presión de poros medida (u_2) con la resistencia por punta total (q_t) y resistencia de cono (q_c). Las ecuaciones 2.19, 20 y 21 son una normalización de la resistencia por punta por efecto de la presión de confinamiento (Q_t, Q_{tn}, Q_{cn}). Estas dependen de la presión atmosférica (P_a), presión vertical efectiva (σ'_{v0}) y la presión vertical total (σ_{v0}) y de un factor que determina el grado de dependencia según el tipo de suelo (n) equivalente al factor (m) definido para SPT. Finalmente la ecuación 2.22 y 2.23 normalizan la resistencia por fuste (f_s), obteniendo la razón friccional (R_f) y la resistencia por fuste normalizada (F_r).

Tabla 2-4 - Normalizaciones y correcciones para mediciones de CPT (Cabal & Robertson, 2015)

Parámetro	Ecuación	Ecuación
Resistencia por punta total	$q_t = q_c + u_2(1 - a)$	2.18
Resistencia por punta normalizada	$Q_t = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{v0}} \right)$	2.19
Resistencia por punta normalizada considerando el efecto de la presión efectiva vertical	$Q_m = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$	2.20
	$Q_{cn} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0.5}$	2.21
Razón friccional	$R_f = \left(\frac{f_s}{q_t} \right) 100$	2.22
Resistencia por fuste normalizada	$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \right) 100$	2.23

c) Estimación de parámetros geotécnicos: A través del uso de correlaciones, es posible al igual que en el ensayo SPT, estimar parámetros geotécnicos. En la Tabla 2-5 se detallan algunas de dichas correlaciones para la estimación de densidad relativa (D_R) y ángulo de fricción efectivo (ϕ') como la ecuación 2.24, 25 y 26. Por otra parte se realiza una estimación de resistencia no drenada (s_u) según la ecuación 2.27 y 2.28. En la ecuación 2.27 (s_u) se estima en base al parámetro (N_{kt}) que se elige según el índice de plasticidad del suelo.

Tabla 2-5 - Correlaciones entre parámetros geotécnicos y parámetros CPT (Elaboración Propia)

Parámetro	Autor	Ecuación	Número	Material
Densidad Relativa (D_r)	Baldi. et al, (1986)	$D_R = \left(\frac{1}{C_2} \right) \ln \left(\frac{Q_{cn}}{C_0} \right)$	2.24	Arena fina y gruesa.
Ángulo de fricción (ϕ)	Kulhawy & Mayne, (1990)	$\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_m)$	2.25	
	Robertson. et al, (1983)	$\tan(\phi') = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0.29 \right]$	2.26	

Parámetro	Autor	Ecuación	Número	Material
Resistencia no drenada, (c_u)	Lunne. et al, (1997)	$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$	2.27	Suelos arcillosos
	Robertson, (2009)	$\frac{s_{u(rem)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma'_{v0}} = F \frac{Q_T}{100}$	2.28	

Con los parámetros obtenidos de la Tabla 2-5 es posible realizar un análisis de estabilidad para depósitos de relave. Teniendo prospecciones en cada material del depósito de relave, es posible estimar la resistencia del muro suponiendo cohesión 0, la resistencia de la cubeta con el parámetros (S_u), sumado a la densidad del terreno es posible realizar un análisis de equilibrio límite según los casos solicitados en el decreto supremo 248 (Minería, 2007).

d) Estimación del potencial de licuefacción: Uno de los usos para el monitoreo geotécnico al igual que el ensayo SPT corresponde a la estimación del potencial de licuefacción (Boulanger & Idriss, 2014), para esto es necesario realizar correcciones a la resistencia por punta en términos del contenido de finos para la estimación de la resistencia cíclica, además es posible realizar una estimación de la corrección por confinamiento (C_q) considerando el índice de comportamiento obtenido del suelo (I_c). El índice de comportamiento se define como la distancia radial entre cualquier punto de la carta con un par Resistencia por punta normalizada (Q_{tn}) y resistencia por punta normalizada (F_r) con el punto definido como $Q_{tn} = 2951$ y $F_r = 0.06026\%$ (Ver Ecuación 2.29).

$$(2.29) \quad I_c = \left[\left(3.47 - \log(Q_m) \right)^2 + \left(1.22 + \log(F_r) \right)^2 \right]^{0.5}$$

Arcos circulares definidos por un valor de (I_c) constante son usados para aproximar los límites entre diferentes tipos de suelos. Las correlaciones entre (I_c) y FC u otro índice de CPT tienen una gran dispersión, de tal manera que una calibración específica de dichas correlaciones es sugerida para ellas, este procedimiento puede realizarse con datos empíricos de terreno. Todas estas correlaciones se basan en prospecciones in-situ (Robertson & Wride, 1997; Robinson et al, 2013).

La gran variabilidad de estas relaciones se atribuye a tres factores principales; El primero corresponde a la incertidumbre asociada a la ubicación de los sondajes adyacentes. Debido a que las heterogeneidades del terreno pueden ser importantes aun en pequeñas distancias. El segundo factor es debido a que el uso de un único parámetro (I_c) para describir el comportamiento de distintos tipos de suelo tiene limitantes inherentes ya que sólo considera el comportamiento mecánico en la clasificación del suelo y no considera variables como compresibilidad. El tercer factor es que se desconoce la influencia de la plasticidad de la fracción fina en dicho parámetro, ya que podría explicar parte de la variabilidad (Boulanger & Idriss, 2014).

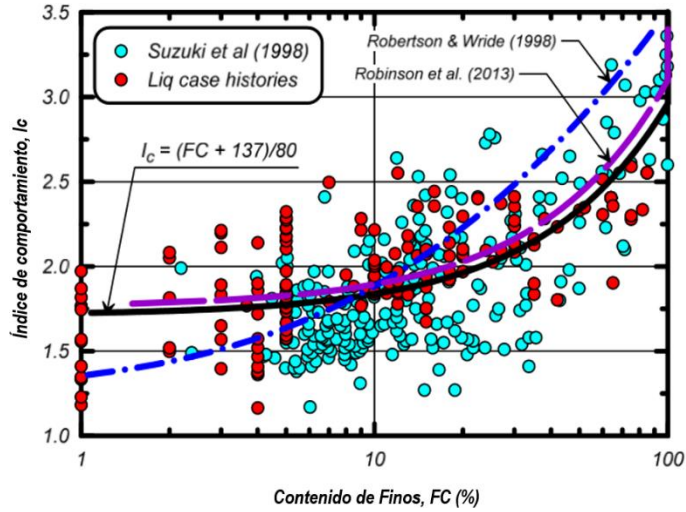


Figura 2-7 - índice de comportamiento en relación a contenido de finos (Boulanger, 2014)

La relación desarrollada considerando los diferentes set de datos se detalla en la Ecuación 2.30 propuesta por Boulanger (2014).

$$(2.30) \quad I_c = \frac{FC + 137}{80} + C_{FC}$$

Donde C_{FC} es una constante que puede ser ajustada para considerar una envolvente de los datos, 0.29 corresponde a una desviación estándar y cubre aproximadamente 2/3 de los datos. Al solamente ajustar dicho parámetro se mantiene la forma de la ecuación planteada por Robinson et al. (2013) desfasando la curva para los datos de terreno disponibles. Es recomendable en caso de no tener datos de terreno para realizar esta calibración, realizar un análisis de sensibilidad para ver los efectos en las recomendaciones de ingeniería finales.

Finalmente para poder realizar una estimación de la resistencia cíclica a la licuefacción es necesario corregir la resistencia por punta de acuerdo con el contenido de finos del suelo, esto se realiza en el caso de suelos que presentan un comportamiento de arena, es decir con un índice de plasticidad menor a 12. Utilizando la ecuación 2.31 se estima una corrección de la resistencia por punta normalizada (q_{c1N}) en base al contenido de finos y posteriormente en la ecuación 2.32, esta corrección (Δq_{c1N}) permite generar un valor de resistencia por punta corregido por el contenido de finos (q_{c1Ncs}).

$$(2.31) \quad \Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left[1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right]$$

$$(2.32) \quad q_{c1Ncs} = \Delta q_{c1N} + q_{c1N}$$

Una vez corregida la resistencia en base al contenido de finos, es posible obtener una estimación empírica en base a casos de estudio de la resistencia cíclica a la licuefacción ($CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 atm}$) según la ecuación 2.33.

$$(2.33) \quad CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 atm} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - C_0 \right]$$

Donde C_0 es un parámetro de ajuste que permite escalar la relación manteniendo su forma el valor medio del ajuste de regresión corresponde a $C_0 = 2.8$.

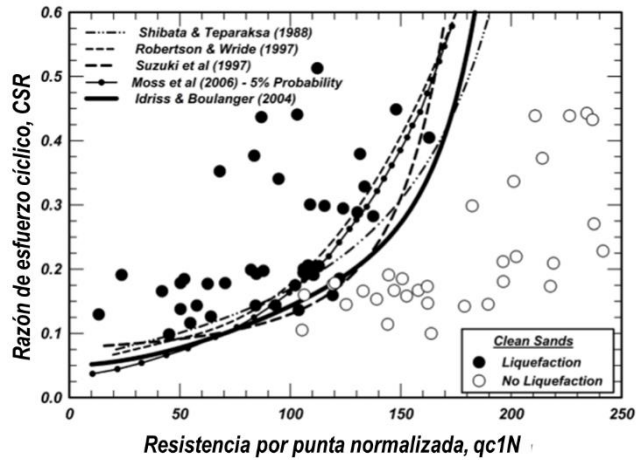


Figura 2-8 - Razón de resistencia cíclica en base a CPT (Boulanger, 2014)

2.2 PENETROMETROS LIGEROS

a) Características generales:

Los penetrometros ligeros son aquellos que pueden ser transportados y utilizados por un operador, por lo que son altamente versátiles. Estos pueden funcionar a energía variable o constante dependiendo del procedimiento de hincado.

Fueron desarrollados como herramientas alternativas al método de cono de arena y densímetro nuclear, para ser empleados como herramientas de control de calidad (QA) y control de aseguramiento de calidad (QC) del proceso de compactación de terraplenes, presas, obras viales entre otras aplicaciones. En ingeniería vial es común el uso de penetrómetros para estimar la razón de soporte de california o CBR por sus siglas en ingles.

El Penetrómetro dinámico de cono (DCP) es una herramienta versátil que permite prospectar pavimentos o subrasantes. Se rige por la normativa D7480 (ASTM, 2015). Este consiste en una barra provista de una punta cónica la cual es golpeada con una masa estandarizada, se mide el número de golpes a partir del cual se obtiene una tasa de hincado por número de golpes conocida como el índice DCP (DCP index mm/golpe). Este tipo de penetrómetro alcanza profundidades de prospección máximas de 50 cm, por lo que resulta ideal para aplicaciones viales, en particular se utilizan para subrasantes y algunos materiales de sub-base.

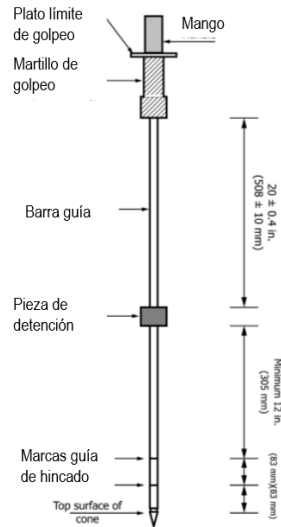


Figura 2-9 a) DCP b) PANDITO (ASTM, 2015)

Un símil del DCP es el ensayo PANDITO. Este alcanza profundidades de prospección similares a las del DCP (50 cm) y se utiliza de igual manera para subrasantes y algunos materiales de sub-base. El principio de funcionamiento es análogo sin embargo en esencia tiene las mismas limitantes del DCP ya que la lectura de datos es análoga. Los Penetrómetros ligeros usados en la práctica se detallan en la Tabla 2-6.

Tabla 2-6 . Tipos de penetrómetros y características generales (Villavicencio, 2009)

Característica	Tipo de penetrómetro			
	PANDA	Utility DCP	Standard DCP	PANDITO
Normativa	NF P94-105	ASTM D 7380 - 08	ASTM D 6951 - 09	-
Tipo de ensayo	Ensayo dinámico ligero a energía variable	Ensayo dinámico ligero a energía constante		
Sistema de hincado	Por percusión manual			
Registro	Resistencia de punta (qd) y penetración (mm) para cada golpes de martillo	Índice de penetración		
		N (golpes/166 mm)	N (golpes/25,4 mm)	N (golpes/100mm)
Precisión.	-Una medida cada 0.2 cm. a 2 cm. - Error máximo de 10 % en la medición	S/I	± 1 golpes/25,4 (mm)	S/I

Detención del ensayo o condición de "Rechazo"	qd ≥ 50 Mpa	S/I	- Si N < 5 por 2,0 (mm) de penetración	- Si N > 100 por 10 (cm) de penetración
	Penetración inferior a 2,0 mm para 5 golpes sucesivos		- Si el mango se ha desviado más de 75 (mm)	
	Prof. máx. de 7 (m)			
Frotamiento lateral.	Punta desbordante, que elimina el frotamiento lateral	No se considera		
Calibración	Si			
Tipo de operador	Técnico	Obrero		
Número de operarios	1	1	2	1

Para profundidades comprendidas entre 0.16 y 1.5 m, rango donde se realiza un control de compactación con Penetrometros ligeros en controles de aseguramiento no es necesario corregir o normalizar la resistencia a la penetración por efecto de la presión de confinamiento. Sin embargo, si el control es realizado a profundidades superiores los resultados deben ser normalizados a un valor de referencia (Ej: 100 kPa). Dentro de este contexto el único penetrómetro ligero que permite alcanzar profundidades mayores de hasta 6 (m) es el penetrómetro PANDA el cual se describe en la sección siguiente.

2.3 PENETROMETROS DINÁMICOS LIGEROS

a) Descripción: El concepto de penetrómetro dinámico ligero (DLP's por sus siglas en ingles) hace referencia a un equipo que puede ser utilizado por un usuario y se realiza el hincado a energía variable. El penetrómetro ligero dinámico utilizado en la presente investigación consiste en uno del tipo PANDA, por sus siglas en francés Pénétrometre Autonome Numérique Dynamique Assiste (Penetrometro Autónomo Numérico Dinamico Asistido), este penetrómetro a diferencia de los anteriores tiene lectura automática de datos y además el peso total del equipo es de 20 kg por lo que se requiere un mínimo de un usuario para su operación.

El principio general del método consiste en hincar en el suelo un tren de barras provisto en su extremo de una punta metálica maciza, mediante la aplicación de una energía de hincado. En el extremo superior del tren de barras, la energía de hincado leída por el dispositivo es aportada por el impacto de un martillo estándar de 2 kg sobre una cabeza de golpeo conectada al tren de barras de 14 mm de diámetro. El impacto genera una onda de esfuerzo que se propaga hacia la punta generando la penetración (Ver Figura 2-10). La penetración se realiza mediante 2 tipos de puntas. La punta de 4 cm² es por lo general un punta del tipo perdida es más grande que el tamaño del tren de barras evitando así medir resistencia de fuste. Por otra parte la punta de 2 cm² es del mismo tamaño del tren de barras por lo que la resistencia medida se ve influenciada por la resistencia del manto del tren de barras. En la modalidad de control de calidad (QC) la

sección de la punta es de 2,0 cm² con un diámetro de 1,6 cm y en modalidad de control de aseguramiento (QA) de 4,0 cm².

La cabeza de choque permite capturar la onda de esfuerzo y mediante una calibración con la masa del equipo y del martillo, es posible calcular la resistencia de punta, como se describe más adelante. Se mide la profundidad de hincado mediante el uso de un cinturón de medida, el cual se encuentra tensado y se acorta a medida el tren de barras se hincan en el suelo. Se registra el par resistencia a la penetración (q_d) e hincado (e) en la unidad central de adquisición y posteriormente se puede visualizar en la terminal de diálogo. La Figura 2-10 muestra los elementos básicos de un penetrometro dinámico ligero tipo PANDA.

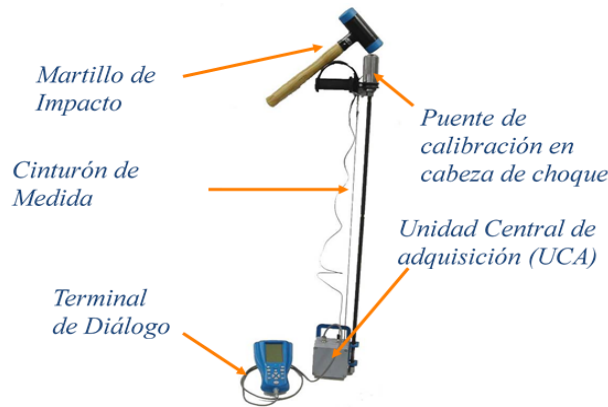


Figura 2-10 –Penetrómetro Dinámico Ligero (Solution, 1995)

Zhou (1997) fue uno de los primeros en realizar investigaciones en penetrometros dinámicos ligeros. Una problemática de estos es asociar la energía entregada bajo diferentes condiciones en la hincada del tren de barras en el suelo. Zhou (1997) presentó la fórmula holandesa adaptada a penetrometros dinámicos ligeros, la cual relaciona la energía con la resistencia a la penetración del suelo ejercida sobre una punta cónica. Esta se detalla en la ecuación 2.34 donde la profundidad de hincado es (e), (m) es la masa del martillo y (m') la masa del tren de barras, ($H - H_0$) es la altura de caída y (A) el área de impacto de la punta cónica.

$$(2.34) \quad q_d = \frac{mg(H - H_0)}{Ae} \left(\frac{m}{m + m'} \right)$$

Con el objetivo de verificar que se cumplan las hipótesis de la fórmula Holandesa, durante la realización del ensayo PANDA la variación de la energía de hincado debe ser controlada. Ello considerando que cada golpe de martillo debe generar una penetración comprendida entre 2,0 a 20,0 mm (Chaigneau, 2001, Villavicencio 2009). Lo anterior se traduce en la obtención de un registro casi continuo de q_d vs e y por lo tanto en el caso de terraplenes es posible estimar el espesor de capas e insuficiencias de compactación.

La profundidad máxima de penetración en modalidades QC y QA es de 1,5 m y de 6,0 m, respectivamente en suelos con un tamaño máximo inferior a 50,0 mm. Se establece además como criterio de rechazo de ensayo, si para cinco golpes de martillo se obtiene de manera consecutiva en 5 golpes valores de q_d superiores a 50 MPa o una penetración inferior a 2,0 mm.

Además Zhou (1997) describe y valida el penetrómetro dinámico ligero PANDA desarrollado inicialmente por Gourves & Barjot, (1995). Utiliza diferentes enfoques para calibrar una relación de resistencia por punta y la energía variable usada en la hincada del tren de barras. Parametriza respecto a diferentes martillos de golpeo y determinó que la fórmula holandesa es válida para los rangos de trabajo del ensayo de penetración, lo cual se verificó tanto como por formulaciones analíticas así como simulaciones numéricas de elementos discretos.

b) Tratamiento de señal penetrométrica: Durante la ejecución del ensayo un procesador recibe la señal generada, registrando automáticamente la resistencia q_d en unidades de Megapascales y la penetración e en unidades de mm para cada golpe de martillo. Finalizado el ensayo, inmediatamente es posible observar la señal penetrométrica resultante y el espesor de capas compactadas o estratos de suelo, en términos de q_d .

Posteriormente, los datos almacenados son exportados a un ordenador, y se realiza su tratamiento mediante el empleo del software PANDAWin. Con el objetivo de eliminar el “ruido de fondo” del penetrograma in-situ (Figura 2-11 a, b y c), el procesamiento en primer lugar aplica un filtro de señal, alisandola o regularizandola con ventana móvil de ancho contante (Wj) igual a 10,0 (mm), mediante las relaciones de la ecuación 2.35 y 2.36.

$$(2.35) \quad qd_{med} = \frac{1}{z_b - z_a} \sum_i \left[\frac{(qd_{i+1} + qd_i)(z_{i+1} - z_i)}{2} \right]$$

$$(2.36) \quad z_{med} = \frac{z_b - z_a}{2}$$

Donde $Z_b - Z_a$ corresponde a los valores de alisamiento considerados (Ej: 2,5, 5,0, 10,0 mm), q_{di} es la resistencia de punta inicial y q_{di+1} la resistencia de punta final dentro del rango de alisamiento adoptado.

En modalidad control de compactación (Chaigneau, 2001), mediante la previa clasificación del suelo, conociendo el grado de densificación y el contenido de humedad de compactación especificados, la señal penetrométrica es comparada con una curva de control perteneciente una base de datos incorporada en el software PANDAWin.

Como herramienta de reconocimiento del terreno, los resultados obtenidos tienen las siguientes aplicaciones: estimación parámetros geotécnicos en profundidad, control operacional de depósitos de relaves espesados, estimación del potencial de licuefacción en depósitos de relaves de hasta 10,0 (m) de altura (Villavicencio et al., 2012).

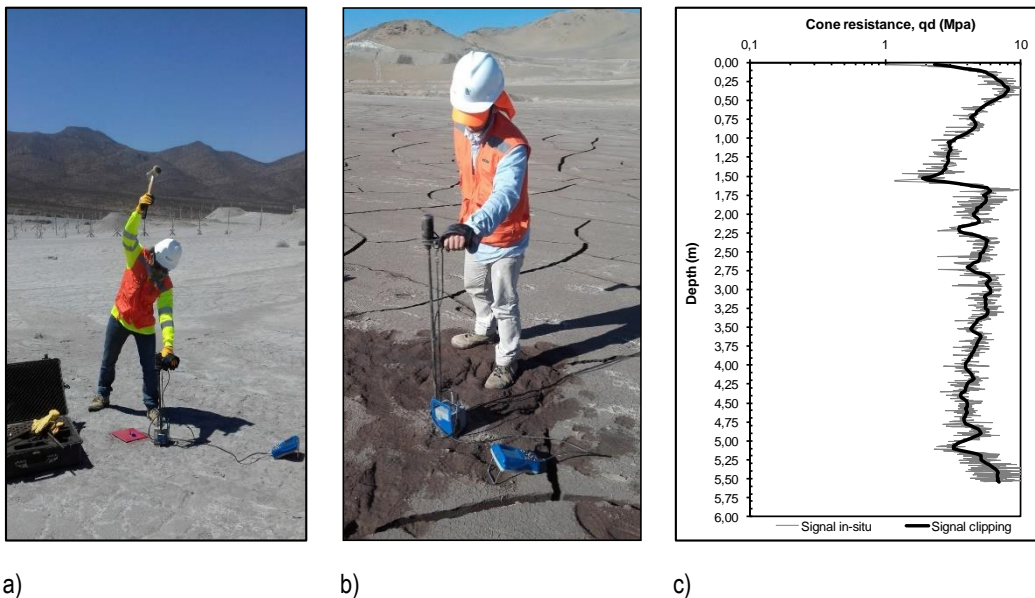


Figura 2-11 – a y b) Ensayo PANDA realizados en depósitos de relaves. c) Penetrograma bruto y alisado.

c) PANDA y variables de estado: Chaigneau (2001) determinó un procedimiento de calibración para penetrómetros ligeros en molde de compactación en el cual se basa la normativa chilena de control de compactación de depósitos de relave mediante penetrómetros dinámicos ligeros. Luego utilizó este procedimiento para determinar la confiabilidad de la resistencia por punta como medición, de este análisis concluyó que la precisión del ensayo es de alrededor de 10%. Dicho procedimiento se detalla en la Figura 2-12.

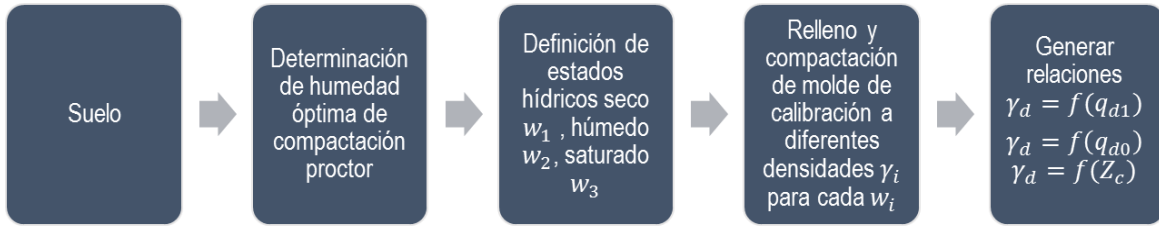


Figura 2-12 - Procedimiento de calibración para molde de compactación (Chaigneau, 2001)

La comparación con penetrometro CPT así como la calibración en medio homogéneo reveló que la señal penetrométrica presenta un comportamiento similar al de un pilote hincado. El Penetrograma o el gráfico de resistencia dinámica a la penetración versus profundidad, se caracteriza en un estrato homogéneo a similar presión de confinamiento por un valor inicial en superficie de (q_{d0}) que incrementa de forma aproximadamente lineal hasta una profundidad crítica (Z_c), a partir de la cual el penetrograma alcanza un valor constante (q_{d1}) como se muestra en la Figura 2-13 a. Estos elementos son sencillamente reconocibles bajo condiciones controladas, sin efectos de gradiente de densidad.

En capas recientemente compactadas es posible encontrar señales como la que se muestra en la Figura 2-13 b en las que dichos elementos no son tan sencillamente reconocibles, esto debido al concepto de gradiente de densidad que generan los métodos de compactación capa a capa, este gradiente de densidad se genera por una disminución de la eficiencia de la compactación en profundidad y por ende una variación en la densidad. Cuando se utiliza una única capa se obtiene la señal de la Figura 2-13 b. En condiciones controladas de homogeneidad, es decir sin efecto del gradiente de densidad, (q_{d1}) y (Z_c) son fijos y aproximadamente constante para un material dado, sin embargo (q_{d0}) presenta una variabilidad del alrededor de 20% aun en condiciones controladas.

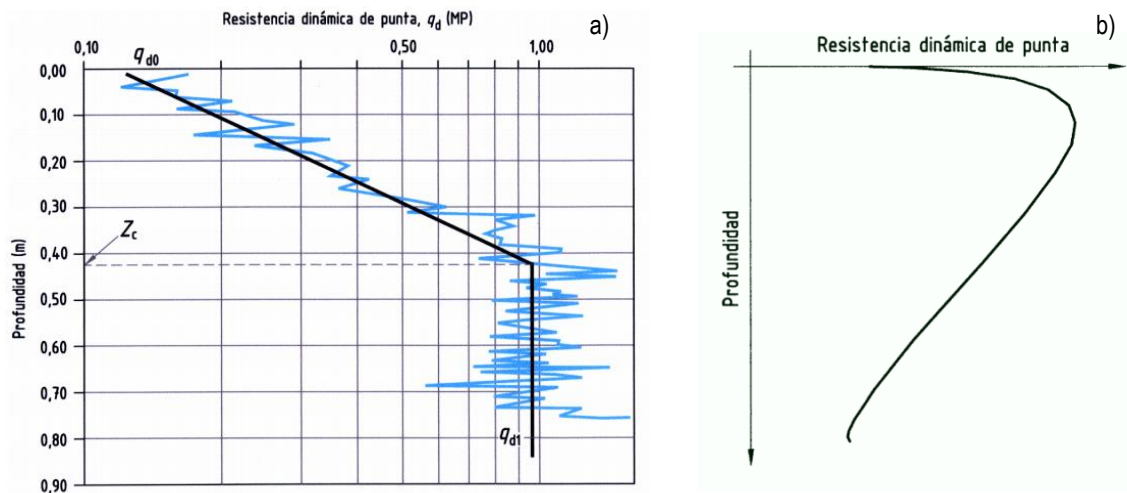


Figura 2-13 –a) Elementos de señal penetrométrica b) Señal penetrométrica in-situ (INN, 2012)

A partir del procedimiento de la Figura 2-12 es posible obtener relaciones densidad seca y resistencia por punta para cada contenido de humedad. Chaigneau, utilizó dicho procedimiento para realizar un primer estudio del efecto de la humedad en la resistencia por punta. Como se observa en la Figura 2-14 un incremento en el contenido de humedad disminuye el valor de la resistencia por punta. Este efecto se puede observar en arenas con contenidos de finos menores al 15%.

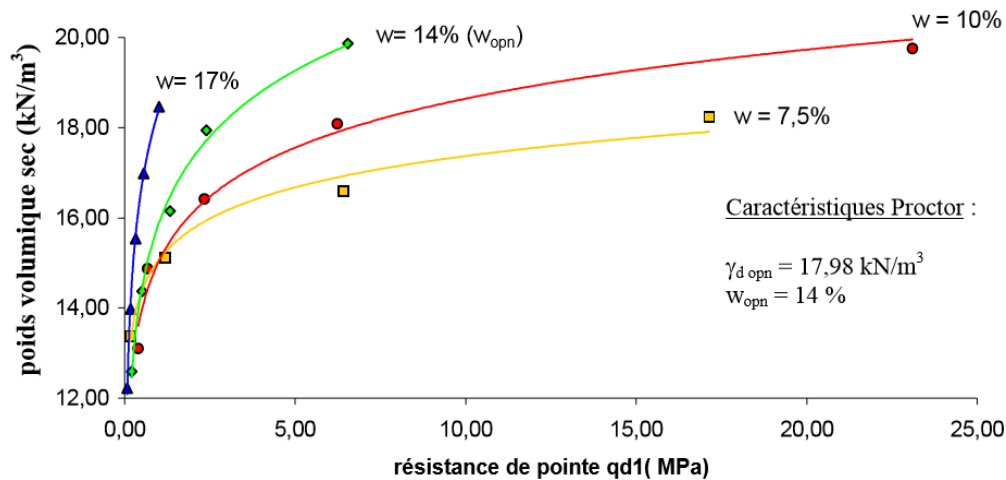


Figura 2-14 - Relación resistencia por punta humedad (Chaigneau, 2001)

Espinace (2016) a partir de datos de terreno propuso una correlación empírica de resistencia por punta y humedad, esta correlación mostró que hay una relación inversa entre la resistencia por punta y la humedad para el rango de humedades entre aproximadamente 18 y 27 % para el relave analizado. Esta relación se observa en la Figura 2-15. Esto tiene sentido físico considerando que los incrementos de succión total al disminuir el grado de saturación no son despreciables para materiales con alto contenido de finos.

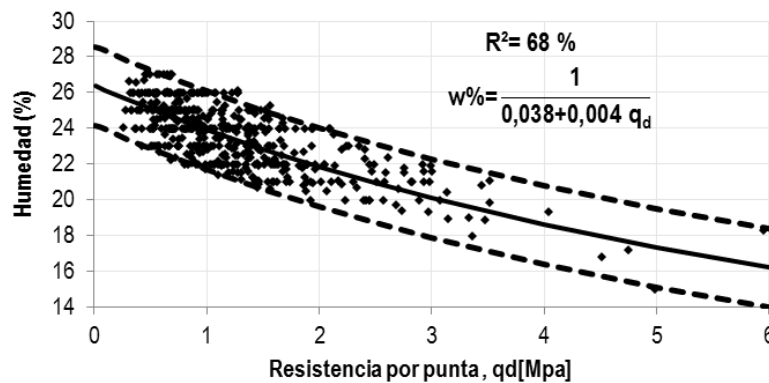


Figura 2-15 - Correlación Resistencia por punta – Humedad en relaves espesados (Espinace, 2016)

d) Control de Compactación: Uno de los usos más frecuentes de los DLP's en monitoreo de depósitos de relave corresponde al control de compactación de muros de tranques de relave convencionales. El control de compactación busca evitar fallas del tipo overtopping, inestabilidad de taludes y licuación, esto debido a que un estado de compactación adecuado presenta un estado más denso que el estado crítico y por lo tanto presentar nulo riesgo de licuefacción. Además una densidad adecuada puede disminuir considerablemente los asentamientos y mejorar el comportamiento en corte aumentando la rigidez del suelo (Villavicencio, 2012).

Esta aplicación se encuentra regulada por la norma NCh 3261 (INN, 2012a), las técnicas alternativas para realizar control de compactación corresponden al Cono de arena regulador por la normativa NCh1516 (INN, 1979) y el densímetro nuclear, el cual actualmente no se encuentra permitido en faenas mineras. Estas últimas técnicas presentan una serie de desventajas por lo que los DLP's presentan una alternativa atractiva para el monitoreo, considerando además que la misma herramienta puede ser utilizada como herramienta de reconocimiento, en la Tabla 2-7 se detalla una comparación técnico económica.

Tabla 2-7 - Comparación técnico económica DLP's para control de compactación (Elaboración Propia)

Equipo	Cono de Arena	Penétrometros dinámicos ligeros (PANDA)	Penétrometros ligeros	Densímetro Nuclear
Costo de Inversión	Bajo	Costo del equipo considerable	Costo del equipo medio	Costo del equipo considerable
Costo ejecución de prospección	Costo Arena + Transporte de Muestras	Costo puntas perdidas en caso de usarse	Costo puntas perdidas en caso de usarse	Costo
Tiempo de ejecución de prospección	20 min	30 min	30 min	30 min
Tiempo de procesamiento de resultados	Tiempo de transporte + 1 día	Inmediato	1 día	1 día
Profundidad de Alcance	Superficial	0 - 6 (m)	0 – 1 (m)	Superficial
Limitantes de Material prospectado	Material con alto contenido de gravas. El material debe presentar algún grado de cohesión para su correcta ejecución.	Material con alto contenido de gravas y cementados	Material con alto contenido de gravas y cementados	Materiales con alto contenido de metales y gravas
Limitantes Generales	-	-	-	No permitido en faenas mineras

A partir de la Tabla 2-7 es claro que los DLP's presentan ventajas para el control de calidad (q_c) en depositación de capas de un muro de un tranque de relaves.

El control de compactación mediante penétrómetros dinámicos ligeros consiste en realizar prospecciones in-situ de profundidad suficiente para controlar las capas recientemente compactadas. Para esto existen 2 funciones de control:

- **Control del espesor de capa:** Para la verificación del espesor de capas se realiza un análisis de la morfología de la señal penetrométrica in-situ.
- **Verificación del grado de compactación en una o varias capas:** Se compara la resistencia dinámica de punta con curvas de referencia generadas en calibración previa. Dichas curvas de referencia pueden ser realizadas en cámara de calibración (Ver Figura 2-16 a), la cual se encuentra descrita en la norma NCh 3261 (INN, 2012a), o de manera alternativa es posible generar canchas de prueba. La cancha de calibración se construye empleando el mismo material a controlar, y el mismo método de distribución y compactación. Para calibración en molde de calibración, se deben preparar cinco probetas para cinco energías de compactación diferentes y tres estados hídricos para cada una de ella.

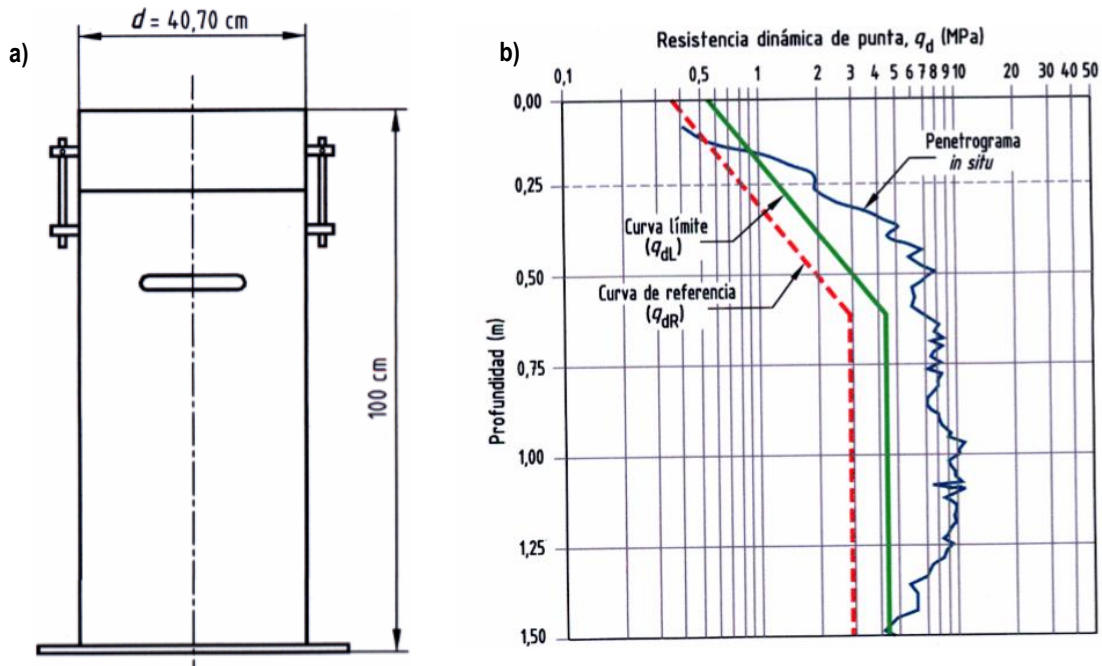


Figura 2-16 - a) Cámara de calibración b) Curvas de referencia y límite para control de compactación (INN, 2012a)

Para la construcción de las curvas de referencia y valor límite se debe alisar la señal (Ver Figura 2-16 b). Obtener una curva de valor de referencia (q_{dR}) de resistencia por punta mediante una regresión simple y luego para el valor límite se toma un límite de predicción (q_{dL}) comprendido entre el 90 a 95% de confianza en relación a la curva de valor de referencia de resistencia dinámica de punta. Producto de esto es posible asociar resistencia por punta a densidades y se obtiene una curva como la que se muestra en la Figura 2-17 según el parámetro que se relacione con la densidad (q_{d0}) o (q_{d1}). Figura 2-17 a y b respectivamente.

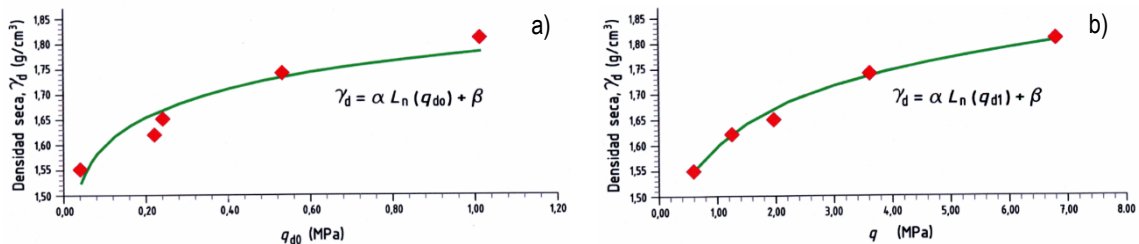


Figura 2-17 - a) Densidad seca versus q_{d0} b) Densidad seca versus q_{d1} (INN, 2012a)

Para el control de capas de profundidades mayores a las analizadas en la calibración de laboratorio existe la incertidumbre respecto al efecto de la presión de confinamiento por lo que se debe generar una curva de calibración q_{dN1} con el factor de corrección C_N .

e) Correlaciones entre la resistencia de cono q_d y q_c : En relación a la correlación entre la resistencia de cono q_d , obtenida desde el ensayo PANDA, y la resistencia de cono q_c obtenida desde el ensayo de penetración estática CPT, un resumen con los resultados obtenidos por Chaigneau (2001) es presentado en la Tabla 2-8. Las correlaciones propuestas indican una buena relación entre q_d y q_c . La relación q_d/q_c varía para diferentes tipos de suelo $0.75 < q_d/q_c < 0.9$ para limo y $0.85 < q_d/q_c < 1.15$ para arena y grava.

Tabla 2-8 - Resumen de relación qd/qc obtenida en laboratorio. (Chaigneau , 2001)

Ensayo	Tipo de suelo	Densidad (g/cc)	W(%)	qd (MPa)	qc (Mpa)	qd/qc
1	Limo	1.67	10.1	3.69	4.23	0.88
2		1.67	17.5	0.47	0.55	0.86
3		1.73	19.7	3.36	4.35	0.77
5	Arena	1.74	5.2	5.92	5.89	1.01
6		1.75	5.3	11.34	11.79	0.96
7		1.85	4.9	12.02	11.92	1.01
8		1.91	4.2	25.0	21.9	1.14
9	Grava	1.74	3.0	2.33	2.78	0.83
10		1.89	3.0	9.61	10.33	0.94
11		1.94	3.0	25.32	24.67	1.03

f) **Estimación del potencial de licuefacción:** Para la estimación del potencial de licuefacción de arenas de relave Villavicencio, (2009, 2016) desarrollo una metodología que se basa en la estimación de la densidad relativa. La densidad relativa se obtiene utilizando la ecuación 2.37.

$$(2.37) \quad D_R \% = 28.5 \ln(qd_{N1}) - 6.54 \quad \text{Con } 1 < qd_{N1} < 326$$

En base a la densidad relativa es posible estimar el riesgo de licuefacción cíclica según el comportamiento mecánico, en la Tabla 2-9 se detallan los rangos comúnmente propuestos para los rangos de comportamiento mecánico.

Tabla 2-9- Comportamiento mecánico según densidad relativa (Villavicencio, 2009)

DR%		Estado de compactación	Comportamiento Mecánico	Potencial de Licuefacción
15	55	Bajo	Contractivo	Alto
55	60	Medio	Límite	Límite
60	100	Denso	Dilatante	Nulo

El método propuesto por Robertson & Wride, (1997) para estimación de resistencia a la licuefacción cíclica mediante CPT puede ser adaptado para penetrómetros dinámicos ligeros considerando que la resistencia de cono q_d , obtenida desde el ensayo PANDA, y la resistencia de cono q_c obtenida desde el ensayo de penetración estática CPT son homologables o presentan alguna relación. Además considerando que sólo se prospectan muros de arenas de relaves y que en este caso el índice de comportamiento (I_c) depende principalmente del contenido de finos, este puede ser estimado según la relación 2.38 calibrada para muros de arenas de relave (Villavicencio, 2009).

$$(2.38) \quad I_c = 1.32 + 0.14\sqrt{FC}$$

Las primeras investigaciones en relaves espesados y relaves integrales, sugirieron que la resistencia por punta se relaciona directamente con la humedad. La humedad es un parámetro de estado clave para la fase operacional y determinación del riesgo de licuefacción en depósitos. El fenómeno de licuefacción de suelos finos es un caso poco estudiado, en particular

los suelos finos con baja plasticidad, estos por lo general presentan mayores resistencias a la licuefacción, sin embargo bajo eventos sísmicos de gran magnitud pueden licuar. Algunos métodos que definen las susceptibilidad de licuefacción corresponde a los propuestos por Bray, Seed, & Sancio (2010), ambos definen un suelo susceptible de licuefacción si su índice de plasticidad es menor o igual a 12 y si la razón de humedad Límite líquido es mayor o igual a 0,85.

(Espinace et al, 2016) a partir de datos de control geotécnico en depósitos de relave espesados, definió límites para el cálculo de potencial de licuefacción en relaves espesados. Estos límites consideran el estado de consistencia del suelo o la humedad y la resistencia por punta.

Tabla 2-10 - Potencial de licuefacción en relaves espesados (Espinace, 2016)

Resistencia de punta, q_d (MPa)	Humedad, W (%)	Índice de liquidez, IL	Estado	Potencial de licuefacción
$\leq 1,0$	$> 24,0$	$> 1,0$	Líquido	Muy alto
1,0 – 2,0	20,0 – 24,0	0,0 – 1,0	Plástico	Alto
2,0 – 4,0	18,0 – 20,0	0,0 – 1,0	Plástico	Medio
4,0 – 5,0	16,0 – 18,0	$< 0,0$	Semisólido	Bajo
$> 5,0$	$< 16,0$	$< 0,0$	Sólido	Muy bajo a nulo

g) Otras aplicaciones: Chaigneau, (2001) genero una base de datos de resistencia por punta con el objetivo de predecir para un estado el valor de resistencia por punta a través de técnicas de data mining, dicha base de datos se conceptualizo sin embargo no fue desarrollada totalmente. Además se propuso el uso de una metodología, esta consiste en una discretización del penetrograma en bloques de tamaño constante, que se consideran como muestras independientes y gaussianas, donde las variaciones y los promedios no se conocen a priori (Amokrane, 1988). Luego se comparan dos muestras sucesivas utilizando la prueba de Alpin Wech (Régnier, 1995). Esta prueba, para un nivel dado, nos lleva a los siguientes dos casos; Ambas muestras son estadísticamente idénticas y, en ese caso, se agregan en una nueva muestra que se compara con la siguiente muestra. Las dos muestras son estadísticamente diferentes y una está a la derecha de una interfaz. En base a esto propone una metodología en base a la cual logra obtener perfiles estratigráficos validados mediante cámara de calibración, como se observa en la Figura 2-18, finalmente extiende esta metodología mediante técnicas numéricas a interpolaciones en 2D y 3D que consideran el comportamiento físico de la resistencia por punta (q_d).

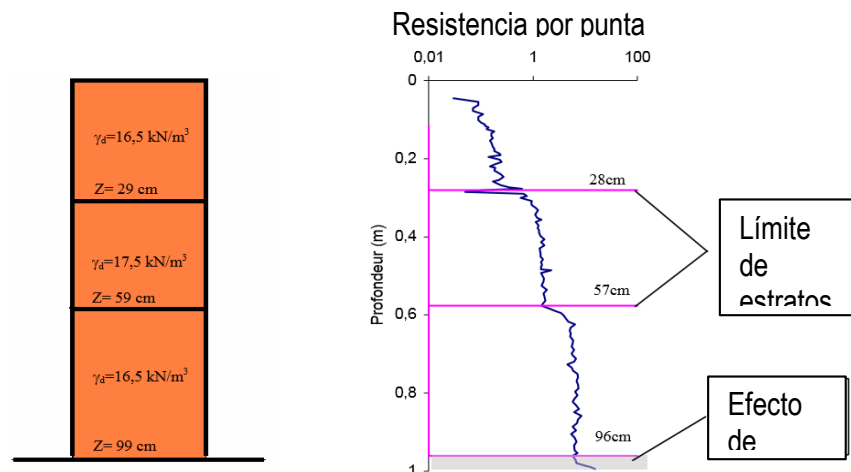


Figura 2-18 - Método estadístico para determinación de estratigrafía (Chaigneau, 2001)

Arbaoui, (2012) propuso una metodología para estimar el módulo de elasticidad basado en ensayos de penetración ligera estáticos. Para esto realizo ensayos monótonos y cíclicos de penetración en cámara de calibración. Validó su metodología

y propuso un procedimiento de campo para la prospección estática. Sin embargo este ensayo sólo tiene fines de investigación ya que el marco de reacción es poco práctico para su uso en terreno.

2.4 EQUIPOS Y TÉCNICAS DE MONITOREO COMPLEMENTARIAS

En el presente acápite se presentan las herramientas utilizadas para realizar monitoreo in-situ complementarias al ensayo dinámico de penetración ligera. Estas se utilizaron con el objetivo de obtener muestras y parámetros de estado a correlacionar con la resistencia por punta medida mediante penetrómetros ligeros.

2.4.1 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS MEDIANTE BARRENO

El taladro helicoidal (barreno) es una herramienta clásica, para extracción de muestras de suelo, que consiste en una barra adosada a un tomamuestra, que se introduce en el suelo, de manera manual, hasta una profundidad de prospección variable, por lo general entre 5 y 10 (m), a dicha profundidad se extrae una muestra alterada. Esto puede realizarse con el mismo aparato de perforación o con otro módulo de características adecuadas al material, la cual debe ser almacenada en un recipiente que minimice las pérdidas de las características del material extraído:

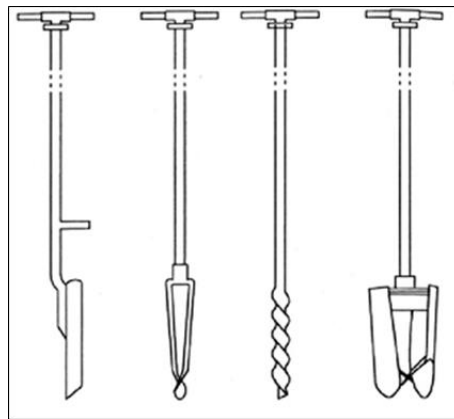


Figura 2-19 - Extractores de muestra en profundidad, (Deagonini, 2016)

2.4.2 SENSOR DE HUMEDAD PORTATIL

El principio de funcionamiento de los sensores de humedad consiste en medir la humedad de un material sólido, gracias a la conductividad del agua. La cual se define como la medida de la capacidad de un material o sustancia para dejar pasar la corriente eléctrica a través de él. La conductividad depende de la estructura atómica y molecular del material. Mientras mayor es la presencia de agua en la tierra mayor es la conductividad, reduciendo la resistencia entre los dos terminales enterrados del sensor.

El sensor usado GS3 consiste en un sensor de humedad superficial, el cual cuenta con un módulo que permite adquirir datos en una memoria SD, de esta manera se puede medir la humedad sin la necesidad de recuperar una muestra de suelo. Gracias a la incorporación de un display se puede obtener el dato en tiempo real. Esto resulta conveniente en términos de tiempo y precisión ya que las muestras al ser trasladadas pueden sufrir pérdidas de humedad.

Las metodologías para aplicar el sensor de humedad son diversas y no se encuentran normadas, sin embargo, el sensor debe ubicarse en el suelo de tal manera que ambos terminales estén totalmente enterrados en él. En caso de suelos duros esto puede realizarse extrayendo material y enterrando el sensor en conjunto con el suelo, para suelos blandos se puede hincar el sensor directamente.

2.4.3 DENSIDAD IN-SITU MEDIANTE CONO DE ARENA

Este equipo permite mediante la utilización de arena estandarizada y un cono de dimensiones normalizadas, la determinación de la densidad superficial in situ, tanto seca como húmeda. El tamaño máximo de las partículas debe ser de 50 mm. Para esto se realiza una perforación cilíndrica que puede variar de 0 a 20 cm de profundidad según la norma NCh1516, esto se define de acuerdo al tamaño máximo de la partícula presente en el material, para lo cual la norma presenta volúmenes mínimos de extracción, no así profundidad mínima.

El material extraído debe ser almacenado en un recipiente que permita mantener las características hídricas de la muestra, para posteriormente colocar una placa metálica en la cual se apoya el Cono de arena, a través del cual se deja caer a una velocidad controlada un volumen conocido de arena estandarizada de densidad aparente determinada en laboratorio. Mediante la diferencia de volúmenes y la densidad aparente de la arena estandarizada se obtiene la densidad del terreno.

2.4.4 VELETA DE CORTE (VANE SHEAR TEST)

Consiste en posicionar en el terreno en estudio una veleta con cuatro paletas y realizar un giro controlado con ella embebida dentro de la masa de suelo. De esta manera se obtiene el torque requerido para cortar una superficie cilíndrica. Luego usando condiciones de equilibrio límite se obtiene la resistencia al corte. Se debe evitar generar roce con la barra de acero utilizada para el hincado de la veleta o considerar dicho roce en el momento del cálculo de la resistencia no drenada. La norma ASTM D 2573 (ASTM, 2002a) regula su uso para suelos finos que tienen una respuesta no drenada bajo la aplicación del ensayo, este método es utilizado principalmente para suelos finos por lo que resulta ideal para prospecciones en la cubeta de depósitos de relave.

2.5 ESTIMACIONES PARA DATOS DISCRETOS

Cuando se tienen datos discretos es posible sacar provecho de dichos datos mediante técnicas de estimación. La formulación general de estas técnicas tiene la forma de la ecuación 2.39.

$$(2.39) \quad Z^*(x_0) = \sum_i \lambda_i Z(x_i)$$

2.5.1 INVERSO DE LA DISTANCIA

Donde x_0 corresponde al punto donde se desea predecir la variable Z^* , a partir de los valores conocidos $Z(x_i)$ ponderados por un peso λ_i , un caso ampliamente usado es el inverso de la distancia (ver ecuación 2.40), técnica en la cual el peso se define en base a la distancia entre el punto de predicción y el punto conocido de acuerdo con un coeficiente β definido en base a qué tan rápido deben disminuir los pesos según la distancia, un valor típicamente usado es 2.

$$(2.40) \quad \lambda_i = \frac{(x_i - x_0)}{\sum (x_i - x_0)^\beta}$$

El problema de métodos como el inverso de la distancia, es que son arbitrarios en el sentido de que no consideran un conocimiento general de como varían las propiedades en la región de interés, más bien se asume un comportamiento según la relación utilizada. Por otra parte estos métodos de estimación son deterministas y asumen un total conocimiento de cómo varían las propiedades en el medio analizado.

A pesar de lo anterior ha habido autores que han intentado dar una rigurosidad matemática al método de inverso de la distancia (Babak & Deutsch, 2008). En dicho estudio los mismos autores aportan una metodología para la inclusión de un variograma para el método basado en el supuesto de estacionariedad y concluyen que debido a la simpleza y robustez del método este debe seguir siendo utilizado ya que en muchos casos entrega mejores resultados que aquellos basados en técnicas de kriging aun sin dicho formalismo estadístico.

2.5.2 GEOESTADÍSTICA

a) Conceptos básicos:

Una solución a la falta de formalidad matemática en los métodos de interpolación tradicionales para la realización de predicciones es la formulación geoestadística y las técnicas de kriging. Estas se basan en utilizar una variable regionalizada la cual se define en un punto x_0 , como aquella variable $Z(x_0)$ que presenta una variación con promedio μ , desviación estándar σ^2 así como una distribución de probabilidades. Con estos estadísticos y sumado a asociar un error $\varepsilon(x)$ a la estimación se puede obtener una probabilidad para la estimación $Z^*(x_0)$ de la variable regionalizada. Un proceso estacionario aleatorio se puede representar como se detalla en la ecuación 2.41.

$$(2.41) \quad Z(\mathbf{x}) = \mu + \varepsilon(\mathbf{x})$$

Esto denota simplemente que la variable regionalizada $Z(\mathbf{x})$ se puede representar como un valor medio constante μ con una componente de error $\varepsilon(\mathbf{x})$ aleatoria que tiene promedio 0 y covarianza. Para la determinación de la covarianza se recurre a su formulación más general. La variación espacial en modelos geoestadísticos consiste en asumir que los puntos cercanos entre si tienden a ser similares, sin embargo al alejarse cada vez difieren más, la covarianza de dos pares de puntos se calcula de según la ecuación 2.42.

$$(2.42) \quad C(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2) = E\left[\{Z(\mathbf{x}_1) - \mu(\mathbf{x}_1)\}\{Z(\mathbf{x}_2) - \mu(\mathbf{x}_2)\}\right]$$

Un supuesto de los análisis espaciales geoestadísticos es la estacionariedad. La estacionariedad tiene relación con que a pesar de tratarse de un proceso aleatorio, ciertos atributos se mantienen en el espacio. En el caso de un proceso aleatorio estacionario el promedio se mantiene constante. Esta consideración no siempre se cumple, sin embargo es posible analizar una región pequeña de dimensión h en la que se cumpla que el promedio se mantenga constante. En este caso, entonces el valor esperado para un punto x y un punto $x + h$ debe mantenerse es decir como se muestra en la ecuación 2.43.

$$(2.43) \quad E[Z(\mathbf{x}) - Z(\mathbf{x} + \mathbf{h})] = 0$$

Luego para estimar la covarianza, podemos reemplazarla por la varianza de tal manera que dependa de la distancia entre puntos y no de la ubicación absoluta como se muestra en la ecuación 2.44.

$$(2.44) \quad var[Z(\mathbf{x}) - Z(\mathbf{x} + \mathbf{h})] = E\left[\{Z(\mathbf{x}) - Z(\mathbf{x} + \mathbf{h})\}^2\right] = 2\gamma(h)$$

Donde la variable $\gamma(h)$ se conoce como la semivarianza a la separación h , semivariograma o sencillamente variograma. Notese que esta última sólo es un función de h . Para la estimación de la covarianza podemos recurrir a la nube variografica empírica. Esta consiste en el cálculo de la semi-varianza para todos los puntos conocidos en alguna dirección de interés. Este gráfico permite realizar un ajuste de algún modelo teórico de variograma para un set de pares (x_i) y (x_j) que representan una coordenada (x_i, y_i, z_i) y (x_j, y_j, z_j) . Es posible obtener la semi-varianza en cada par de puntos como se detalla en la ecuación 2.45.

$$(2.45) \quad \gamma(x_i, x_j) = 0,5 \{z(x_i) - z(x_j)\}^2$$

b) Descripción de los elementos del variograma:

El variograma para datos irregulares debe considerar una tolerancia respecto de la distancia de separación entre puntos (h). Esto debido a que los datos por lo general no están perfectamente equiespaciados, dicha tolerancia se denomina según la característica que considera: una tolerancia paralela a la dirección de cálculo del paso (ε), una tolerancia en el ángulo respecto a la dirección del paso a considerar (α_{tol}) y finalmente un ancho de banda perpendicular a la dirección considerada (w). A modo de ejemplo en la Figura 2-20 para un par de puntos coordenados A y B, si B se encuentra en la zona gris el valor aporta al cálculo del variograma $\gamma(h)$. En la Figura 2-20 a se muestra un punto que si aporta al cálculo del variograma y en la Figura 2-20 b se muestra un punto que no aporta al cálculo del variograma (Oliver & Webster, 2007).

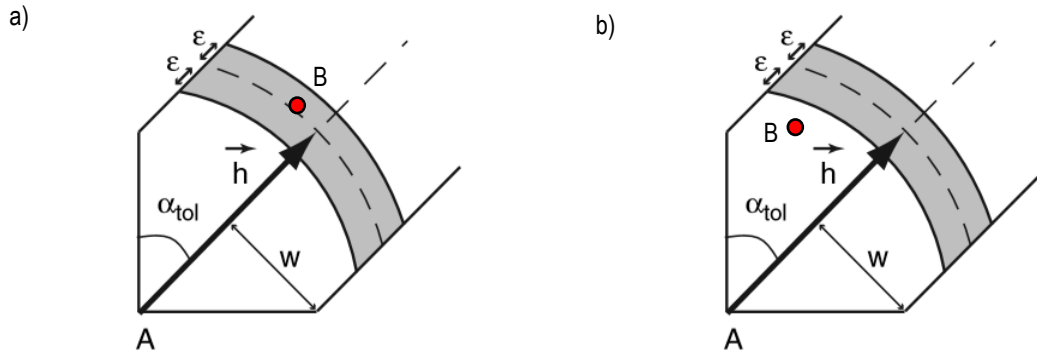


Figura 2-20 - Ejemplo de punto que a) Aporta al cálculo del variograma b) No aporta al cálculo del variograma (Elaboración Propia)

A partir de esto es fácil ver que diferentes parámetros de tolerancia definidos en el párrafo anterior, resultan en diferentes variogramas empíricos, para representar correctamente los variogramas empíricos existen diferentes modelos de ajuste. El modelo más básico a utilizar en un análisis geoestadístico corresponde al modelo de “efecto pepita”. Este modelo representa una varianza constante en todo el dominio y su interpretación corresponde a que no hay relación espacial entre los puntos de análisis, este modelo se detalla en la ecuación 2.46. Donde c_0 corresponde a la varianza y $\delta(h)$ corresponde al delta de Kronecker el cual vale 1 cuando $h = 0$ y 0 en cualquier otro caso.

$$(2.46) \quad \gamma(h) = c_0 \{1 - \delta(h)\}$$

Uno de los modelos más utilizados para el ajuste del variograma corresponde al modelo gaussiano. La función se aproxima a su varianza de forma asintótica, puede ser considerado con un rango efectivo de aproximadamente en el que a $\sqrt{3}r$ alcanza el 95% de su varianza. En la ecuación 2.47 se detalla el modelo donde c es la varianza r es un parámetro de distancia.

$$(2.47) \quad \gamma(h) = c \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{h^2}{r^2}\right) \right\}$$

Otro modelo implementado en software comercial corresponde al modelo exponencial. A pesar de que este modelo no tiene un rango finito, para efectos prácticos suele considerarse que el rango efectivo aproximado es cuando la varianza vale el 95% del valor total y corresponde a $3r$. Ver ecuación 2.48.

$$(2.48) \quad \gamma(h) = c \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{h}{r}\right) \right\}$$

A modo de comparación en la Figura 2-21 se detalla, la forma típica del modelo gaussiano (b) y exponencial (a) ajustados de tal forma que en la distancia efectiva del modelo $c = 1 ; r = 1$.

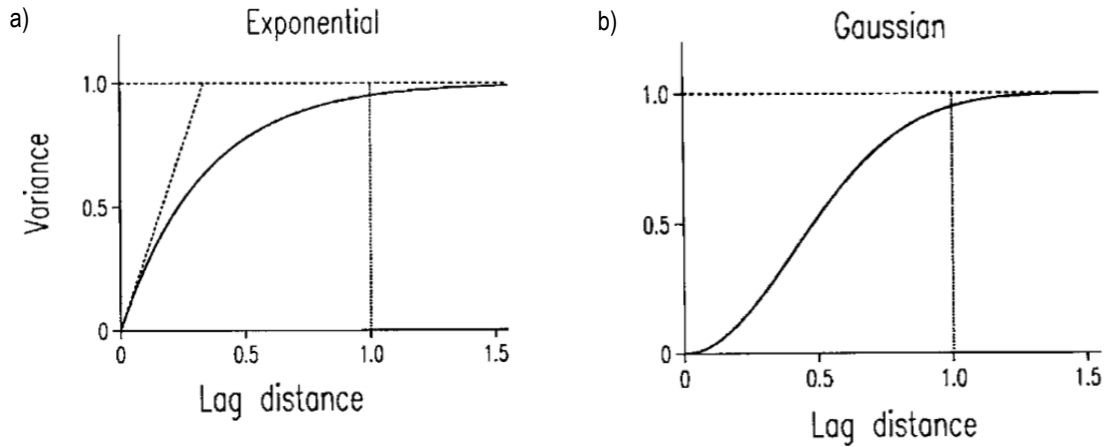


Figura 2-21 - Modelos con varianza unitaria y alcance unitario, a) Modelo exponencial b) Modelo gaussiano (Oliver & Wester, 2007)

Otro modelo corresponde al modelo esférico, el cual se detalla en la ecuación 2.49.

$$(2.49) \quad \gamma(h) = \begin{cases} \frac{3h}{2r} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{r} \right)^3; & \text{si } h < r \\ 1; & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Todos estos modelos son monótonamente crecientes limitados por 1, en el caso especial del modelo gaussiano y exponencial estos se rigen por la distancia efectiva, su contraparte de covarianza se puede obtener mediante la ecuación 2.50.

$$(2.50) \quad C(h) = C(0) - \gamma(h); \text{ con } C(0) = 1$$

c) Kriging ordinario:

Dentro de los métodos de espacialización aquel que suelen usar los métodos geoestadísticos corresponde al kriging. Existen diferentes tipos de kriging, como el kriging de bloque, kriging ordinario, kriging lineal entre otros, los cuales se diferencian principalmente en los supuestos realizados para minimizar la varianza. En el kriging lineal las estimaciones corresponden a combinaciones lineales de los datos con pesos, estos pesos se asignan según el modelo variográfico utilizado. El kriging ordinario realiza una estimación de una única variable y corresponde al más utilizado. Este se basa en el supuesto de que no conocemos el promedio de los datos, luego estimamos la variable regionalizada Z en el punto x_0 mediante su estimador $\hat{Z}(x_0)$ (Ver ecuación 2.51). La estimación mediante kriging es no sesgada, es decir el estimador converge en media al valor real Z y además el estimador minimiza la varianza de kriging.

$$(2.51) \quad \hat{Z}(x_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(x_i)$$

Para asegurar que la predicción es no sesgada los pesos se fuerzan a sumar 1, como se detalla en la ecuación 2.52. Luego el error esperado de la predicción debe ser 0 y la varianza de la estimación es de la forma que se detalla en la ecuación 2.52.

$$(2.52) \quad \text{var}[\hat{Z}(x_0)] = E\left[\left\{\hat{Z}(x_0) - Z(x_0)\right\}^2\right]$$

Usando la técnica de los multiplicadores de lagrange (ψ) es posible minimizar la varianza de kriging. Para obtener los pesos de kriging definimos una función auxiliar que contenga la varianza que debemos minimizar, más un término que contiene la restricción de los pesos y un multiplicador de lagrange. Se detalla dicha función $T(\lambda_i, \psi)$ en la ecuación 2.53.

$$(2.53) \quad T(\lambda_i, \psi) = E\left[\left\{\hat{Z}(x_0) - Z(x_0)\right\}^2\right] - 2\psi\left\{\sum_{i=1}^N \lambda_i - 1\right\}$$

Derivando esta ecuación respecto a los pesos y al parámetro de lagrange, nos encontramos con un set de ecuaciones de $N + 1$ ecuaciones y $N + 1$ incógnitas, este set de ecuaciones se detalla en la ecuación 2.54 y 55 permiten encontrar los pesos λ_i , este es el sistema de kriging ordinario puntual.

$$(2.54) \quad \sum_{i=1}^N \lambda_i \gamma(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) + \psi(\mathbf{x}_0) = \gamma(\mathbf{x}_j, \mathbf{x}_0), \text{ para todo } j$$

$$(2.55) \quad \sum_{i=1}^N \lambda_i = 1$$

Estas ecuaciones pueden ser representadas en forma matricial de la forma que se detalla en las ecuaciones 2.56, 57 y 58.

$$(2.56) \quad \mathbf{A}\boldsymbol{\lambda} = \mathbf{b}$$

$$(2.57) \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \gamma(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_1) & \gamma(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2) & \dots & \gamma(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_N) & 1 \\ \gamma(\mathbf{x}_2, \mathbf{x}_1) & \gamma(\mathbf{x}_2, \mathbf{x}_2) & \dots & \gamma(\mathbf{x}_2, \mathbf{x}_N) & 1 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma(\mathbf{x}_N, \mathbf{x}_1) & \gamma(\mathbf{x}_N, \mathbf{x}_2) & \dots & \gamma(\mathbf{x}_N, \mathbf{x}_N) & 1 \\ 1 & 1 & \dots & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$(2.58) \quad \boldsymbol{\lambda} = \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \vdots \\ \lambda_N \\ \psi(\mathbf{x}_0) \end{bmatrix} \text{ y } \mathbf{b} = \begin{bmatrix} \gamma(\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_0) \\ \gamma(\mathbf{x}_2, \mathbf{x}_0) \\ \vdots \\ \gamma(\mathbf{x}_N, \mathbf{x}_0) \\ 1 \end{bmatrix}$$

Es claro de las ecuaciones 2.56, 57 y 58 que a partir de estas relaciones es posible obtener los pesos como se detalla en la ecuación 2.59 realizando una inversión de la matriz \mathbf{A} denominada según la notación matemática convencional \mathbf{A}^{-1} .

$$(2.59) \quad \boldsymbol{\lambda} = \mathbf{A}^{-1}\mathbf{b}$$

Ingresando los pesos obtenidos en la ecuación 2.56 es posible obtener una estimación a la media del punto de interés. Para poder obtener una probabilidad, para un umbral de la predicción es necesario realizar el cálculo de la varianza de la estimación. Realizando arreglos algebraicos es posible obtener una expresión para la varianza de kriging $\sigma^2(\mathbf{x}_0)$ la cual se detalla en la ecuación 2.60.

$$(2.60) \quad \sigma^2(\mathbf{x}_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i \gamma(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_0) + \psi(\mathbf{x}_0)$$

Y el estimador de la varianza $\hat{\sigma}^2(\mathbf{x}_0)$ se puede calcular como se detalla en la 2.61 a partir de un producto de vectores.

$$(2.61) \quad \hat{\sigma}^2(\mathbf{x}_0) = \mathbf{b}^T \boldsymbol{\lambda}$$

Si uno de los puntos de estimación \mathbf{x}_0 es igual a algún punto de los datos, por ejemplo \mathbf{x}_j , entonces la varianza se minimiza cuando $\lambda(\mathbf{x}_j) = 1$, y todos los otros pesos son 0. De hecho $\sigma^2(\mathbf{x}_0) = 0$.

d) Geoestadística en geotecnia:

Investigaciones realizadas en USM y PUCV también han hecho uso de la geoestadística. Casanova realizó una correlación en arena uniforme, fina a mediana y de tamaño medio de partícula, entre la resistencia dinámica de punta (q_d) de penetrómetros ligeros y la resistencia de cono total (q_t) del CPT. Los datos y resultados de los ensayos PANDA y CPT que utilizó Casanova (2018) fueron prospectados en la localidad de Dunkerque. En la campaña se realizaron 19 ensayos PANDA2 y 4 ensayos CPT. Casanova (2018) concluyó que la relación entre ensayos puede ser de las dos formas detalladas en la ecuación 2.62 y 63.

$$(2.62) \quad q_t = 0,986 q_d \quad R^2 = 98,9 \%$$

$$(2.63) \quad q_t = q_d^{0,957} \quad R^2 = 97,7 \%$$

Por otra parte Villarroel (2018) utilizó la geoestadística para el monitoreo geotécnico en un depósitos de relave. Utilizó resultados de ensayos con penetrometros dinámicos ligeros Panda realizados en depósito de relaves convencional. Estableció una correlación entre la resistencia en punta del ensayo Panda y la densidad seca de las arenas del tranque de relaves, permitiendo estudiar el nivel de compactación. Obtuvo variogramas (Ver Figura 2-22 a) experimentales según distintas direcciones de análisis, lo que permitió identificar claramente la estructuración interna y estimar el espesor de las capas de depositación. La estimación por kriging de la variable resistencia en punta permitió identificar zonas potencialmente débiles.

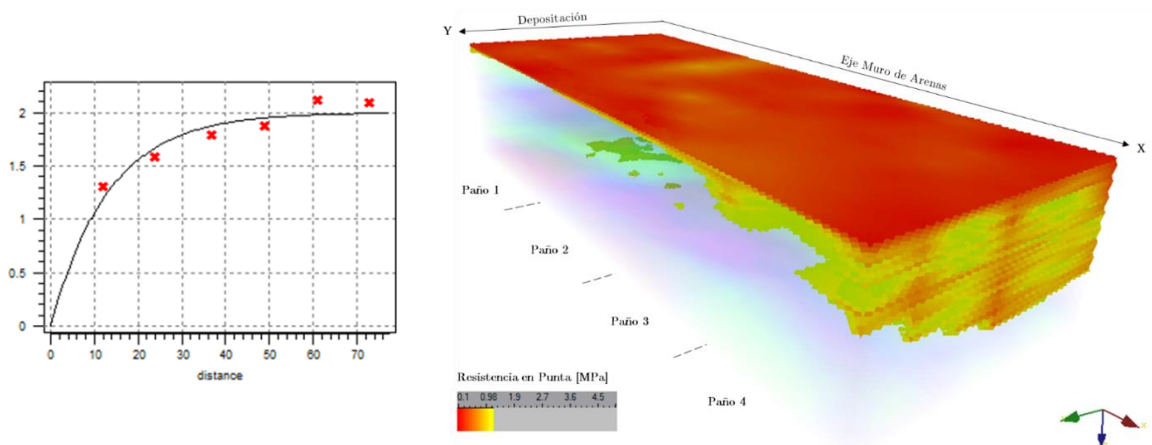


Figura 2-22 – a) Ajuste variograma teórico b) Zonas con grado de compactación menor a 95% (Villarroel, 2018)

Villarroel (2018) concluyo que la herramienta de geoestadística resulta práctica para el control operacional de muros de depósitos de relaves, detecto un paño con un menor grado de compactación y pudo acotar la zona mal compactada (Ver Figura 2-22 b). Finalmente investigaciones en PUCV conducidas por Tomasek (2016) utilizaron geoestadística en 3 depósitos de relave. 2 de estos se encontraban en operación y uno corresponde a un depósito en condición de cierre. Uno de los depósitos evaluados fue trabajado igualmente por Villarroel (2018), por lo que los resultados de su análisis son similares. Por otra parte evaluando el depósitos de relaves de Cerro Negro Norte, el cual será analizado en el presente trabajo, concluyo que es posible determinar el potencial de licuefacción de forma cualitativa utilizando los resultados del kriging de la variable resistencia por punta (Ver Figura 2-23), según criterios propuestos por Espinace et al. (2016).

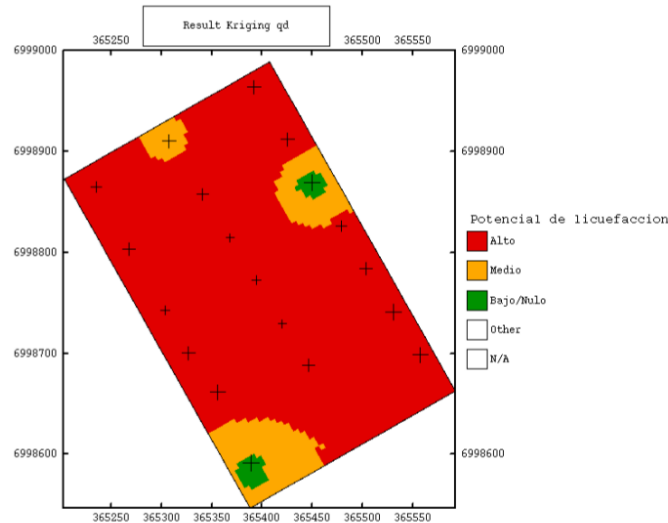


Figura 2-23 – a) Potencial de licuefacción en base a resultados de resistencia por punta (Tomasek, 2016)

El estudio del tranque La Africana, en condición de cierre ha permitido identificar dos comportamientos diferentes en función de las zonas del tranque y de la historia de los relaves. Sobre la parte muro/cubeta, es decir la parte que no ha experimentado ni licuefacción ni cambios desde su depositación, las primeras capas se encuentran muy resistentes y la resistencia de punta baja después 2 metros de profundidad. Mientras que en la zona licuada a pesar de la alta variabilidad, el estudio de los penetrogramas y la aplicación de la geoestadística permitieron identificar la estructura de variación espacial. El efecto del tiempo y de la licuefacción ha producido una reorganización de las propiedades mecánicas. En la parte que si presentó licuefacción, las primeras capas son menos resistentes y la resistencia de punta aumenta con la profundidad. La geoestadística puede ser aplicada en el control de estabilidad de los tranques en condición de cierre siempre y cuando se tengan datos suficientes.

2.6 RESPECTO AL USO DE PENETRÓMETROS LIGEROS EN DEPÓSITOS DE RELAVE

En relación a los penetrometros dinámicos ligeros como herramienta de monitoreo y/o control operacional de depósitos de relave tiene un uso importante tanto a nivel nacional como a nivel internacional. Este presenta una alternativa atractiva en términos técnico-económicos para el control de compactación de depósitos de relaves (q_A & q_C). Al ser un penetrómetro ligero permite abarcar grandes extensiones generando mapas a través de los cuales es posible determinar zonas débiles y/o de baja compactación, los cuales pueden ser generados mediante el uso de la geoestadística o técnicas de interpolación tradicionales como el método de inverso de la distancia o interpolación lineal. Sin embargo aún existen interrogantes en relación al uso de los penetrómetros, como por ejemplo cual es el efecto de las variables de estado en materiales de diferentes características.

En la actualidad no existe un factor de corrección por confinamiento particular para penetrómetros ligeros. La estimación de parámetros geotécnicos y estimación de potencial de licuefacción requieren de la variable penetrométrica normalizada

(q_{dN1}). Por otro lado potenciales aplicaciones en relación a su uso en depósitos de relaves espesados o relaves de cubeta de tranques de relaves convencionales presentan un estado parcialmente saturado del suelo. Las tensiones verticales efectivas se ven afectadas por el contenido de humedad, por lo tanto al realizar la corrección por confinamiento en este tipo de depósitos de relaves es necesario avanzar hacia un enfoque de corrección por estado y características del material, que considere explícitamente el efecto de la humedad, el contenido de finos y la tensión vertical efectiva.

2.7 RESPECTO AL USO DE GEOESTADÍSTICA

La geoestadística presenta una ventaja por sobre los métodos de interpolación tradicionales. Esto se debe principalmente a que consiste en un método con varianza mínima y conocida en el caso del estimador de kriging ordinario. Al tener media y varianza conocida es posible generar mapas con probabilidad de ocurrencia para un valor de q_d dado, esto último puede constituir una herramienta potente para la inclusión de metodologías de control operacional que consideren un enfoque probabilístico. Con este tipo de metodologías sería posible considerar de forma directa la incertidumbre de la variabilidad espacial.

3 CAPÍTULO III – TRABAJO DE LABORATORIO

El comportamiento de un suelo en términos de resistencia al corte, depende del estado en que se encuentra in-situ y de las propiedades índice del material entre otras variables que tradicionalmente no son cuantificadas debido a que son más difíciles de estudiar como el envejecimiento, la anisotropía y la sensibilidad. A continuación se describen algunos de estos parámetros con el objetivo de posteriormente estudiar la respuesta del suelo a la penetración y la incidencia de los parámetros más comúnmente obtenidos en estudios de ingeniería en esta.

3.1 PROPIEDADES ÍNDICE Y VARIABLES DE ESTADO

a) Definición:

Las propiedades índice son aquellas que no dependen del estado al cual se encuentra el suelo y son inherentes al mismo. Es por esto que principalmente son propiedades estudiadas en laboratorio ya que es más fácil preservar las condiciones del suelo en el transporte de muestras. Entre las propiedades índice que podrían afectar la respuesta a la penetración están la granulometría, la plasticidad y el peso específico de las partículas sólidas. En el presente estudio la granulometría es considerada en términos del contenido de finos del material y la plasticidad y peso específico es tema para investigaciones futuras.

Por otra parte, para poder analizar un medio continuo se usa terminología en común para diferentes áreas (e.g Termodinámica, Mecánica de fluidos). Uno de estos términos es variables de estado, estas se definen como propiedades no materiales requeridas para caracterizar un sistema material. Estas suelen separarse según el sistema material a caracterizar, como por ejemplo; Variables de estado tensional y de deformación. Debido a que en esta investigación se estudiarán sólo humedad, presión vertical efectiva y densidad, se denominarán simplemente de forma genérica como variables de estado.

b) Variabilidad en depósitos de relave:

Para el estudio de variables de estado la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos conocida como índice de vacíos es importante. Esto porque durante la operación de los depósitos de relave tiene una variación. Esta variación en el caso de los relaves finos depositados en la cubeta o en el caso de relaves espesados, se deben principalmente a una densificación provocada por el efecto conjunto del secado bajo condiciones climáticas locales y posterior consolidación bajo una capa nueva de relave. El mismo mecanismo de variación afecta a la densidad seca, la cual tiene directa influencia en la resistencia a la penetración, tal proceso de secado así como la depositación del relave producen variabilidad de este parámetro que debe ser contrastada con las condiciones de diseño por su posible efecto en la estabilidad global del sistema. Para abarcar un rango representativo de condiciones in-situ para cada material se definirá un estado denso, un medio y uno suelto.

En el presente estudio es de interés analizar la influencia de la presión de confinamiento en la resistencia a la penetración ya que esto no ha sido analizado para DLP's. Debido a las dificultades inherentes de controlar la presión lateral de suelos se opta por desarrollar un mecanismo con condiciones edométricas. Un aumento de σ'_v aumenta la presión de confinamiento lo cual en términos de resistencia al corte mejora su respuesta. Es sabido que la resistencia a la penetración se ve afectada en mayor o menor medida dependiendo del tipo de equipo por la presión vertical efectiva. Como las prospecciones de penetrometros ligeros alcanzan profundidades de hasta 10 (m) máximo, se debe realizar una estimación simple del rango de tensiones generadas para esa profundidad de prospección. Se determinó un rango de tensiones de 0 a 200 kPa.

Una tercera variable de interés en el caso de los relaves espesados y/o relaves de cubeta es el grado de saturación o contenido de humedad. Esto debido a que esta propiedad varía considerablemente para un mismo depósito de relaves y constituye una variable que en la práctica de ingeniería es simplificada del análisis al realizar consideraciones de saturación total, las cuales rara vez se cumplen durante la operación. Al considerar que la humedad de saturación es una propiedad que depende del tipo del suelo y del estado de densidad del mismo, el rango de humedades a analizar deberá ser definido para cada material en particular. Se definirán humedades consistentes con condiciones de campo así como aquellas que sean posible replicar en laboratorio.

Como se desconoce la influencia de las variables de estado en el penetrograma, así como la validez del esquema de ensayo propuesto se empezará por diseñar un sistema apropiado que permita parametrizar las variables presión de confinamiento, densidad, humedad y finalmente contenido de finos. Para esto se proponen alternativas y se seleccionan diferentes prototipos de cámaras de calibración así como sistemas de carga. Una vez decidido el equipo a utilizar así como su instrumentación para la medición de dichas variables se realizara una prueba preliminar con arena estandarizada para validar el equipo confeccionado.

Primero se analizará arena estandarizada la cual cuyas propiedades se describen en capítulos propiedades, con este material como se mencionó anteriormente además se validara el esquema de ensayos. Esto debido a que la arena estandarizada (SP o SW), se encuentra ampliamente estudiada para el caso de penetrómetros pesados en condiciones de humedad seca y será posible obtener resultados comparables para validar la metodología de estudio.

Posteriormente se extenderá este análisis a arenas con alto contenido de finos y arena limpia para diferentes estados controlando la confección de la probeta y las condiciones de realización de los ensayos penetrométricos. Para en una etapa final evaluar suelos finos para los cuales se espera un comportamiento de grandes deformaciones, por lo que el sistema ya debe ser robusto cuando se incorpore este tipo de material. Finalmente se propondrán y seleccionaran modelos, variables y metodologías de ensayo más apropiadas para cada material se procederá a contrastar la información con datos de terreno.

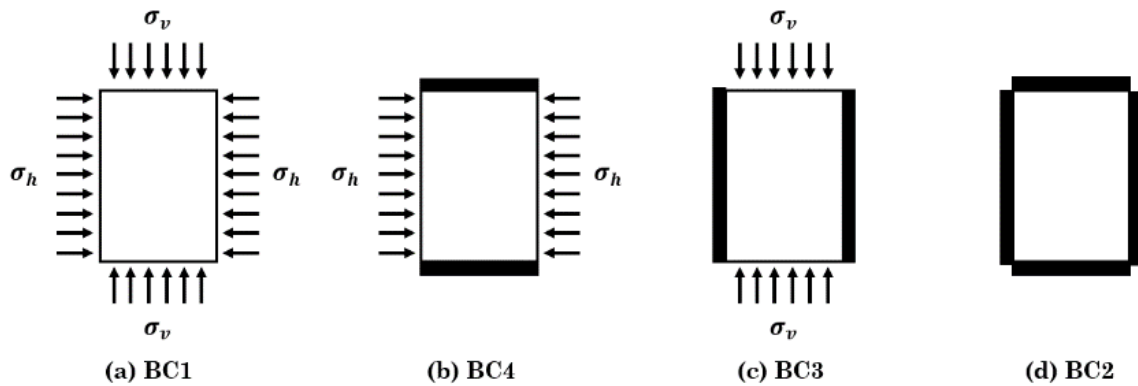
3.2 DISEÑO DE CÁMARA DE CALIBRACIÓN

Dado que en terreno se observa una variación de los datos de forma espacial, es de interés desagregar el efecto de los parámetros incidentes en la resistencia a la penetración. Esto para poder estudiar su efecto en la misma. Se utilizará una cámara de calibración para lo cual se tienen diversas alternativas de acuerdo con el mecanismo de aplicación de la carga y la confección de la cámara misma.

a) Condiciones de borde:

Generalmente se reconocen 4 condiciones de borde en ensayos, utilizadas para cámaras de calibración de ensayos CPT u otro penetrómetro (Salgado et al, 1998). En nuestro caso se utilizarán condiciones BC3 que corresponden a las condiciones dadas por el molde de calibración tradicionalmente usado para estas pruebas, ya que aplicar una presión del tipo triaxial u otra condición presentaría dificultades técnicas dado el tamaño de las muestras.

Las condiciones BC3 son equivalentes a condiciones edométricas comúnmente utilizadas en ensayos de consolidación tipo edómetro tradicionales. Las condiciones edométricas generan valores de resistencia por punta levemente más altos a los de campo (Pournaghiazar et al, 2012), aspecto a considerar en relaciones encontradas en correlaciones para resistencia por punta. En particular, para determinar factores de corrección este depende del cociente de dos valores de resistencia por punta obtenidos en cámara de calibración, por lo tanto este efecto no debiese ser relevante para el factor de corrección.



Tipos de condiciones de borde	Condiciones de borde laterales	Condiciones de borde superior e inferior
BC1	Esfuerzo Constante	Esfuerzo Constante
BC2	Sin desplazamiento	Sin desplazamiento
BC3	Sin desplazamiento	Esfuerzo Constante
BC4	Esfuerzo Constante	Sin desplazamiento

Figura 3-1 - Condiciones de borde para cámaras de calibración (Salgado, 1998)

b) Relación de diámetro:

Esto genera concentraciones de esfuerzo que no representan las condiciones de campo, por lo tanto se obtienen valores más altos de resistencia por punta que aquellos obtenidos en terreno. Este efecto viene dado de acuerdo con el tamaño de la sonda y en general diversos autores señalan que se debe respetar una relación ancho de la cámara/sonda de penetración. Para cámaras de calibración que han sido usadas en investigación y en la práctica el rango de razón sonda cámara es de aproximadamente 25 a 120 veces. La razón de variación de la resistencia de campo con la encontrada en cámara de calibración para suelos altamente densos va desde 0.5 a 0.9, por lo que en estos el efecto es de mayor impacto para las variables a estudiar. Por otra parte para suelos sueltos la diferencia disminuye al rango de 0.8 a 0.98 la razón entre el valor de cámara sobre el valor de campo, siendo más representativo para materiales en estado suelto (Salgado et al, 1998)

Respecto a la relación de diámetro (R_d), definido por el cociente entre el diámetro de la cámara (D_c) y el diámetro de la punta del penetrómetro (d_c), una serie de investigaciones (Parkin & Lunne, 1982; Lunne & Christophersen, 1983; Baldi, et al, 1982; Jamiolkowski et al, 1985 entre otros) concluyen que los valores de resistencia de cono medidos en cámara de calibración bajo condiciones de borde BC3 no se ven afectados de manera significativa en los siguientes casos:

- Suelo normalmente consolidado ($OCR = 1$) con un estado de compacidad clasificado como denso (Figura 3-2).
- Suelo con un estado de compacidad clasificado como suelto (Figura 3-3).

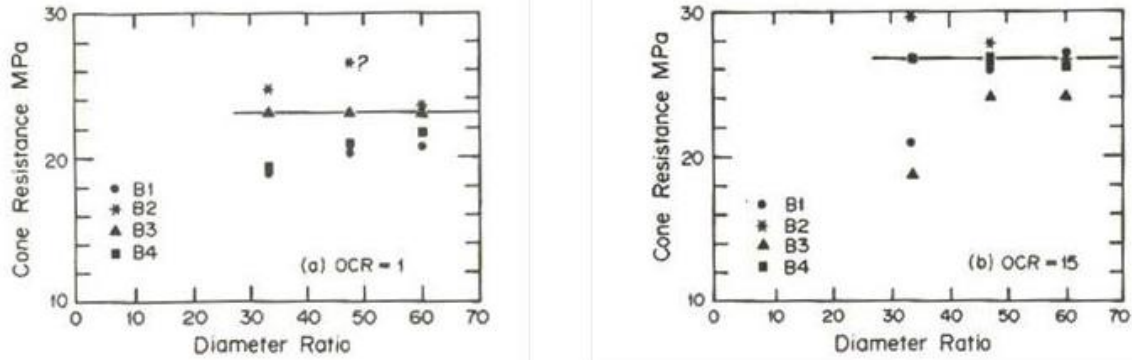


Figura 3-2 - Variación de la resistencia de punta en función del relación Rd. (Lunne and Christoffersen, 1983)

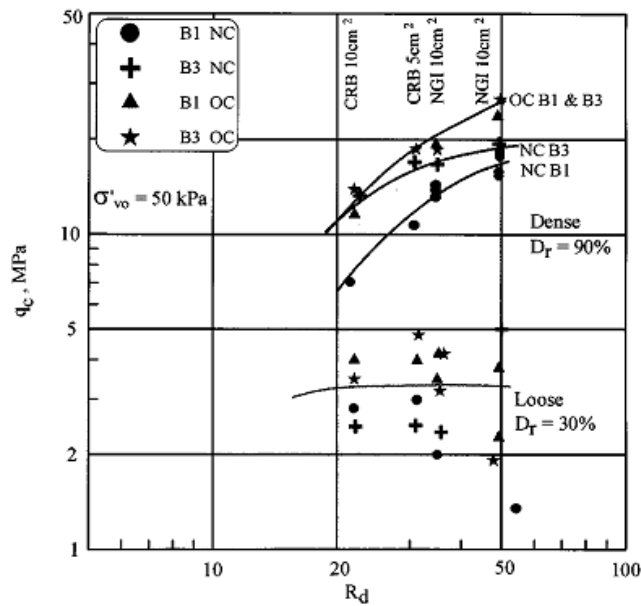


Figura 3-3 - Variación de la resistencia de punta en función del relación Rd. (Parkin and Lunne, 1982)

c) **Membrana polimérica interna:**

Para su diseño se tienen requerimientos dados por consideraciones teóricas. El tamaño de la cámara debe ser suficiente para evitar el efecto de borde de las paredes rígidas. Para evitar dicho efecto conocido como el efecto de arco que se genera en condiciones donde el suelo se encuentra con desplazamientos limitados (Tien, 1996) se utilizó un polímero llamado comercialmente como "Technyl", el cual en conjunto a la aplicación de un líquido desmoldante luego de cada carga permite disminuir la adherencia entre el suelo y el borde de la cámara.

d) **Drenaje basal:**

Al interior del molde, se dispuso de un sistema de drenaje compuesto por una capa de gravas limpias (GP) de 15,0 cm de espesor (Figura 3-4) y un geotextil sobre esta, cuya función es permitir un drenaje libre bidireccional y evitar arrastre de la fracción fina de las muestras de suelo. Para permitir la expulsión del agua durante la aplicación de las presiones de confinamiento, en la base del molde se instalaron dos llaves de bola.



Figura 3-4 - Drenaje basal en base de cámara de calibración Fuente: Elaboración Propia

e) Diseño de diámetro de la cámara:

Alternativa 1: La confección de cámara de dimensiones definidas por criterios técnicos corresponde a la primera alternativa de diseño 1 (Figura 3-5). De acuerdo con lo anterior la cámara de calibración debe ser idealmente 40 veces más grande que el diámetro de la sonda. Considerando además que este efecto se ve reducido al ocupar una cámara de dimensiones mayores esta alternativa resulta atractiva para poder representar un medio infinito de la mejor forma posible, pudiendo seleccionar un diámetro tan grande como de hasta 60 (cm).

Además al confeccionar la cámara existe la posibilidad de hacer módulo desmontables para la facilidad de operación. Un aspecto desfavorable de esta opción resulta el tiempo de ejecución ya que su confección requiere compra de materiales elaboración detallada de planos y tiempos de montaje. Adicionalmente se requiere más material para el llenado de la misma al aumentar el diámetro el volumen necesario crece considerablemente.

Alternativa 2: Otra opción c) corresponde a la modificación de cámara existente en laboratorio de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (PUCV). En el contexto del desarrollo de un proyecto interdisciplinario entre la Universidad Técnica Federico Santa María y la PUCV, se tiene la posibilidad de utilizar la cámara de calibración de la normativa de control de compactación mediante penetrometros ligeros (INN, 2012a) y adecuarla para poder controlar los parámetros en estudio. Las desventajas de esta cámara es que es más difícil de operar ya que no presenta módulos desmontables, además se requiere menos material para llenar la misma altura de material. Finalmente se consideraron 2 distintas alternativas; la alternativa 1 para 2 diámetros distintos. Y además se consideró la alternativa 2 como se muestra en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 - Comparación de alternativas de cámara de calibración. Fuente: Elaboración Propia

Alternativa	2	1 (60)	1 (50)
Diámetro	40	60	50
Tiempo de Confección	1 mes	3 meses	3 meses
Material Ocupado	226 kg	500 kg	350 kg
Facilidad de Operación	Buena	Media	Media
Costo	Alto	Medio	Medio

Finalmente se decidió por utilizar la alternativa 2 de diámetro 40 cm. Considerando que la cantidad de material a utilizar depende del área de la cámara, se determinó que no es factible transportar más de 230 kg en campañas de terreno. A esto se le debe adicionar el peso de los equipos de prospección y los pasajeros de vehículo considerando que las mismas

por lo general se realizan en camionetas con capacidad de carga de hasta 700 kg. Adicionalmente el tiempo de confección de la probeta es una variable que también se consideró en la decisión.

f) Dimensiones finales cámara de calibración:

Las características de la cámara de calibración empleada y el proceso de construcción de las probetas, fueron adoptados desde los trabajos realizados por Chaigneaux (2001) con el objetivo de calibrar el penetrómetro PANDA para el control de compactación de suelos granulares. Ello considerando las siguientes variables de relevancia para el proceso de calibración: geometría de la punta del penetrómetro (diámetro de la punta, ϕ_p ; ángulo del cono; α_p y longitud del cuerpo cilíndrico sobre el cono, L_j) y condiciones de borde de la cámara de calibración, incluyendo la influencia de la densidad del suelo y el coeficiente OCR, sobre la relación diámetro del molde de calibración/diámetro de la punta del penetrómetro. Este procedimiento se encuentra inserto dentro de los estándares de calibración de penetrómetros dinámicos portátiles, para ser empleados como herramientas para el control de compactación de depósitos de relaves y de terraplenes, tanto en Francia (NF P94-105) como en Chile (NCh 3261-12).

La selección de las dimensiones del molde de calibración respondió a aspectos económicos y técnicos (llenado del molde, aplicación de esfuerzos, entre otros mencionados previamente), además de la aplicación de los resultados a obtener. En la presente investigación el molde empleado es de pared rígida (acero estructural soldable tipo A 47-24 ES), cuyas dimensiones se encuentran definidas por un diámetro de 407 mm, una altura efectiva de 850 mm, una extensión de altura de 150 mm y un espesor de pared de 7 mm.

El diámetro se fundamenta en la pequeña dimensión de la punta del penetrómetro PANDA (21,5 mm de diámetro) y por consecuencia en el reducido volumen de suelo que solicita bajo la punta durante la ejecución del ensayo. En efecto, para este penetrómetro la longitud máxima de las líneas de ruptura es del orden de 20 cm para un suelo granular con un comportamiento mecánico puramente friccionante ($\phi \approx 45^\circ$)

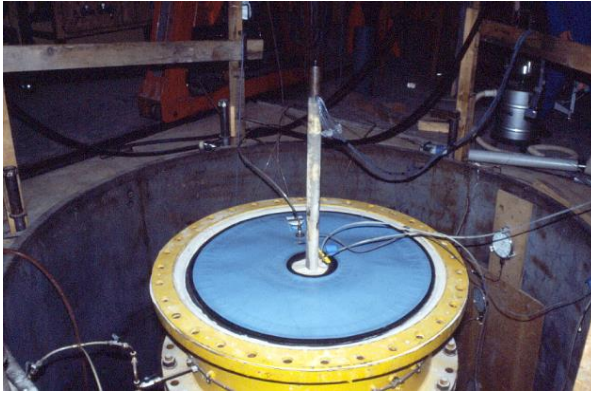
La altura del molde, se definió considerando los siguientes factores claves: el desarrollo de la profundidad crítica (entre 200 y 500 mm, dependiendo del tipo de suelo y estado de compacidad) y de la parte constante de la señal penetrométrica en al menos 200 mm de profundidad, y evitar la generación de un efecto del fondo. Respecto a esto último, es importante señalar que la resistencia de punta puede verse afectada de 50 a 100 mm sobre el fondo del molde.

3.3 DISEÑO DE SISTEMA DE CARGA

a) Elección de método de aplicación de presión:

De manera preliminar los requerimientos del sistema en base a una estimación de profundidad de prospección para un penetrómetro ligero dinámico de 6 (m), el equipo debe ser capaz de generar presiones en el rango de 0 a 200 (kPa) asumiendo densidades de suelo típicas como se mencionó previamente. Adicionalmente la carga debe presentar bajas fluctuaciones para permitir así un procedimiento de consolidación o carga controlado. A continuación se describen las diferentes alternativas a nivel conceptual, para aplicar la presión de confinamiento. Posteriormente se debe realizar un análisis técnico-económico que permita definir la mejor solución.

Alternativa 1: Corresponde a la utilización de una membrana inflable (bladder) a través de la cual es posible aplicar carga al suelo de manera homogénea. Para esto se debe proveer un sistema de inflado con un fluido, una opción es la utilización de aire comprimido o de un compresor de aire para llenar la membrana. La ubicación de los bladder puede ser tanto abajo (ver Figura 3-5 b) de la probeta como arriba (ver Figura 3-5 a), sin embargo deben tener espacio para permitir la aplicación del ensayo de penetración. La carga del bladder debe ser monitoreada constantemente para poder permitir una consolidación a presión constante, adicionalmente el bladder puede ser insuficiente de acuerdo con las consolidaciones esperadas para materiales con alto contenido de finos. (Ver Tabla 3-2).



a)



b)

Figura 3-5 - Membrana inflable a) sobre la probeta b) bajo la probeta. Imagen referencial cámara de calibración Laboratorio 3SR, Grenoble, Francia

Alternativa 2: Consiste en la utilización de masa para la generación de carga. Es posible mediante la aplicación de peso y una tapa suficientemente rígida transmitir presión de manera mecánica al suelo. Para esto se necesitaría una gran cantidad de masa debido a las dimensiones del área de aplicación. Sin embargo posee la ventaja de ser una carga invariante con el tiempo (Ver Tabla 3-2).

Alternativa 3: Corresponde a utilizar una Gata hidráulica y losa de reacción. A través de la carga de una tapa lo suficientemente rígida es posible aplicar tensión a la tapa mediante un tensor que atraviese la masa de suelo y llegue al nivel inferior de la losa de reacción. En este caso la carga debe monitorearse constantemente debido a la pérdida de carga natural en la gata hidráulica. Posee la ventaja de ser una solución que requiere poco espacio para su implementación. A continuación se presenta un cuadro comparativo y se resaltan en negro los aspectos relevantes en la toma de decisión (Ver Tabla 3-2).

Tabla 3-2 - Análisis técnico-económico cualitativo

Alternativa	1	2	3
Principio de Carga	Membrana Inflable	Masa	Gata Hidráulica
Variabilidad de la Carga	Incierto	Nula	Media
Espacio Ocupado	Bajo	Considerable	Bajo
Disponibilidad de insumos	No hay Membranas personalizadas que cumplan las especificaciones necesarias	Buena	Buena
Facilidad de Operación	Media Baja	Baja	Media
Costo	Incierto	Bajo	Bajo

Finalmente con un análisis técnico-económico cualitativo realizado, se obtiene que la alternativa a desarrollar corresponderá a la alternativa 3. Esto debido principalmente a que la alternativa 1 presenta una baja disponibilidad de insumos, en particular el elemento principal (membrana inflable) no se encuentra disponible en el mercado de acuerdo a los requerimientos de la investigación. Por otro lado la alternativa 2 presenta una solución poco práctica para el operario del equipo y un riesgo desde el punto de vista de la seguridad ya que se necesita mucha masa para poder alcanzar los niveles de presión requeridas.

b) Aplicación de presión vertical:

El sistema de carga obtenido a partir del diseño consistió en atravesar una cámara de calibración de 1 m de alto y 40 cm de diámetro tubular con un fierro de calidad SAE 4140 de acero centrado como se observa en las Figura 3-6 a y b. El fierro se encuentra provisto de hilos de tal manera de poder ubicar tuercas Grado 8 en ambos extremos y por lo tanto generar transmisión de carga. Esto de tal manera de poder aplicar la carga generada por la gata hidráulica en una tapa de acero de 10 mm y 400 mm de diámetro.

La reacción para alcanzar altos niveles de carga se genera con la losa de reacción, ubicando la gata hidráulica en un nivel inferior al de la cámara como se muestra en la Figura 3-7 a) y b). Esta losa tiene un espesor de 80 cm y no se deflecta bajo los niveles de tensión trabajados en las pruebas de calibración. El acero por su parte al ser acero de alta calidad tampoco tiene deformaciones importantes, a pesar de esto se decidió ubicar la celda de carga inmediatamente encima de la tapa de acero de tal forma de leer la fuerza finalmente aplicada sobre el suelo lo más cerca de él. La manivela de carga de la gata hidráulica se ubicó a un costado de la cámara de calibración para poder leer el desplazamiento y la celda de carga conectados a un sistema DAQ controlado por software Labview.

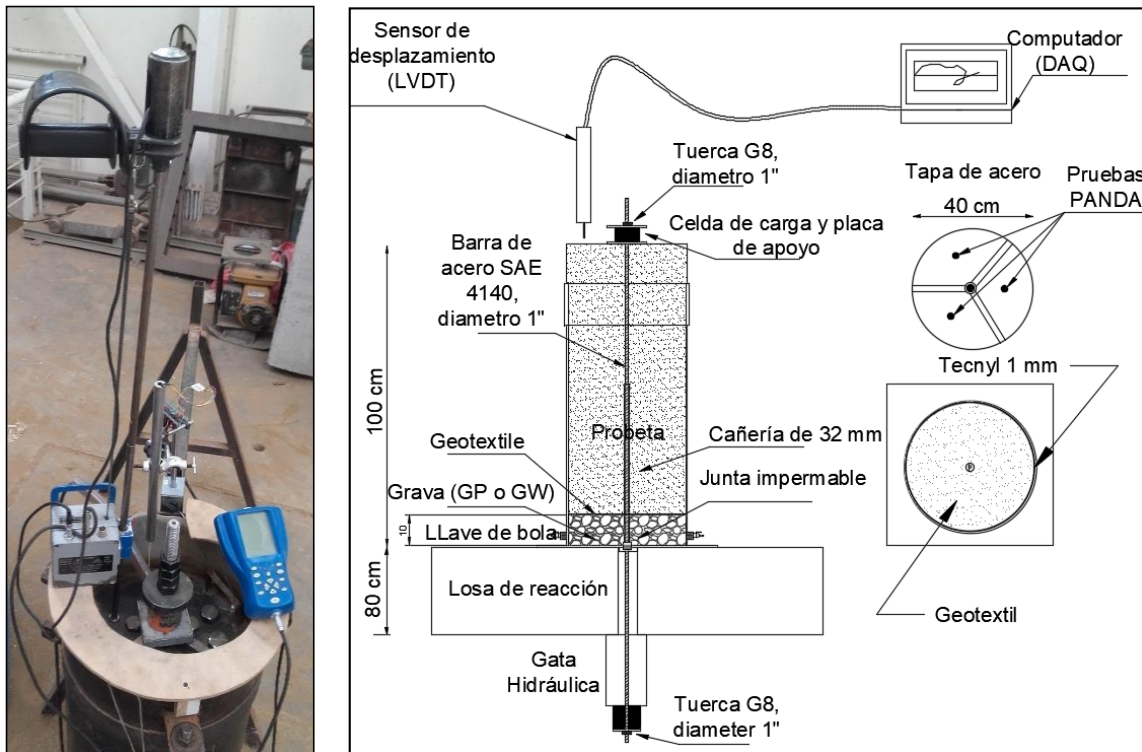


Figura 3-6 - a) Ensayo PANDA en cámara de calibración b) Esquema de cámara y sistema de carga



Figura 3-7 a) Gata hidráulica bajo la losa b) Gata hidráulica sobre la losa

La placa se encuentra perforada en tres puntos distribuidos de manera equidistante equilateral, para introducir el tren de barras del penetrómetro PANDA y comenzar los ensayos una vez finalizado el llenado y carga de la cámara con el suelo a ensayar. Dichas perforaciones tienen tapas herméticas para evitar la salida de material durante el proceso de consolidación. Adicionalmente la cámara fue provista de geotextil en ambos extremos de la probeta.

c) **Instrumentación utilizada:**

- **Celda de carga y sensor de desplazamiento:**

Se utilizó una celda de carga y un sensor de desplazamiento del tipo LVDT para poder obtener una curva de tensión-deformación edométrica para las muestras de relave analizadas, los sensores fueron calibrados por previamente por el equipo de trabajo del laboratorio de ensaye de materiales y control de obras de la Universidad Técnica Federico Santa María. El desplazamiento máximo leído por el LVDT es de 20 cm (Ver Figura 3-8 a y b).



a)



b)

Figura 3-8 –a) Celda de carga de tipo dona b) Sensor de desplazamiento LVDT de 20 cm de desplazamiento

La celda de carga tiene una perforación central que permite atravesar una barra de acero y por medio de tuercas generar la tensión sobre ella necesaria para generar la presión vertical efectiva. Una placa de acero rectangular con una perforación central de 10 x 10 cm se utiliza para distribuir la carga de manera uniforme sobre la celda de carga.

- **Sensores de presión:**

La instrumentación de presión para la cámara de calibración fue programada y calibrada a través de un módulo Arduino UNO (Ver Figura 3-9 a), es posible capturar la data entregada por los sensores utilizados, esta data se dirige a un computador y es almacenada para posterior estudio, Arduino UNO es un microcontrolador de marca Atmel y con toda la circuitería de soporte que incluye reguladores de tensión, un puerto USB y permite implementar sensores análogos y digitales los cuales se conectan en los “pines” correspondientes cada pin puede suministrar hasta 40 mA de corriente.

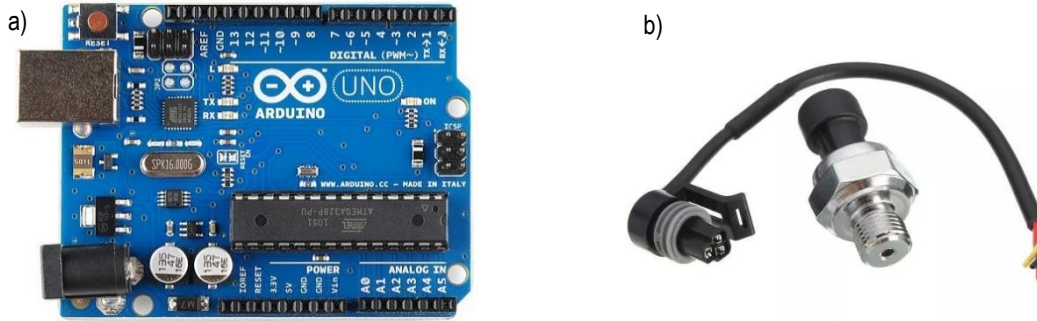


Figura 3-9 a) Arduino UNO b) Sensor de Presión.

Uno de los sensores incluidos corresponde a un sensor de presión de agua de hasta 1.2 MPa de lectura máxima, con voltaje de trabajo de 0 a 5 V como el que se observa en la Figura 3-9 b, este se encuentra hecho de aleación de acero y carbón, es de fácil instalación mediante una conexión con hilo de ¼ de pulgada. Se realizó una calibración de los sensores de presión de agua para ajustar el voltaje de salida con el equipo del ensayo Tri-Axial el cual posee un controlador de presión digital. Se observa que todos los sensores presentaron curvas de calibración similares con coeficiente de correlación cercanos a 1, como se observa en la Figura 3-10.

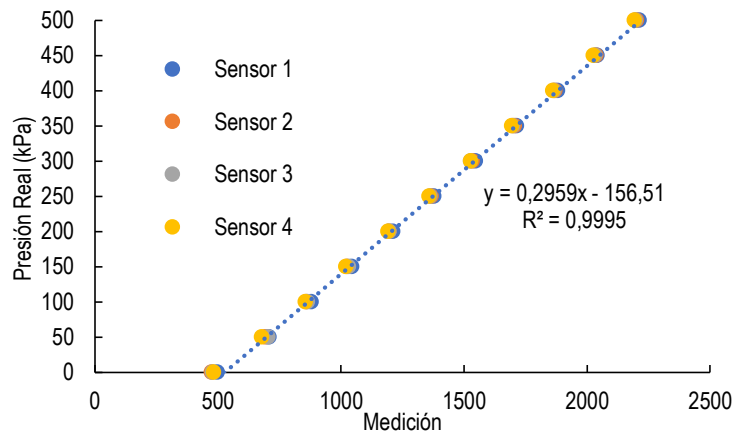


Figura 3-10 - Recta de calibración sensores de presión intersticial. Fuente: Elaboración Propia

Con pendiente del orden de 0.295 e intercepto cercano a -150, variando para cada sensor.

3.4 PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

En la presente sección se detallan los procedimientos utilizados para trabajar en laboratorio. Con el objetivo de definir un procedimiento de trabajo para la aplicación de la carga vertical y metodología de preparación de probetas se realizan pruebas iniciales con arena limpia. Esta se encuentra estudiada y será posible obtener resultados comparables para validar la metodología de estudio. Posteriormente se extenderá este análisis a arenas de relaves y suelos finos.

a) Métodos de preparación de probetas:

Para el proceso de obtener rangos de humedades representativos de las condiciones de terreno de depósitos de relave se podrán definir rangos acordes a los sitios de estudio, de caso contrario, se deberá determinar la humedad de saturación para un estado medio de densidad y definir humedades en base a dicho valor límite.

Es conocido que la preparación de las probetas posee un efecto relevante en la realización de ensayos de laboratorio (Yimsiry & Soga, 2009) debido a esto, con el objetivo de imitar la fábrica del material, se seleccionará un método apropiado.

- **La compactación del tipo compactación húmeda (Wet-tamping):** consiste en una fábrica asociada principalmente a suelos que son compactados con energía similar en capas homogéneas, como lo son muros de tranques de relaves convencionales. Esta técnica consiste en llenar el molde calibración por capas compactadas, dispuestas de manera sucesiva. Para una densidad seca de interés, al interior del molde se introduce una masa de suelo, homogeneizada de manera mecánica con la cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad compactación requerida. Esta capa es compactada hasta alcanzar un espesor tal que permita alcanzar densidad seca previamente establecida.
- **La deposición fluida (slurry deposition):** consiste en una fábrica asociada principalmente a depósitos de relaves espesados y cubeta de tranques de relaves convencionales, método que consiste en vertido del material en estado fluidizado. Para esto se deberá homogeneizar en una betonera o en un equipo equivalente que permita mezclar suficiente agua con el material en un estado inicial seco y previamente secado en horno y reducido. Posterior al homogeneizado que deberá durar al menos 1 hora, se tomarán muestras de humedad para verificar el contenido de sólidos de diseño. Y se depositara el material en caso de que el contenido de sólidos sea adecuado dentro de la cámara de calibración con una altura de caída variable a una tasa controlada por el operador. Para dar tiempo al proceso de sedimentación se deberá dejar el material reposar un día con válvulas cerradas antes de la aplicación de la carga de consolidación.

b) Determinación de espesor de compactación:

Se utilizó para esto arena limpia (SP) cuya densidad máxima es de 1.6 g/cc y mínima de 1.45 g/cc. Se realizó un llenado inicial del molde de compactación a diferentes densidades y una humedad cercana al 0,5%, ambas propiedades se verificaron una vez construida la probeta. La humedad se verificó con toma de humedades una vez realizados los ensayos de penetración, adicionalmente se verificó la densidad durante el llenado de la probeta considerando la masa de arena ingresada a la probeta y el volumen de la probeta controlado a través de la medición de la altura de la misma. Este llenado inicial se realizó con el objetivo de generar una metodología de preparación de probetas adecuada poniendo énfasis en el espesor de capas necesario para generar una probeta de grandes dimensiones suficientemente homogénea.

Se utilizaron inicialmente capas de 10 cm de espesor utilizando compactación húmeda. Se utilizaron densidades relativas de 40, 60, 70 y 90%, esto implica la confección de 8 probetas con un total de 3 ensayos PANDA por probeta, sumando un total de 24 ensayos PANDA. En la siguiente sección se muestran los tríos de penetrogramas obtenidos para cada espesor y cada densidad utilizada.

c) Resultados ensayos de pruebas iniciales:

En la Tabla 3-3 se detallan los resultados obtenidos de forma resumida considerando el valor medio de cada penetrograma. En las Figura 3-11, Figura 3-12, Figura 3-13, Figura 3-14 se observan los tríos de penetrogramas para cada condición de ensayo.

Tabla 3-3 - Resumen de resultados. Fuente: Elaboración Propia

Densidad relativa (%)	Espesor de 10 cm				Espesor de 5 cm			
	Ensayo			Promedio	Ensayo			Promedio
	1	2	3		1	2	3	
40	1,00	0,67	1,05	0,91	0,99	0,86	0,90	0,92
60	1,09	1,02	1,27	1,13	1,42	1,34	1,32	1,36
70	1,82	1,42	1,62	1,62	1,69	1,80	1,89	1,79
90	3,05	3,15	2,68	2,96	3,23	2,67	2,94	2,95

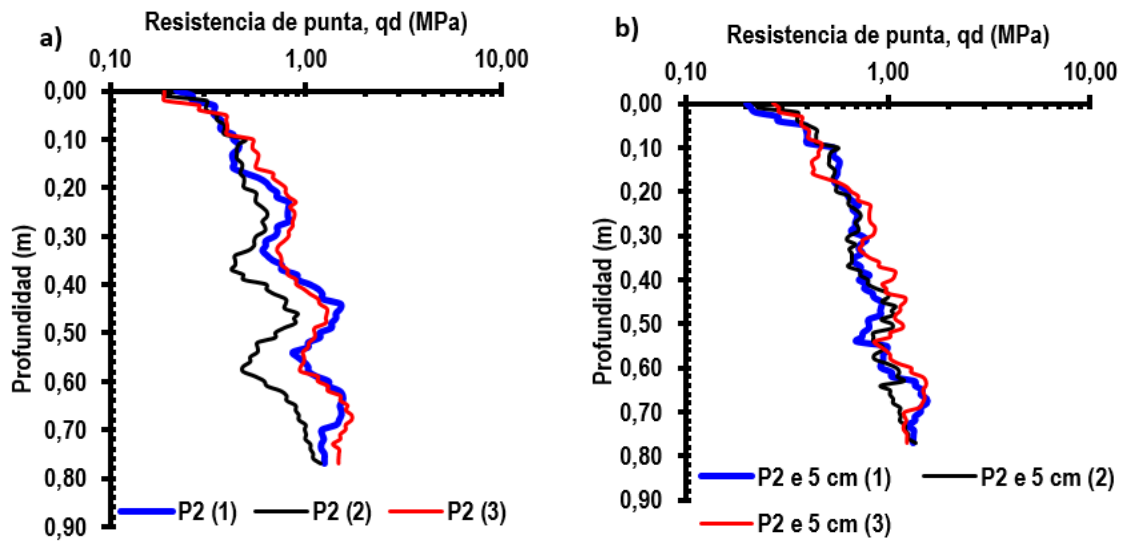


Figura 3-11 - Penetrogramas para DR 40% a) espesor de 10 cm b) espesor de 5 cm. Fuente: Elaboración Propia

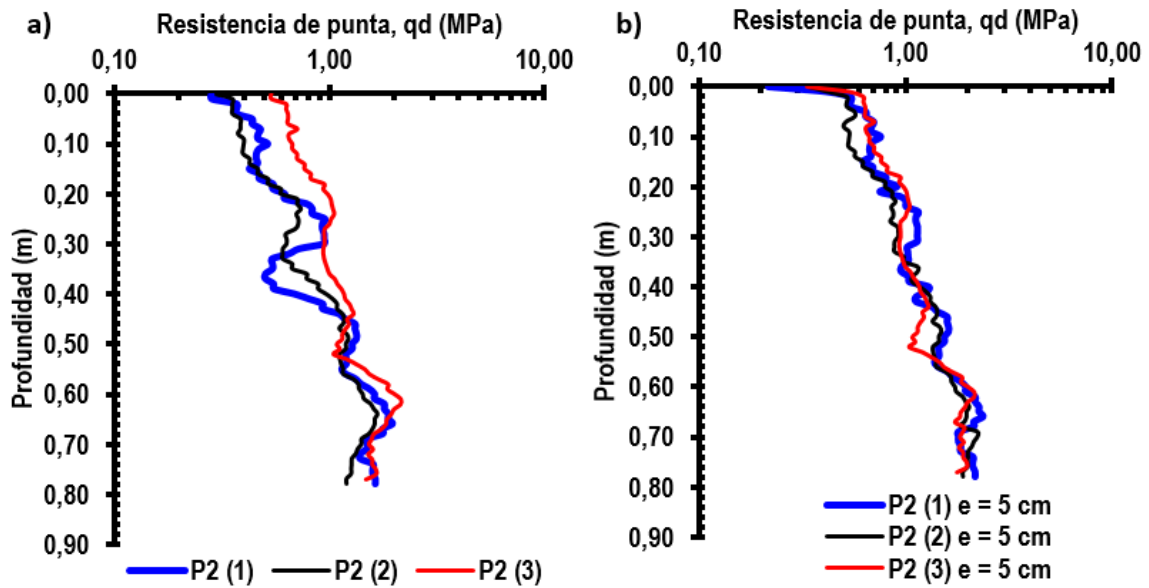


Figura 3-12 - Penetrogramas para DR 60% a) espesor de 10 cm b) espesor de 5 cm. Fuente: Elaboración Propia

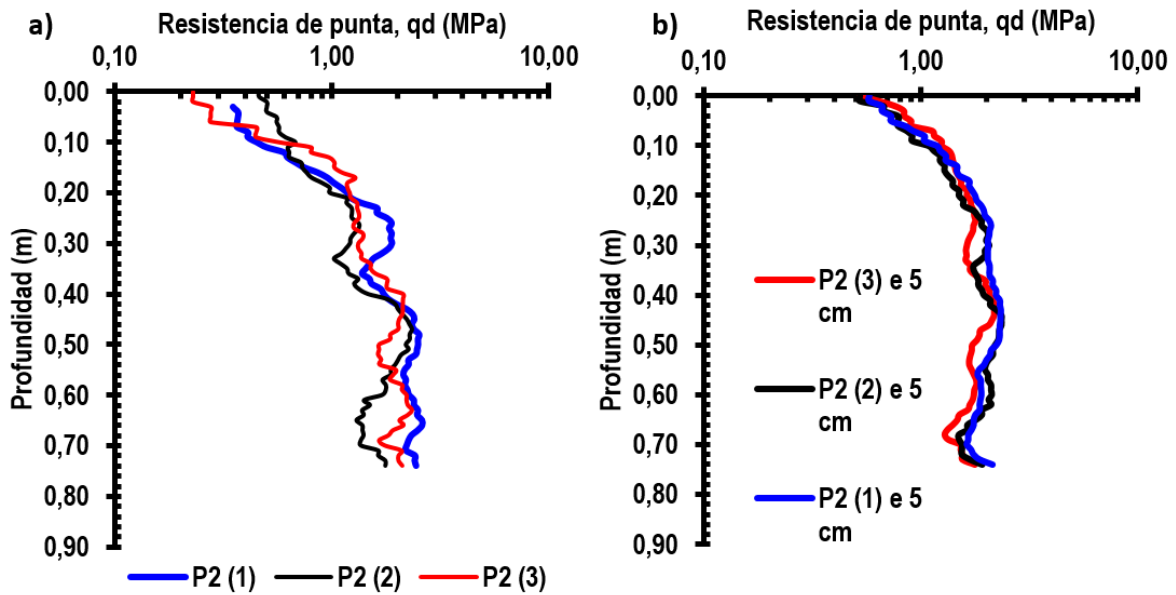


Figura 3-13 -- Penetrogramas para DR 70% a) espesor de 10 cm b) espesor de 5 cm. Fuente: Elaboración Propia

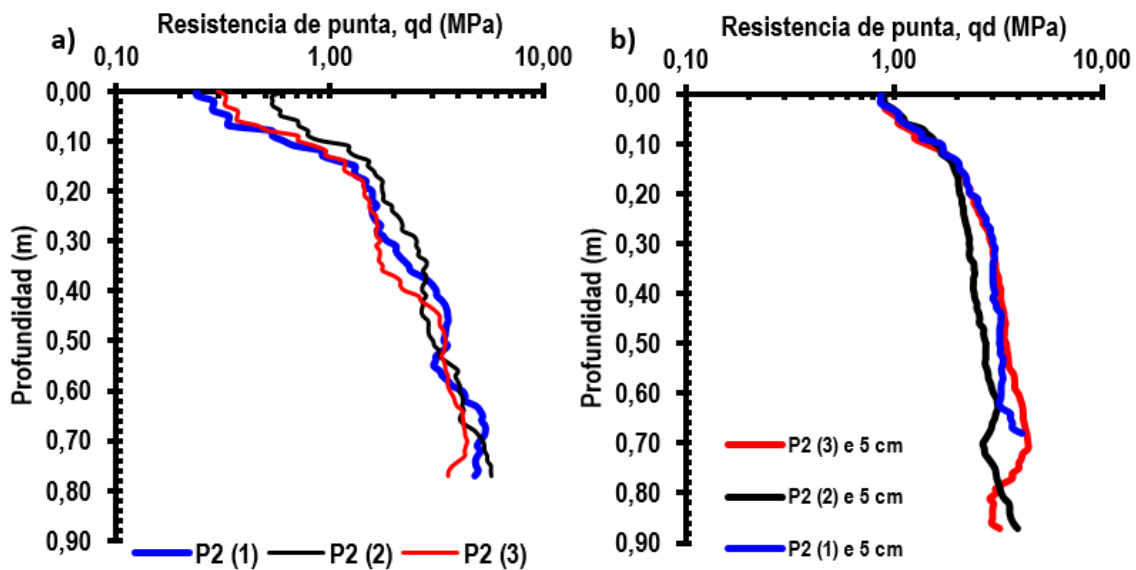


Figura 3-14 -- Penetrogramas para DR 90% a) espesor de 10 cm b) espesor de 5 cm. Fuente: Elaboración Propia

Del análisis visual de los penetrogramas se observa que para una DR de 40 y 60% (Ver Figura 3-11 y Figura 3-12 a) se obtiene una variabilidad asociada al proceso constructivo de la probeta, esta variabilidad se debe a que el espesor de capas de 10 cm parece ser insuficiente para cumplir la condición de homogeneidad de la probeta. Al observar su contraparte de 5 cm es posible observar que la variabilidad se reduce considerablemente (Ver Figura 3-11 y Figura 3-12 b). En el caso de las DR de 70 y 90 % se observa que la variabilidad es menor en ambos casos (10 y 5 cm) sin embargo se ve reducida la variabilidad de igual manera al disminuir el espesor de capa.

A modo de verificación de las conclusiones presentas se presenta un análisis de estadística descriptiva para cada trio de penetrogramas que se detalla en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4 - Estadística descriptiva penetrogramas. Fuente: Elaboración Propia

D.R (%)	40		60		70		90	
Espesor (cm)	10	5	10	5	10	5	10	5
Promedio (Mpa)	0,91	0,92	1,13	1,36	1,62	1,79	2,96	2,95
Desviación	0,35	0,29	0,44	0,47	0,60	0,37	0,77	0,44
Mínimo	0,29	0,29	0,36	0,50	0,28	0,73	1,42	2,06
Máximo	1,72	1,55	2,15	2,37	2,61	2,34	4,09	3,82
CV (%)	43,5	36,1	42,9	38,9	38,8	20,9	29,6	15,3

Se observa efectivamente que hay una disminución del coeficiente de variación en todos los casos analizados al cambiar el espesor de capa de 10 a 5 (cm).

d) Ajuste relación densidad seca resistencia a la penetración:

Con el objetivo de validar la experiencia se ajusta la conocida relación resistencia por punta- densidad seca propuesta originalmente por Chaigneau (2001). Para esto se promedian los trios de penetrogramas para obtener un valor medio de (q_{d1}) para cada densidad relativa utilizada. Se obtiene de esta manera la Tabla 3-5 en la cual se detallan los valores obtenidos.

Tabla 3-5 - Valores medios de resistencia a la penetración para cada densidad y espesor de capa. Fuente: Elaboración Propia

Densidad		Resistencia a la penetración	
Relativa (%)	Seca (g/cm ³)	Espesor de 10 cm	Espesor de 5 cm
40	1,5	0,91	0,92
60	1,54	1,13	1,36
70	1,55	1,62	1,79
90	1,59	2,96	2,95

Considerando estos valores se ajusta la relación $q_d - \gamma_d$. como se observa en la Figura 3-15, se observa que para el espesor de capa de 5 cm se tiene un mejor ajuste de dicha relación con un coeficiente de ajuste R^2 de 0,98 en comparación al de la relación obtenida para capas de 10 cm el cual tiene un coeficiente de ajuste de R^2 de 0,92

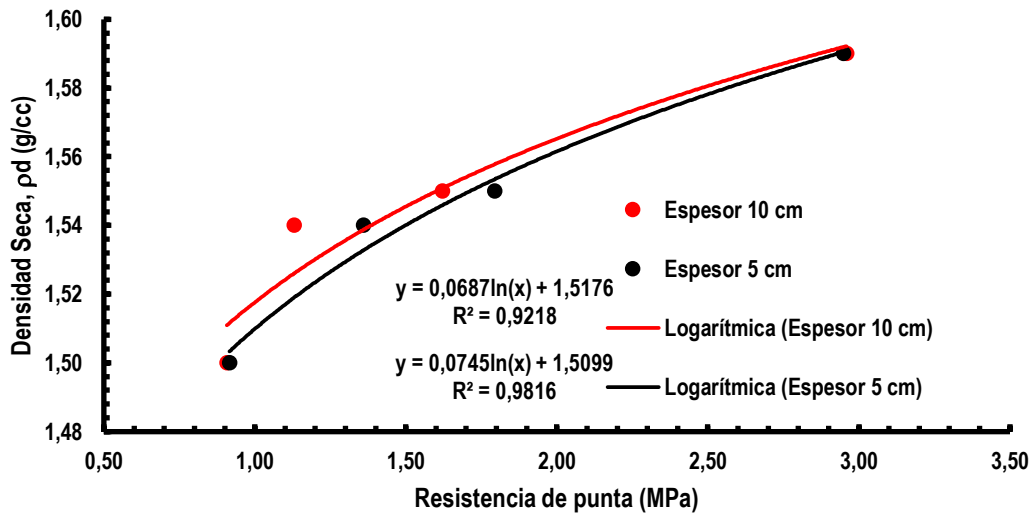


Figura 3-15 - Relación qd-yd para pruebas de determinación de espesor de compactación. Fuente: Elaboración Propia

Realizando un promedio de los tríos de penetrogramas se obtuvieron los penetrogramas medios de la Figura 3-16.

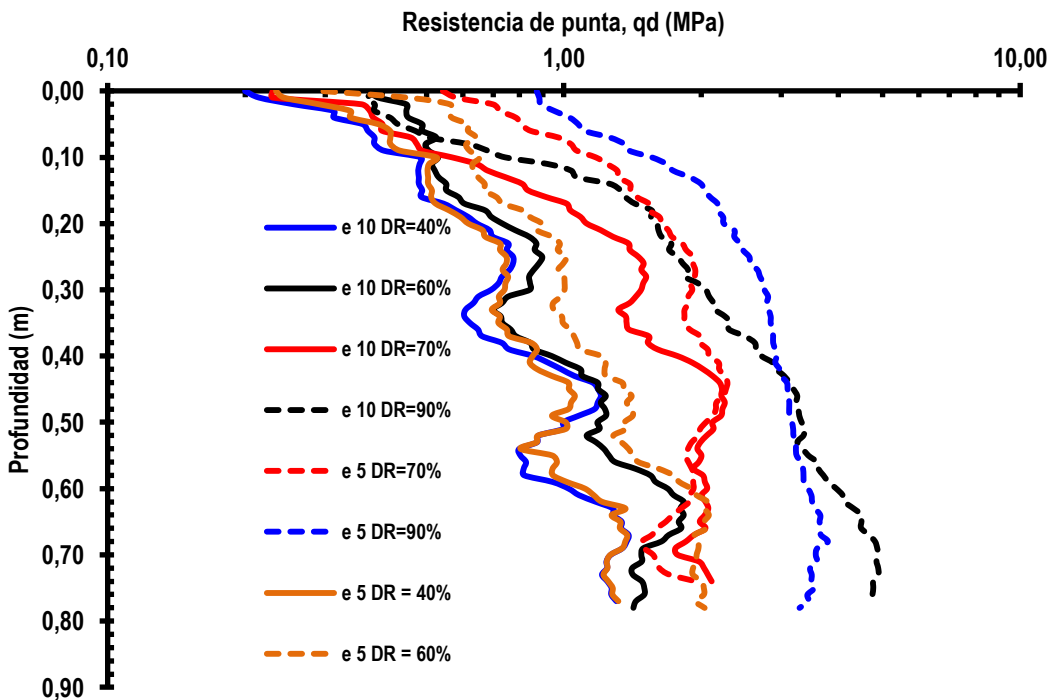


Figura 3-16 – Prueba espesor de capas de compactación con 10 (cm) y 5 (cm) Fuente: Elaboración Propia

De un análisis visual se observa una tendencia leve de aumento de la resistencia por punta aun superando el valor de profundidad crítica. Realizando un análisis de significancia para los penetrogramas con un espesor de capa de 5 (cm) se determina que la profundidad influye en la resistencia a la penetración con un p-valor de 0.001.

Considerando todos los análisis realizados en la presente sección se valida el procedimiento de confección de probetas y el espesor de capa seleccionado de 5 (cm).

3.5 MATERIALES ARENA Y ARENA DE RELAVES

La arena limpia usada inicialmente clasifica según el Sistema USCS como arena pobremente graduada (SP). Este material tiene una densidad de partículas sólidas de 2.55, densidad máxima de 1.6 g/cm³, densidad mínima de 1.45 g/cm³, permeabilidad de 10⁻³ cm/s y coeficiente de uniformidad C_u de 1.6. Un segundo obtenido de un muro de un tranque de arenas de relave que clasificó como Arena limosa (SM). Con gravedad específica de 3.09, densidad máxima seca proctor de 1.86 g/cm³ (contenido de humedad óptimo de 15.3 %). La curva granulométrica se presenta en la Figura 3-17. En adición a esto un tercer material de arenas de relave fue considerado cuando se analizó el efecto del contenido de finos en la Resistencia a la penetración.

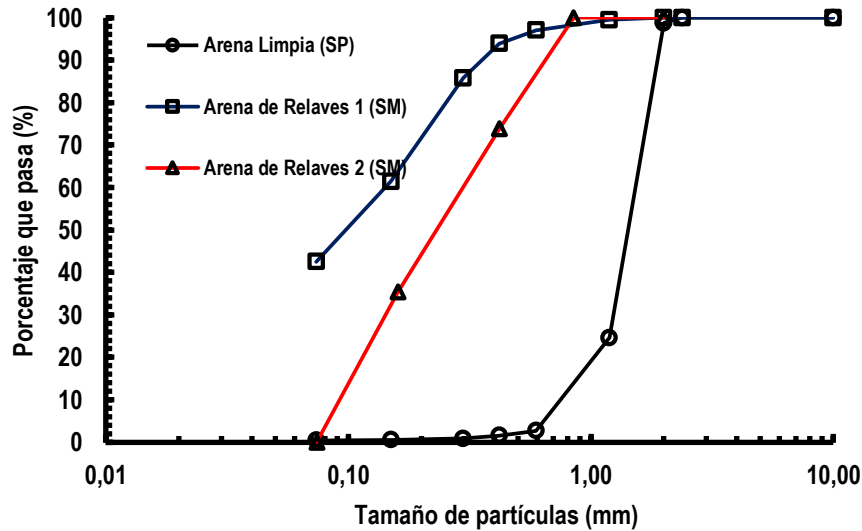


Figura 3-17 –Granulometría de materiales

Las arenas de relaves pueden ser agrupadas en una sola gran familia de materiales, similares desde el punto de vista granulométrico y de la plasticidad de la fracción fina, a arenas finas limosas no plásticas tipo SM. Una de las particularidades de este tipo de materiales en relación a los suelos granulares, corresponde a la variación de la gravedad específica (G_s), con valores comprendidos entre 2.6 y 3.88, asociados con los minerales presentes en las arenas de relaves.

La influencia de G_s y de la distribución granulométrica de las arenas de relaves, inherente a la naturaleza del material y al modo de fabricación, se traduce en la generación de una variación de los valores de los parámetros de estado, como la densidad máxima y mínima. Según los datos recopilados por Villavicencio (2009), la variación de los valores correspondientes a la densidad seca máxima (γ_{dmax}) es del orden de 1,50 a 2,20 (g/cc), y para la densidad seca mínima (γ_{dmin}) de 1,10 a 1,90 (grs/cc)

En relación a la densidad in-situ (γ_h) de las arenas de relaves, el rango de valores a nivel superficial se encuentra entre 1,69 a 1,84 (g/cc). Esta variación se encuentra relacionada por una parte a la variabilidad inherente del material, y de otra parte a la variación generada por la metodología empleada para la construcción de un tranque de arenas de relaves.

En la Tabla 3-6 es presentado un resumen con el rango de valores de propiedades índice y parámetros de estado de arenas de relaves.

Tabla 3-6 - Variabilidad de características de arenas de relave

Características físicas y parámetros mecánicos	Unidad	Rango de valores
Peso específico, γ_s	-	2,68 - 3,88
Diámetro máximo, D_{max}	(mm)	0,60 - 2,00
Diámetro medio, D_{50}	(mm)	0,05 - 0,25
Porcentaje de finos, ($< 80 \mu m$)	(%)	12 - 25
Densidad seca mínima, γ_{dmin}	(g/cc)	1,10 – 1,90
Densidad seca máxima, γ_{dmax}	(g/cc)	1,50 – 2,20
Densidad in-situ, γ_d	(g/cc)	1,58 – 1,70

3.6 CONFIGURACIÓN DE ENSAYOS

Para analizar el efecto de las variables de estado en la Resistencia a la penetración (q_d), una cámara como la descrita en acápite anteriores fue utilizada, la cámara es de un espesor tal que permite mantener condiciones edométricas (i.e la pared no se deforma bajo los esfuerzos de trabajo).

Para poder aplicar presión de confinamiento a las pruebas, una carga controlada aplicada a través de un plato de acero conectado a través de una barra de una pulgada conectada a una gata hidráulica ubicada bajo el nivel de la cámara de calibración es utilizada. Una celda de carga y un sensor de desplazamiento LVDT se ubicaron en el plato de acero de forma de controlar la aplicación de la carga.

La gata reacciona contra la losa de reacción como se muestra en la Figura 3-18. Las condiciones de contorno típicamente usadas para cámara de calibración son mencionadas por Salgado et al. (1998) y descritas en acápite anteriores. Las condiciones usadas en este estudio generan desplazamiento horizontal nulo y carga vertical constante (i.e condiciones edométricas). Estas condiciones generan valores consistentemente más alto de resistencias a la penetración en comparación a aquellos obtenidos in-situ y por lo tanto al utilizar las relaciones generadas en este estudio debe considerarse tal efecto. La fricción lateral y efecto arco se controlaron con el uso de un polímero lubricado.

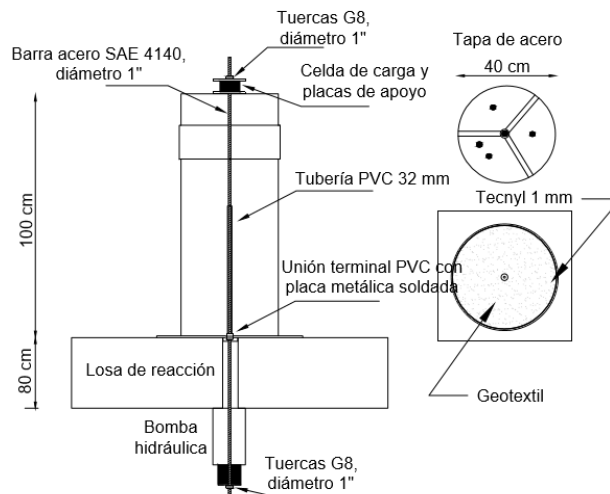


Figura 3-18 - Diagrama del sistema de carga

Después de la consolidación se realizaron 3 ensayos de penetración. La distancia mínima entre pruebas continuas fue de aproximadamente 20 veces el diámetro de la punta cónica del penetrometro. Esto se aplicó para todas las pruebas ejecutadas en este estudio. Sin embargo, se encontró experimentalmente que para distancias tan pequeñas como 11 cm, manteniendo la verticalidad, es posible obtener penetrogramas con una repetitividad aceptable. (Ver sección de determinación de espesor de capa). En todos los casos las barras fueron dejadas en el suelo durante la ejecución de las pruebas consecutivas. Esto para evitar la falla de la perforación cuando se usan materiales secos sin cohesión.

De las pruebas realizadas se determina una profundidad crítica de aproximadamente 20 cm, bajo la profundidad crítica los penetrogramas son considerados validos (valor q_{d1}) (Gourves & Barjot, 1995). La profundidad crítica estimada puede ser obtenida a través de expresiones de pilotes, estas expresiones pueden encontrarse en la literatura (Ver artículo de Wrana 2016). Utilizando las expresiones para el material considerado se obtiene una profundidad de aproximadamente 10 a 15 el diámetro de la punta cónica lo cual coincide con lo encontrado experimentalmente (Wrana, 2016).

Arenas y arenas de relave fueron usadas bajo diferentes esfuerzos verticales efectivos: 0, 25, 50, 100, 150, 200 kPa. Para arenas de relave, contenidos gravimétricos de humedad de 9, 13, 16 y 18% fueron considerados. El material mostro una humedad de saturación aproximada de 26% (Ver Tabla 3-7).

Tabla 3-7 - Humedad de saturación para arena Limpia

Densidad Seca (g/cc)	1,50	1,54	1,57
Contenido de humedad, w (%):	27,65	26,54	25,10

Por otra parte se usaron contenidos de humedad de 0, 1, 2 y 4% para arena limpia esto debido a que al confeccionar probetas de mayor humedad se obtenían gradientes de humedad elevados y no era posible elaborar probetas homogéneas. Densidades secas de 1.51, 1.53, 1.57 (g/cm³) fueron consideradas para arena limpia y 1.51, 1.67, 1.87 [g/cm³] para arena de relave. La programación de ensayos se resume en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8 - Resumen de ensayos en Arena Limpia y Arena Limosa

Material	Serie	Presión de confinamiento	Densidad relativa,	Porcentaje Proctor estándar,	Humedad,
		σ'_v (kPa)	DR (%)	PS%	W (%)
SP	1	0	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4
	2	25	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4
	3	50	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4
	4	100	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4
	5	150	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4
	6	200	40, 60 y 80	-	0
			60	-	1, 2 y 4

SM	1	0	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18
	2	25	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18
	3	50	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18
	4	100	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18
	5	150	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18
	6	200	-	81, 90 y 100	9
			-	90	13, 16 y 18

Respecto al volumen de la cámara, los materiales fueron rigurosamente mezclados en un recipiente de proporciones adecuadas para contener todo el material necesario hasta que el contenido de humedad deseado se alcance y homogenice apropiadamente. Previo a la deposición una capa de 10 cm granular se ubicó en el fondo de la cámara para permitir el drenaje bidireccional. En adición a esto un geotextil se ubicó sobre dicha capa para evitar la segregación del material. El material fue vertido y compactado a la densidad deseada en capas de 5 cm hasta que una altura de 85 cm se alcanzó.

Una vez llena la cámara de calibración, la carga vertical se aplicó de forma controlada usando una gata hidráulica. La data generada por señales analógicas de la celda de carga y sensor de desplazamiento. Como el material fue preparado en condiciones parcialmente saturadas, los incrementos de carga se mantuvieron durante 30 min antes de que el ensayo se realizara. Esto se basó en ensayos edométricos en donde el 90% de la consolidación ocurrió en la mitad de este tiempo (i.e 15 min). El hincado se realizó cuando el ensayo alcanzara el fondo de la cámara (80 cm) o cuando el adquisidor de datos mostrara una resistencia por punta mayor a 20 MPa en menos de 2 mm

3.7 RESULTADOS PARA ARENA LIMPIA (SP)

Al ser los valores de descenso vertical del orden de 2 mm máximo no se analiza el fenómeno de consolidación. Al verificar el cambio de densidad no se observan cambios mayores al 1% en la densidad relativa del material. Una vez realizada la carga vertical se procede a realizar 3 ensayos de penetración por probeta, en esta sección se resumen los resultados de dichos ensayos.

a) Resultados Arena limpia sin humedad:

En la presente sección se observan los penetrogramas obtenidos para las diferentes condiciones de ensayo. En la Figura 3-19, Figura 3-20 y Figura 3-21 se detallan los penetrogramas para una densidad relativa de 40%, 60% y 80% respectivamente. Todos los ensayos se realizaron con humedad cercana a 0%.

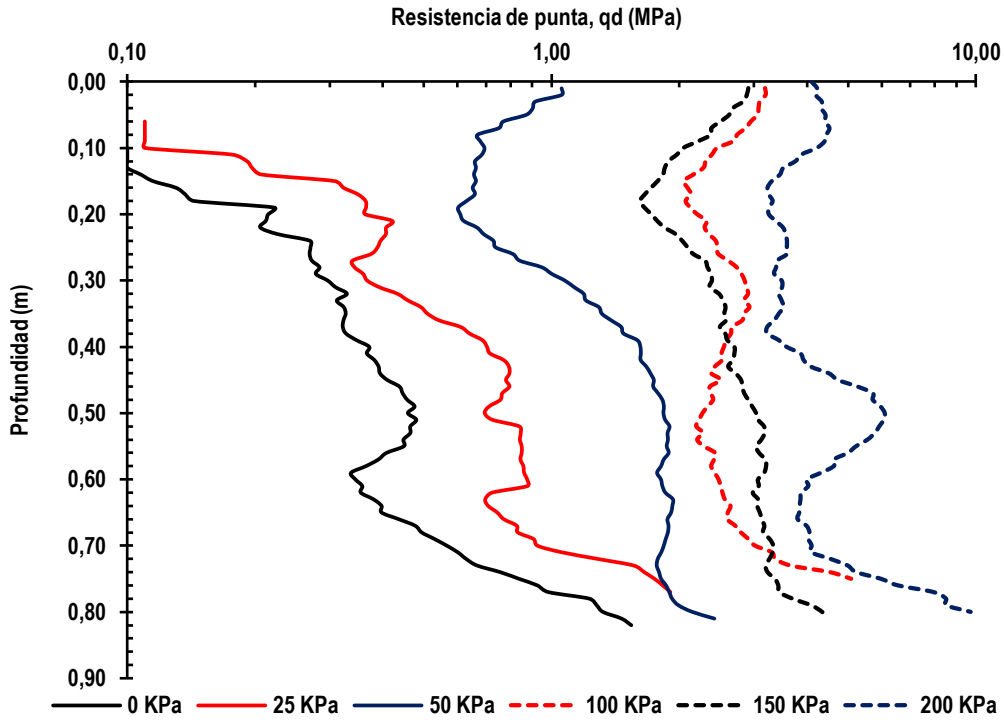


Figura 3-19 - Resultados Arena Densidad Relativa de 40%

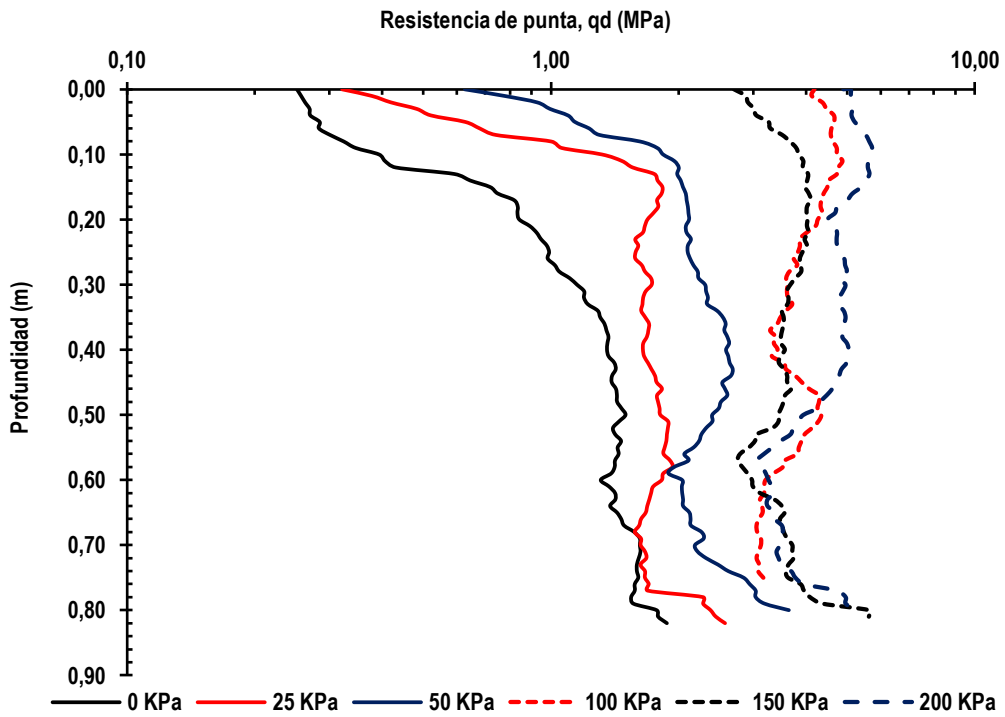


Figura 3-20 - Resultados Arena Densidad Relativa de 60%

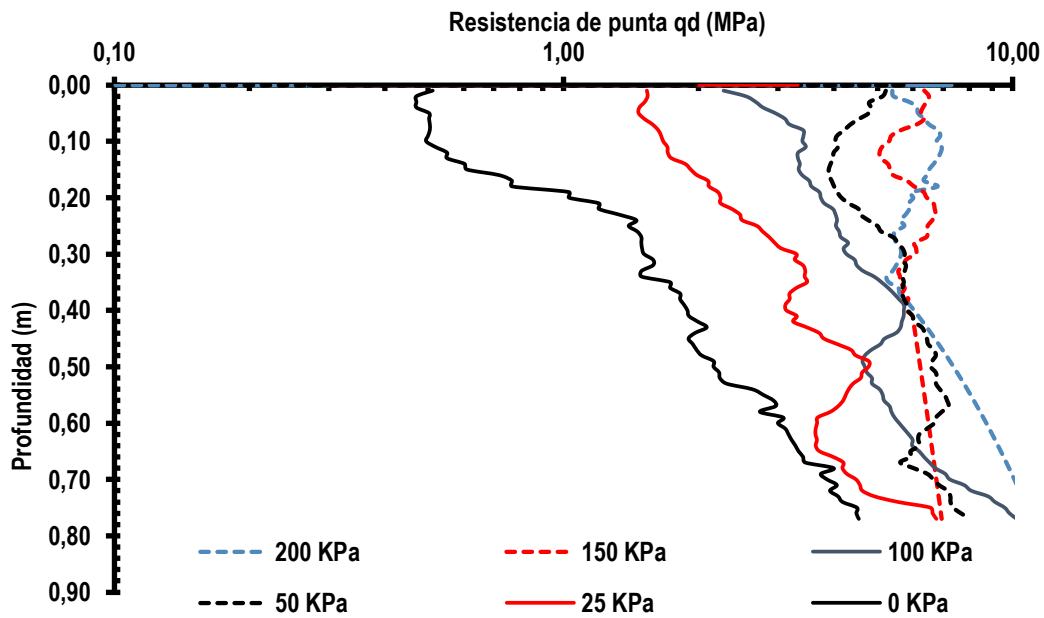


Figura 3-21 - Resultados Arena Densidad Relativa de 80%

b) Resultados Arena limpia con humedad:

En la presente sección se observan los penetrogramas obtenidos para las diferentes condiciones de ensayo con humedad variable. En la Figura 3-22, Figura 3-23 y Figura 3-24 se detallan los penetrogramas para una densidad relativa de 60%. Los ensayos se realizaron a 1,2 y 4% de humedad.

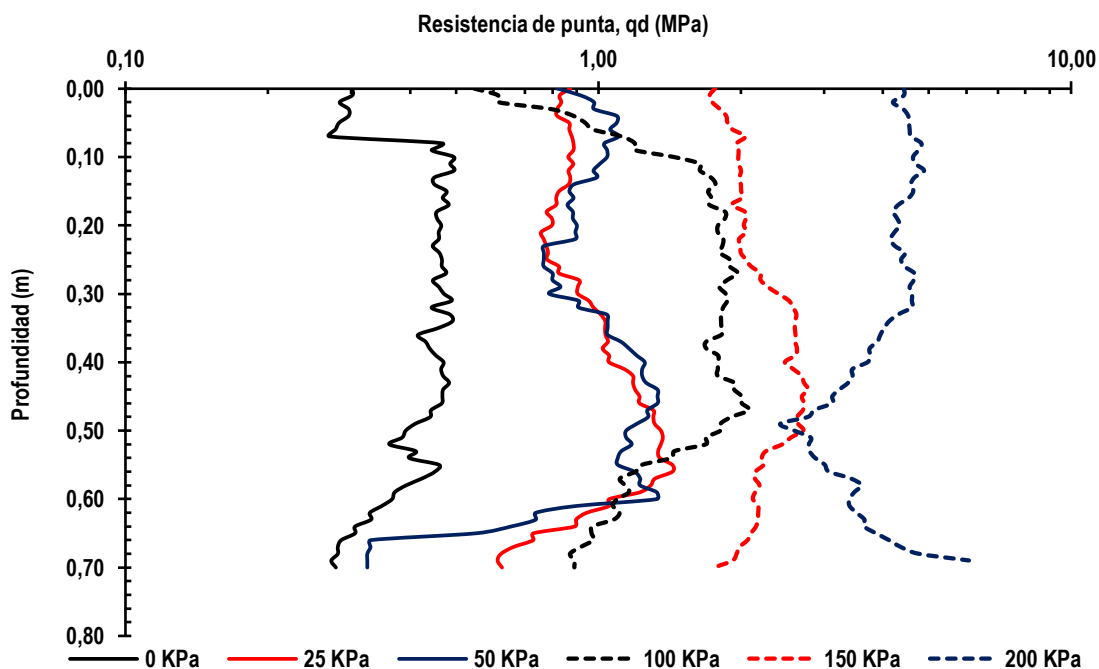


Figura 3-22 - Arena Limpia, DR 60%, Humedad w = 1%

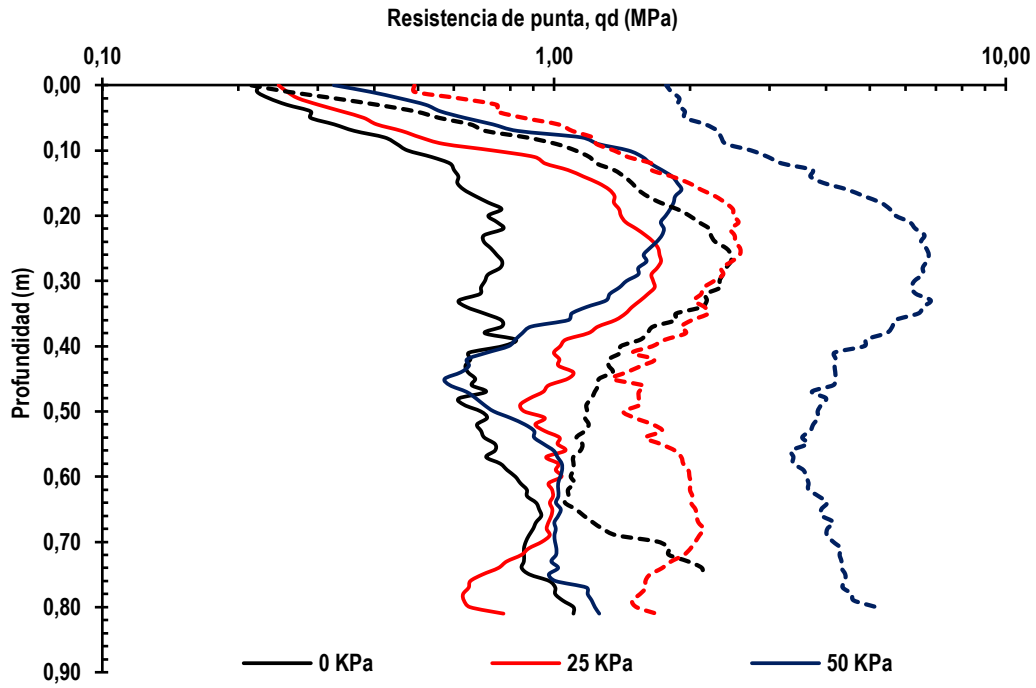


Figura 3-23 - Arena Limpia (SP), DR 60%, Humedad $w = 2\%$

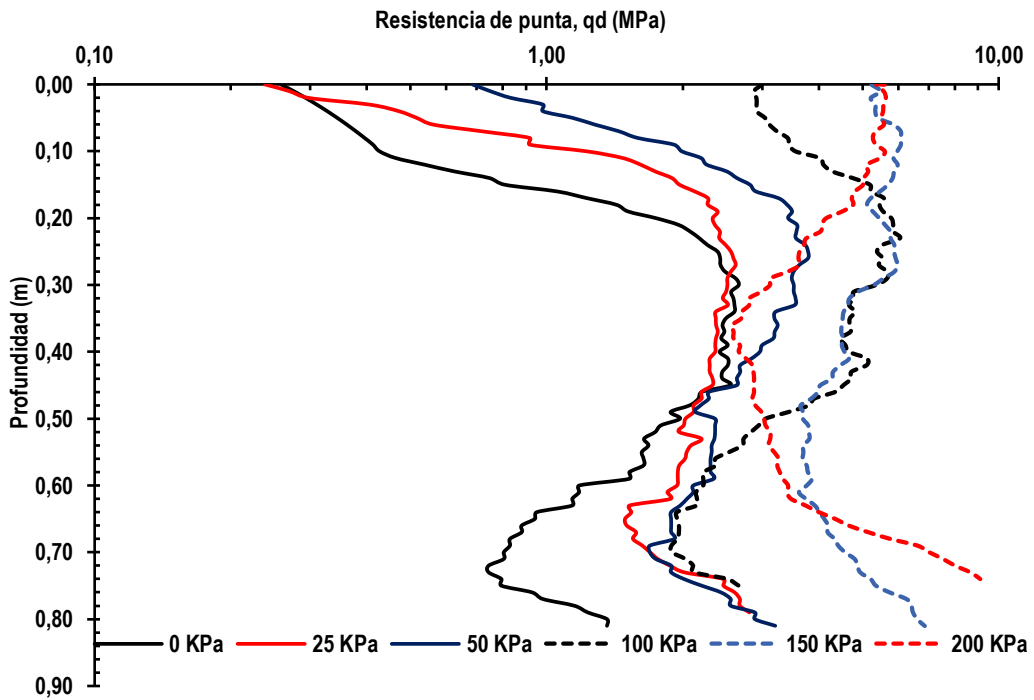


Figura 3-24 - Arena Limpia (SP), DR 60%, Humedad $w = 4\%$

c) Resultados muestras de humedad para arena limpia:

Considerando que los valores de humedad seleccionados son bastante sensibles a la preparación del material se decidió a modo de verificación realizar la toma de muestras de humedad a profundidades discretas de 10 (cm). Se observa que los valores medios obtenidos son consistentes con los dosificados (humedad previa al ensayo). Ver Tabla 3-9 .

Tabla 3-9 - Humedad post carga de consolidación y ensayo PANDA

Profundidad (cm)	Probeta 1%	Probeta 2%	Probeta 4%
10	0,62	1,12	3,45
20	0,83	1,85	5,06
30	1,23	2,33	3,8
40	1,15	2,35	3,83
50	1,05	2,05	3,87
60	1,02	2,12	4,48
70	1,09	2,09	3,24
80	1,07	2,05	3,98
Promedio	1,01	2,00	3,97

Para una mejor representación se grafican los valores obtenidos observándose leves fluctuaciones que son aceptables considerando la dificultad en la preparación de la probeta con bajos niveles de humedad (Ver Figura 3-25).

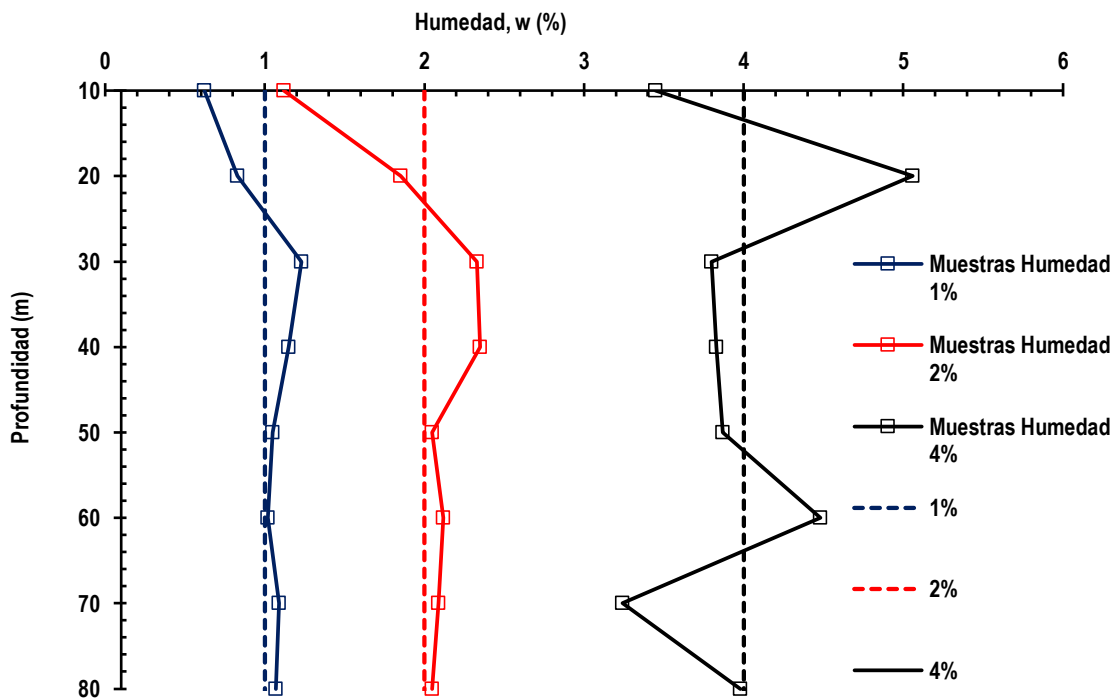


Figura 3-25 - Humedad en profundidad antes y después de ensayo

d) **Promedio de resultados Arena Limpia:**

En la Tabla 3-10 resumen los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en la cámara de calibración para arenas limpias y arenas de relave. Los valores presentados de resistencia por punta (q_d) en las tablas corresponden al valor medio de resistencia a la penetración (q_{d1}) bajo la profundidad crítica para cada probeta (z_0). De forma preliminar como era de esperar, ambos materiales muestran incremento de la resistencia por punta (q_d) mientras que el esfuerzo vertical efectivo o la densidad seca aumenta. Por otro lado, el efecto del contenido de humedad no muestra una tendencia clara al ser analizado respecto a la Resistencia por punta (q_d). El efecto de las variables de estado se analiza en la sección siguiente.

Tabla 3-10 - Resumen de resultados en ensayos en cámara de calibración para arenas de relave (SP)

Resistencia por punta promedio, (q_d) [MPa]							
Densidad relativa (%)		40	60	80	60	60	60
Densidad Seca (g/cm ³)		1,50	1,54	1,57	1,54	1,54	1,54
Contenido gravimétrico de humedad (%)		0	0	0	1	2	4
σ'_v [kPa]	0	0.33	1.20	1.97	0.42	0.72	1.76
	25	0.59	1.71	3.32	1.00	1.19	2.11
	50	1.37	2.25	5.68	0.96	1.19	2.73
	100	2.4	3.78	4.70	1.60	1.56	4.01
	150	2.57	3.58	6.07	2.28	1.97	4.66
	200	4.07	4.44	7.02	3.91	4.66	3.68

e) **Cálculo de Coeficiente de normalización (C_N)**

Considerando que se tiene el valor de la resistencia por punta a 100 kPa de presión vertical efectiva (q_{dN1}) es posible al realizar el cociente con la resistencia por punta a otro nivel de presión obtener el factor que relaciona la resistencia por punta con la presión de confinamiento, según la expresión 3.1

$$(3.1) \quad C_N = \frac{q_{dN1}}{q_{d1}}$$

Seleccionando los valores apropiados de la tabla anterior se obtiene q_{dN1} . Ver Tabla 3-10.

Tabla 3-11 - Resistencia por punta a 100 kPa, q_{dN1}

Densidad Seca, gd (KN/m ³)	1,50	1,54	1,57	1,54	1,54	1,54
Densidad Relativa, DR (%)	40	60	80	60	60	60
Contenido de humedad, w (%)	0	0	0	1	2	4
Resistencia por punta a 100 kPa, q_{dN1} (Mpa)	2,48	3,78	4,7	1,6	1,56	4,01

Utilizando la ecuación 3.1 se obtiene el factor de corrección por confinamiento para cada estado analizado. Ver Tabla 3-11:

Tabla 3-12 - Factor de Corrección por confinamiento

Factor de Corrección por confinamiento, C_N MPa							
Densidad Seca, ρ_d (KN/m ³)	1,50	1,54	1,57	1,54	1,54	1,54	
Densidad Relativa, DR (%)	40	60	80	60	60	60	
Contenido de humedad, w (%)	0	0	0	1	2	4	
σ'_v kPa	0	7,52	3,15	2,39	3,81	2,17	2,28
	25	4,20	2,21	1,42	1,60	1,31	1,90
	50	1,81	1,68	0,83	1,67	1,31	1,47
	100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	150	0,96	1,06	0,77	0,70	0,79	0,86
	200	0,61	0,85	0,67	0,41	0,33	1,09

Se observa que hay valores tan altos como hasta de 7,52 para el caso de la densidad relativa del 40% valor que se utilizara para acotar las expresiones obtenidas.

f) **Arena saturada:**

A modo de verificación de las tendencias y/o modelos se agrega un punto con arena saturada. Los resultados obtenidos se detallan en la Figura 3-26 y la Tabla 3-13.

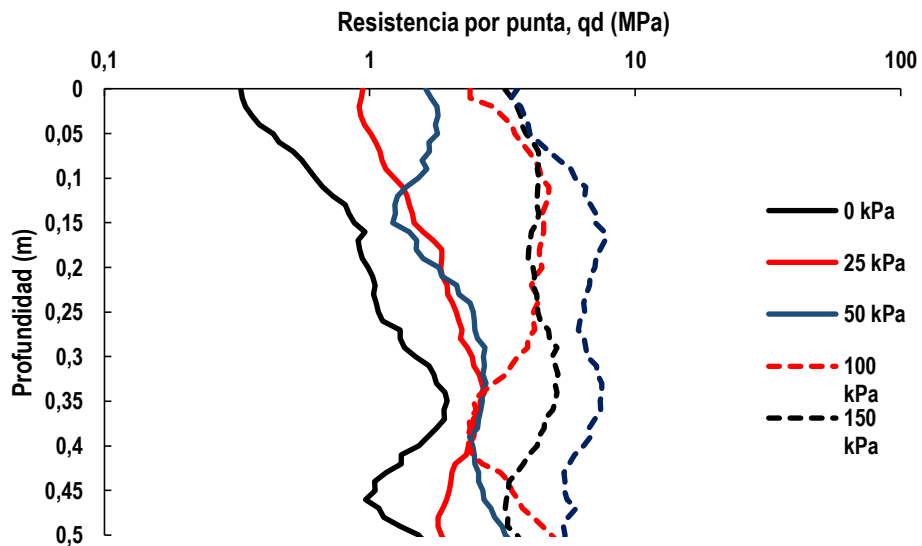


Figura 3-26 - Penetrogramas para arena saturada

Se calcula también el factor C_N y los valores medios de resistencia por punta como se muestra en la Tabla 3-13.

Tabla 3-13 - valores medios y factor CN para arena saturada

σ'_v (kPa)	qd (Mpa)	CN
0	1,39	2,49
25	2,22	1,55
50	2,59	1,33
100	3,44	1,00
150	4,25	0,81
200	6,39	0,54

3.8 RESULTADOS CONSOLIDACIÓN EN ARENAS DE RELAVE (SM)

Para definir el tiempo bajo carga se utilizaron conceptos de consolidación saturada. Para esto se realizaron ensayos edométricos tradicionales en el material a analizar salvo en el caso de la arena limpia, ya que este posee un tiempo de consolidación muy bajo. El control de la carga vertical se realizó de manera manual y en el caso de estado slurry esta se mantuvo durante al menos 24 horas.

a) Registros de lecturas LVDT:

A modo de ejemplo se adjunta una curva de consolidación en la cámara (Ver Figura 3-27) obtenida directamente del software Labview para adquisición de datos de la celda de carga y LVDT:

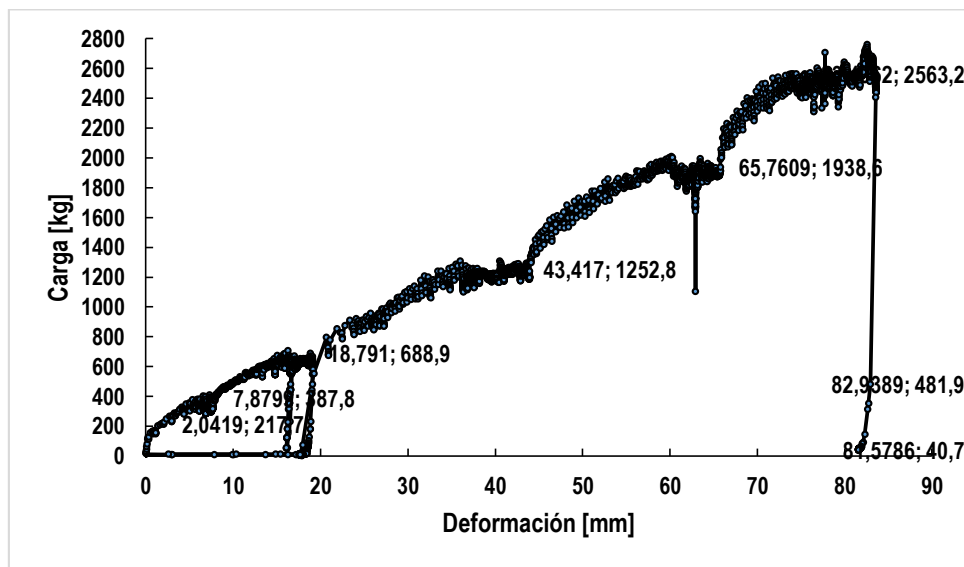


Figura 3-28 - Curva de carga - deformación típica obtenida desde software Labview

A partir de esta curva se tomaron los valores de lectura inicial y final una vez alcanzada la meseta de consolidación. Considerando que el material tiene un importante contenido de finos, para este caso se registró el descenso vertical de la tapa de la cámara con un LVDT. Los resultados se detallan en las

Tabla 3-14,

Tabla 3-15 y Tabla 3-16.

Tabla 3-14 - Registros Descenso de tapa OPN 81 y 90%, w =9%

Densidad	OPN% 81			Densidad	OPN% 90		
Humedad	9%			Humedad	9%		
Presión	Descenso Medido LVDT [mm]			Presión	Descenso Medido LVDT [um]		
Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm	Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm
0	0	5,06	5,06	0	0	2041,9	2,0
25	5,06	9,84	4,78	25	2041,9	7879,9	5,8
50	9,84	17,74	7,9	50	7879,9	18791	10,9
100	17,74	26,06	8,32	100	18791	43417	24,6
150	26,06	33,84	7,78	150	43417	65760	22,3
200	33,84	33,93	0,09	200	65760	83406	17,6
150	33,93	33,72	-0,21	150	83406	83200	-0,2
50	33,72	28,96	-4,76	50	83200	82938,9	-0,3

Tabla 3-15 - Registros Descenso de tapa OPN 100 , w=9% y OPN 90% , w =13%

Densidad	OPN% 100			Densidad	OPN% 90		
Humedad	9%			Humedad	13%		
Presión	Descenso Medido LVDT [mm]			Presión	Descenso Medido LVDT [mm]		
Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm	Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm
0	0	1,6	1,6	0	0	1,44	1,4
25	1,6	2,78	1,2	25	1,44	5,47	4,0
50	2,78	4,73	2,0	50	5,47	9,58	4,1
100	4,73	8,54	3,8	100	9,58	13,41	3,8
150	8,54	10,09	1,6	150	13,41	17,17	3,8
200	10,09	9,93	-0,2	200	17,17	0	-17,2
100	9,93	9,47	-0,5				
50	9,47	0	-9,5				

Tabla 3-16 - Registros Descenso de tapa OPN 90, w=16% y w =18%

Densidad	OPN% 90			Densidad	OPN% 90		
Humedad	16%			Humedad	18%		
Presión	Descenso Medido LVDT [um]			Presión	Descenso Medido LVDT [um]		
Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm	Kpa	Lectura Inicial	Lectura Final	mm
0	0	6,23	6,2	0	0	4,63	4,6
25	6,23	9,26	3,0	25	4,63	6,66	2,0
50	9,26	18,28	9,0	50	6,66	10,84	4,2
100	18,28	22,65	4,4	100	10,84	14,44	3,6
150	22,65	26,34	3,7	150	14,44	17,79	3,4
200	26,34	0	-26,3	200	17,79	0	-17,8

Al sumar los datos se observa un descenso máximo acumulado de 6 cm correspondiente a la Densidad OPN 90% con 9% de humedad.

b) Curvas de Consolidación a humedad constante:

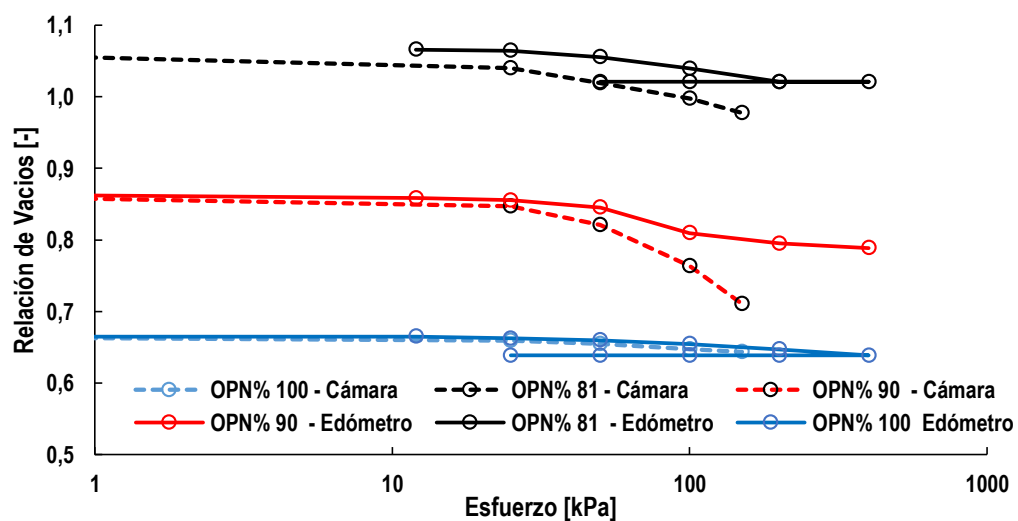


Figura 3-27 - Curvas de consolidación a humedad constante

Obteniendo el coeficiente de consolidación se observa una proporcionalidad entre los valores (Ver Tabla 3-17 y Figura 3-28):

Tabla 3-17 - Coeficiente de consolidación Cámara y Edómetro

% OPN	Coeficiente de consolidación	
	Cámara	Edómetro
81	0,074	0,021
90	0,196	0,056
100	0,02	0,01

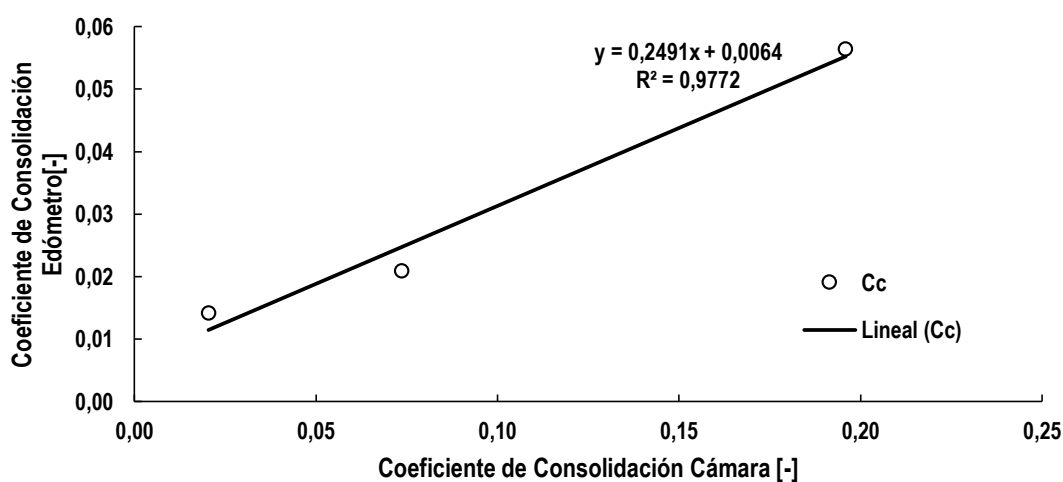


Figura 3-28 - Coeficientes de consolidación

c) Recálculo de densidades:

En base a las lecturas del sensor de desplazamiento LVDT es posible determinar la altura final del espécimen y por lo tanto la densidad final en cada etapa de carga (Ver Tabla 3-18).

Tabla 3-18 - Densidades secas recalculadas

Densidades recalculadas para cada escalón de carga (g/cc)							
Presión vertical	Humedad (%)	9	9	9	13	16	18
σ'_v (kPa)	0	1,51	1,67	1,87	1,67	1,67	1,67
	25	1,51	1,68	1,87	1,67	1,68	1,68
	50	1,51	1,69	1,88	1,68	1,69	1,68
	100	1,52	1,70	1,91	1,69	1,70	1,69
	150	1,52	1,71	1,93	1,69	1,71	1,69
	200	1,53	1,73	1,96	1,70	1,72	1,70
Error máximo (%)		1,02	3,50	4,64	1,75	2,71	1,81

A si mismo se puede determinar la variación en relación al grado de compactación (Ver Tabla 3-19)

Tabla 3-19 – Grados de compactación recalculados

Grado de compactación recalculado para cada escalón de carga (%)							
Presión vertical	Humedad (%)	9	9	9	13	16	18
$\sigma'v$ (kPa)	25	81	90	101	90	90	90
	50	81	91	101	90	91	90
	100	82	91	102	91	91	91
	150	82	92	104	91	92	91
	200	82	93	105	91	92	91
Error máximo (%)		1,25	3,26	4,80	1,50	2,46	1,57

Se observa que la variación es menor al 5% para todas las densidades secas por lo que se aceptan las pruebas. En el caso del grado de compactación se encuentra un error máximo de 4,80%. Con esto se demuestra que los estados considerados de Suelto, medio y denso se mantienen durante la carga del espécimen.

3.9 RESULTADOS PENETROGRAMAS ARENA LIMOSA (SM)

En la presente sección se detallan los resultados de las pruebas de penetración realizadas en las probetas a distintos estados de humedad, densidad y presión vertical efectiva.

a) Resultados Arena limosa en estado seco:

Considerando una humedad del 9% en la rama seca del ensayo Proctor se realizaron 6 pruebas a diferentes tensiones verticales (Ver Figura 3-29, Figura 3-30 y Figura 3-31).

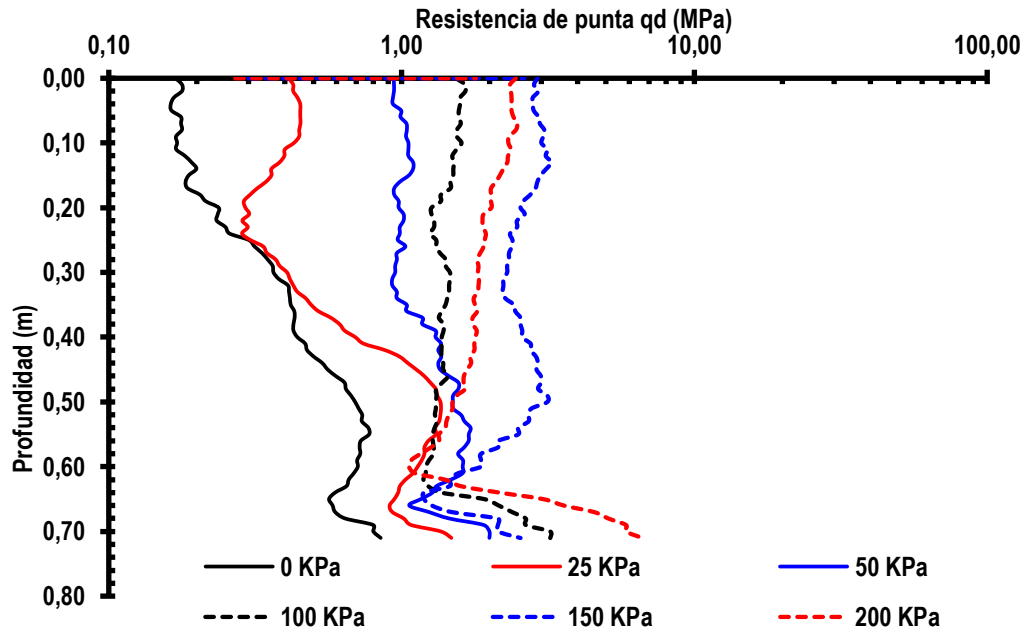


Figura 3-29 - Resultados para Arena Limosa OPN 81%, w = 9%

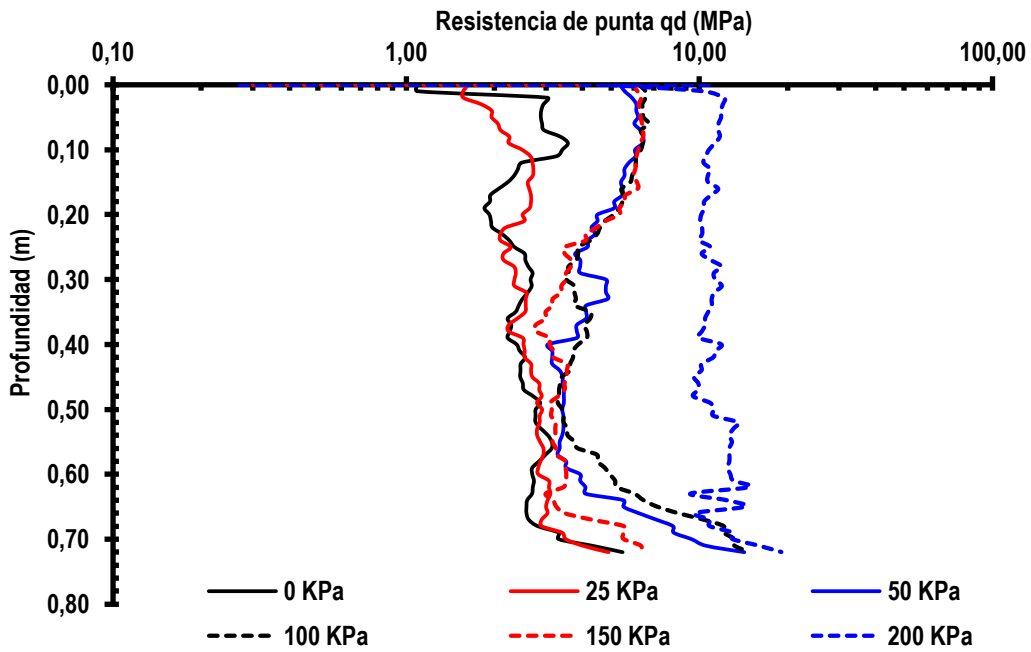


Figura 3-30 - Resultados para Arena Limosa OPN 90%, w = 9%

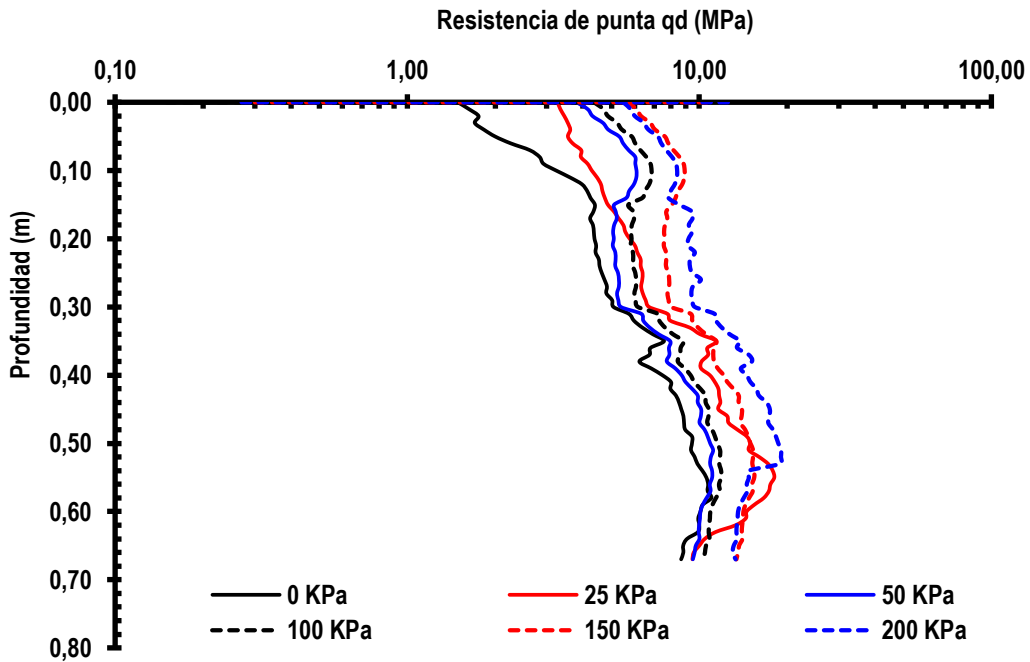


Figura 3-31 - Resultados para Arena Limosa OPN 100%, $w = 9\%$

b) Resultados Arena Limosa con humedad:

Para analizar el efecto de la humedad se prepararon probetas a densidad seca constante, considerando humedades de 13, 16 y 18 % se realizaron 6 pruebas a diferentes tensiones verticales (Ver Figura 3-32, Figura 3-33 y Figura 3-34).

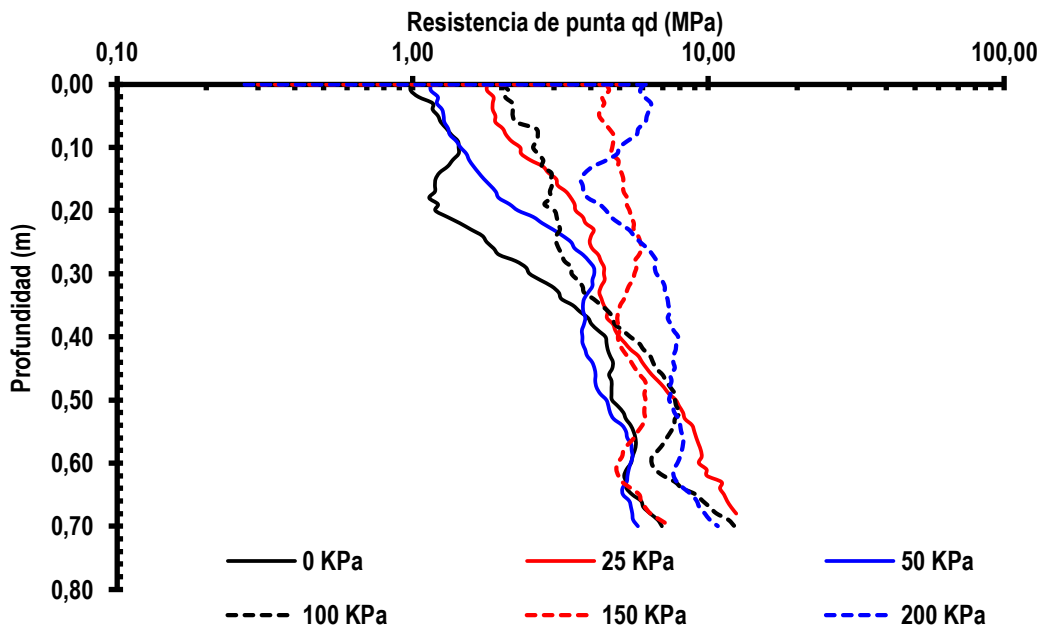


Figura 3-32 - Resultados para Arena Limosa OPN 90%, $w = 13\%$

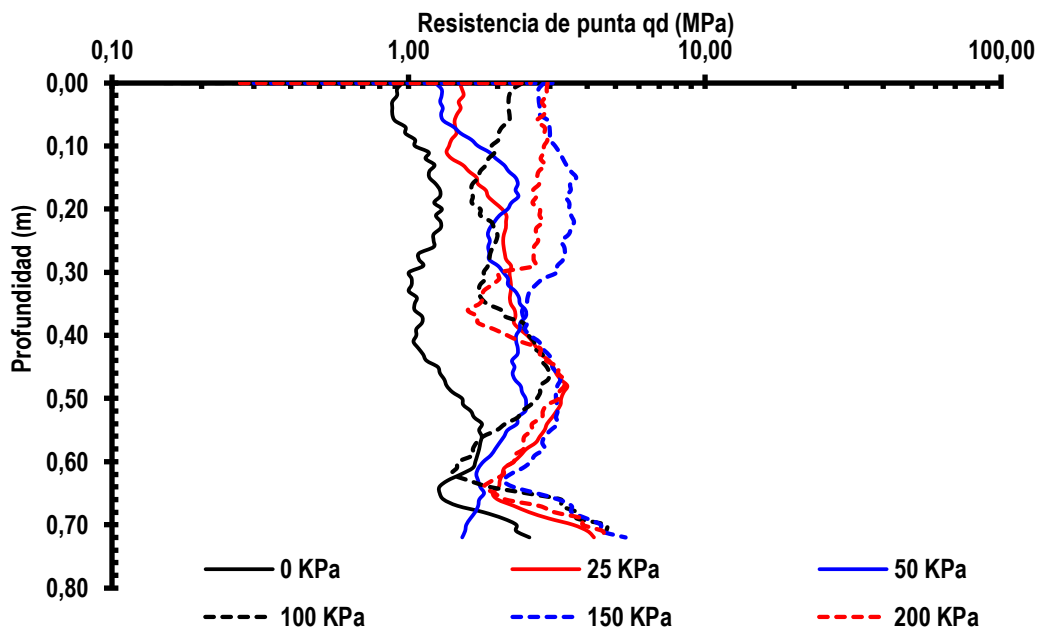


Figura 3-33 - Resultados para Arena Limosa OPN 90%, w = 16%

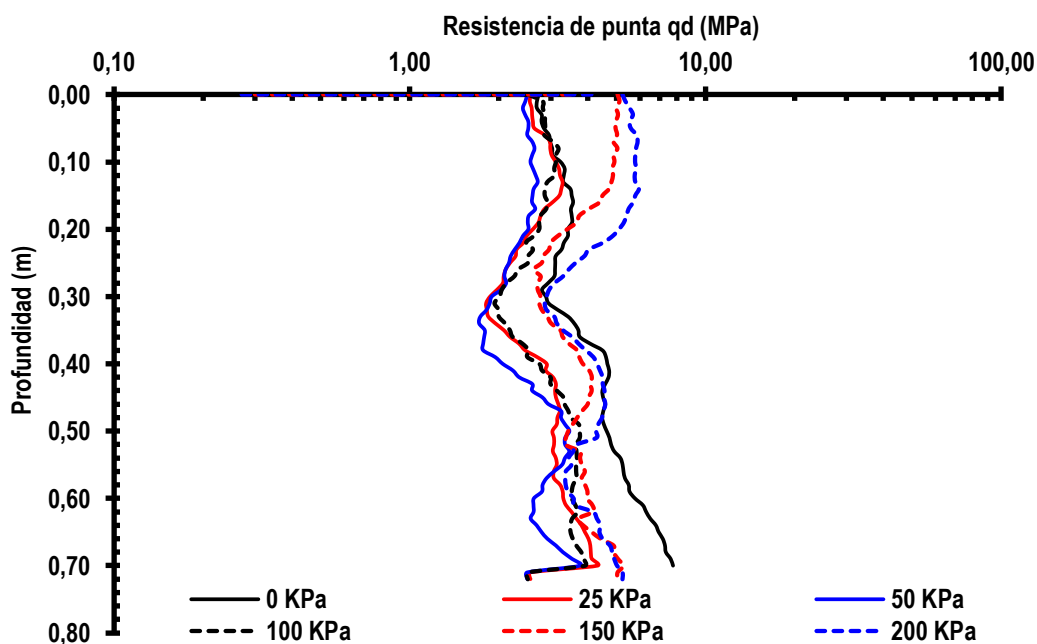


Figura 3-34 - Resultados para Arena Limosa OPN 90%, w = 18%

c) Verificaciones de humedad para arena limosa

A modo de verificación se realiza toma de muestras de humedad a profundidades discretas de 10 (cm) las cuales se detallan en la Tabla 3-20. Se observa que los valores medios obtenidos son consistentes con los dosificados (humedad previa al ensayo).

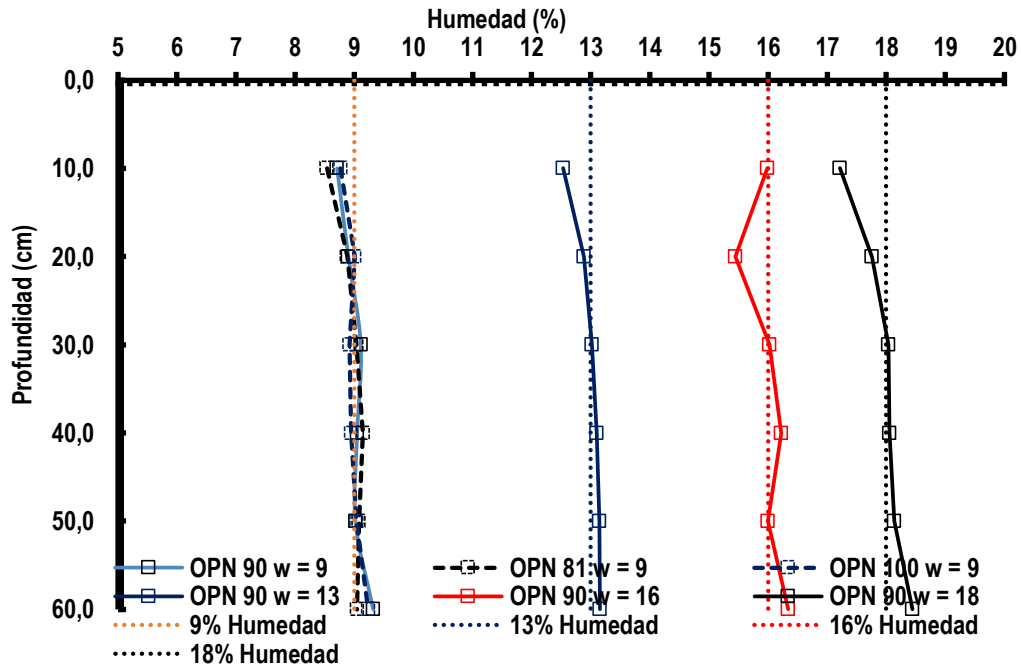
Tabla 3-20 - Humedad post carga de consolidación y ensayo PANDA

Profundidad (cm)	1	2	3	4	5	6
10	8,71	8,54	8,77	12,53	15,99	17,22
20	8,90	8,88	9,01	12,89	15,45	17,76
30	9,11	9,04	8,92	13,02	16,03	18,04
40	9,05	9,15	8,95	13,10	16,22	18,06
50	9,02	9,08	9,04	13,15	16,00	18,14
60	9,32	9,05	9,24	13,16	16,34	18,44
Promedio	9,02	8,96	8,99	12,98	16,01	17,94

Para una mejor representación se grafican los valores obtenidos observándose leves fluctuaciones que son aceptables. Ver

Figura 3-35.

Figura 3-35. Verificaciones de humedad



d) **Promedio de resultados Arena Limosa:**

Descartando los primeros 15 cm y últimos 10 cm de las mediciones se tomó el valor promedio de resistencia por punta de cada ensayo realizado en cámara de calibración obteniéndose los resultados de la Tabla 3-21.

Tabla 3-21 - Resumen de resultados en ensayos en cámara de calibración para arenas de relave 1 (SM)

Resistencia por punta promedio, (q_d) [MPa]							
OPN (%)		81	90	100	90	90	90
Densidad seca (g/cm ³)		1.51	1.67	1.87	1.67	1.67	1.67
Contenido gravimétrico de humedad (%)		9	9	9	13	16	18
σ'_v [kPa]	0	0.43	2.55	6.69	3.24	1.26	3.97
	25	0.70	2.59	9.78	5.20	2.35	2.73
	50	1.22	4.19	7.69	3.55	2.17	2.52
	100	1.38	4.29	8.42	4.79	2.10	2.89
	150	2.63	3.99	10.95	5.43	3.08	3.66
	200	1.80	11.04	12.69	6.52	2.59	4.24

e) **Calculo de factor de normalización (C_N):**

Se debe utilizar el valor de q_{dN1} para obtener el factor de normalización, se selecciona para cada presión de 100 kPa y estado de ensayo. Ver Tabla 3-22.

Tabla 3-22 - Resistencia por punta a 100 kPa.

Densidad Seca, ρ_d (g/cc)	1,51	1,67	1,87	1,67	1,67	1,67
Proctor Estandar, PE (%)	81	90	100	90	90	90
Contenido de humedad, w (%)	9	9	9	13	16	18
Resistencia por punta a 100 kPa, q_{dN1} (Mpa)	1,38	4,29	8,42	4,79	2,1	2,89

Utilizando nuevamente la ecuación 3.1 se obtiene el factor de corrección por confinamiento para arenas de relave. Ver Tabla 3-23.

Tabla 3-23. Factor de corrección por confinamiento

Factor de Corrección por confinamiento, C_N MPa							
Densidad Seca, ρ_d (KN/m ³)	1,51	1,67	1,87	1,67	1,67	1,67	1,67
Proctor Estandar, PE (%)	81	90	100	90	90	90	90
Contenido de humedad, w (%)	9	9	9	13	16	18	
σ'_v , kPa	0	3,21	1,68	1,26	1,48	1,67	0,73
	25	1,97	1,66	0,86	0,92	0,89	1,06
	50	1,13	1,02	1,09	1,35	0,97	1,15
	100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	150	0,52	1,08	0,77	0,88	0,68	0,79
	200	0,77	0,39	0,66	0,73	0,81	0,68

Se observa que dicho factor tiene un valor máximo de 3,21 el cual se seleccionara para acotar las expresiones determinadas a partir de estos datos.

f) **Resultados Arena Limosa sin presión de confinamiento:**

En la Tabla 3-24 se adjuntan los resultados de los ensayos para el análisis del efecto del contenido de finos. Estos datos presentan una clara tendencia en relación al contenido de humedad y grado de compactación. Consistentemente al aumentar la humedad se encuentran valores de resistencia por punta más bajos para el rango analizado (11-16%).

Tabla 3-24 – Resumen de resultados en ensayos en cámara de calibración para arenas de relave 2 (SM)

%OPN teórico	Resistencia por punta promedio (q_d)		
Humedad (%)	11	14	15,5
85	0,70	1,00	0,60
90	3,00	1,70	1,20
95	5,50	4,00	2,50
100	10,20	10,10	3,96

3.10 EFECTO DE LAS VARIABLES DE ESTADO EN LA RESISTENCIA POR PUNTA DE DLP'S

a) Efecto de la densidad sin presión de confinamiento:

Investigadores anteriores mostraron que hay una relación entre la densidad seca (γ_d) y la Resistencia a la penetración promedio de los DLP's (Chaigneau, 2001), la cual sigue la forma de la ecuación 3.2.

$$(3.2) \quad \gamma_d = a \ln(q_d) + b$$

Donde (a) y (b) son parámetros de ajuste. Trabajos experimentales de Chaigneau (2001) han mostrado que este tipo de relación es válida para arenas de diferentes características. La ecuación 3.1 se ajusta a la data experimental en la Figura 3-36. Puede observarse un buen ajuste con coeficiente de ajuste sobre 0.94 para ambos materiales. Un valor de (q_d) consistentemente más grande es obtenido para arenas limpias en comparación a arenas de relave para una misma densidad seca. Esto se atribuye al efecto del contenido de finos en la Resistencia al corte, lo cual es reconocido por Robertson para CPT en sus cartas de comportamiento de suelo (Moss et al., 2006)

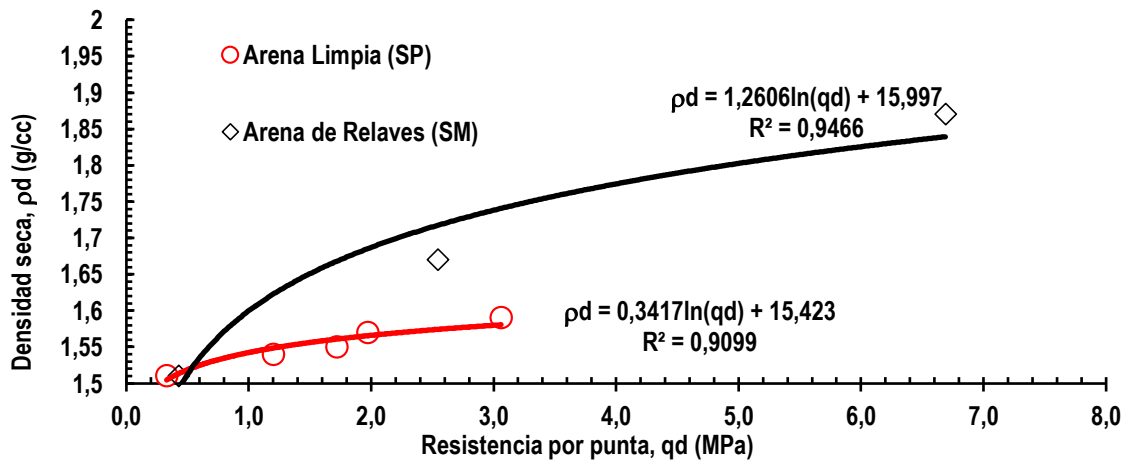


Figura 3-36 - Densidad en función de resistencia por punta para ambos materiales

La ecuación (3.1) no considera esfuerzo vertical efectivo ya que fue concebida para control de compactación durante la construcción de capas sucesivas en muros de tranques de relaves en profundidades de prospección de hasta 1 (m) asociable con la calibración realizada para su obtención.

b) Efecto de la densidad con presión de confinamiento:

El efecto combinado de la densidad y la presión de confinamiento en q_d se muestran en la Figura 3-38 con σ'_v como variable independiente. Puede observarse que q_d aumenta gradualmente a medida incrementa, independiente de σ'_v considerado. Los efectos del tipo de material en la evolución de q_d con γ_d , se discuten en relación a la Figura 3-36, con un menor contenido de finos resulta en un aumento de q_d , esto se observa también al comparar ambos materiales (Figura 3-37 (a) y (b)). Por otra parte, las Figura 3-38 (a) y (b) muestran que q_d incrementa significativamente con σ'_v , siguiendo

una tendencia similar (e.g. pendiente de la curva y linealidad) para ambos materiales independiente de la densidad seca inicial.

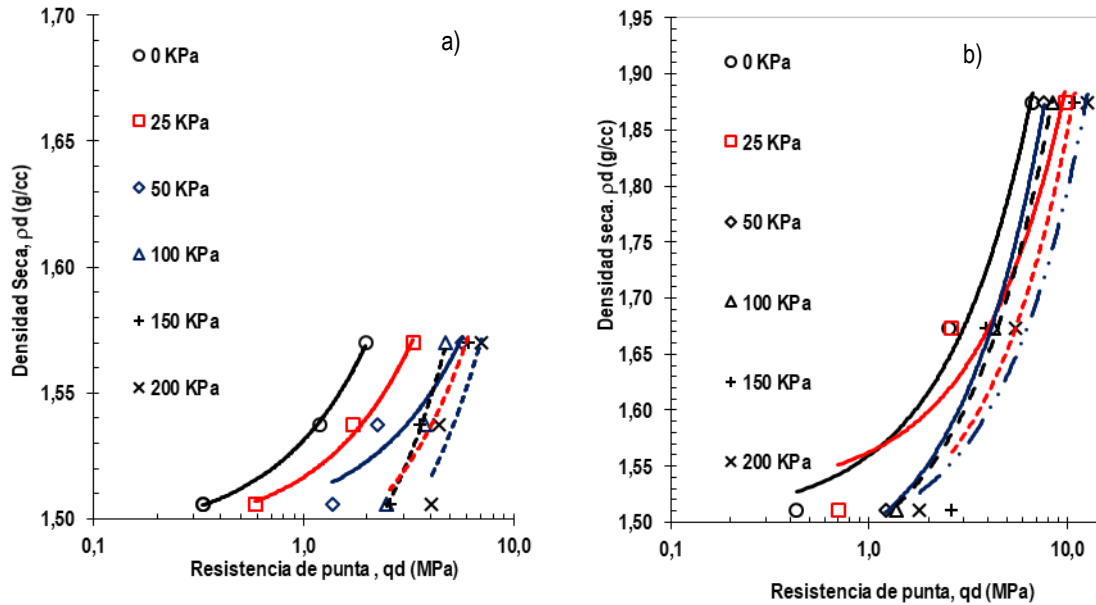


Figura 3-37 - Resistencia por punta versus densidad seca a) arena limpia b) arena limosa

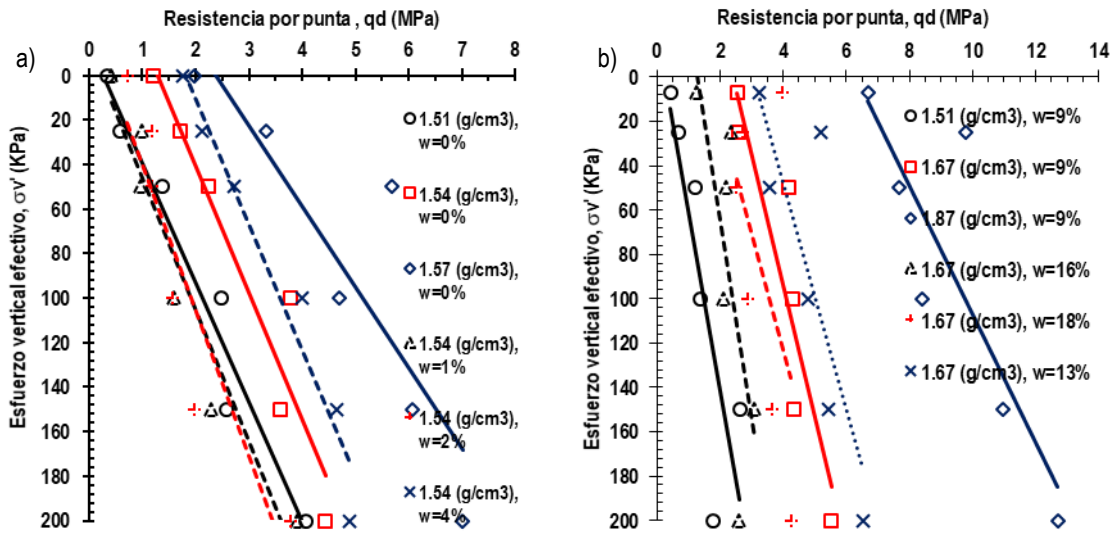


Figura 3-38 – Resistencia por punta versus esfuerzo vertical efectivo, resultados para a) Arena pobremente graduada (SP) y b) Arena de relaves (SM)

c) Efecto de la humedad en la resistencia por punta:

La Figura 3-39 a y b muestra el efecto del contenido de humedad en q_d para arenas limpias y arenas de relave respectivamente. Las pruebas se realizaron a diferentes presiones de confinamiento, el eje y muestra valores de q_d . Para el primer material, se observa que no hay una relación estadísticamente significativa entre humedad y resistencia por punta q_d . Este comportamiento es consistente con la curva de retención de agua de los suelos, la cual muestra un rango de

succiones bajo para este tipo de materiales con bajo contenido de finos, es decir una zona de transición angosta que ocurre para succiones bajas (Fredlund et al, 2012; Lins et al, 2009).

Los autores encontraron por medio de una cámara de presión utilizando la técnica de traslación de ejes la curva de retención de ambos materiales. Para el caso de la arena limpia se encontró que el punto de entrada de aire ocurre a una succión total menor a 2 kPa a un contenido de humedad de 11,5 %, mientras que la humedad residual es tan baja como 0,1% con succiones del orden de los 150 kPa. Esto explica la baja influencia de las presiones intersticiales en la resistencia por punta (i.e efecto de la humedad) para el caso de la arena limpia. En ambos materiales a medida que la saturación incrementa sobre el 90% la refracción de la onda compresional causada por el penetrómetro viaja por el agua generando un incremento en q_d (Ross et al, 1989).

Para el caso de la arena de relaves la variación en la resistencia por punta es mayor, es posible ajustar con un p-valor de 0.001 una relación inversa entre resistencia por punta y humedad se observan diferencias de hasta 2 MPa. La arena de relave tiene un punto de entrada de aire de aproximadamente 4 kPa con una humedad aproximada de 20% y una humedad residual de 4,5 % con una succión aproximada de 1500 kPa. Esto significa que las variaciones observadas de q_d ocurren en la zona de transición, por lo tanto, el comportamiento observado se atribuye al incremento en la resistencia al corte en suelos no saturados (Sheng et al, 2009), el cual predice un aumento de la resistencia en la zona de transición hasta un límite superior alcanzado en el punto de succión residual.

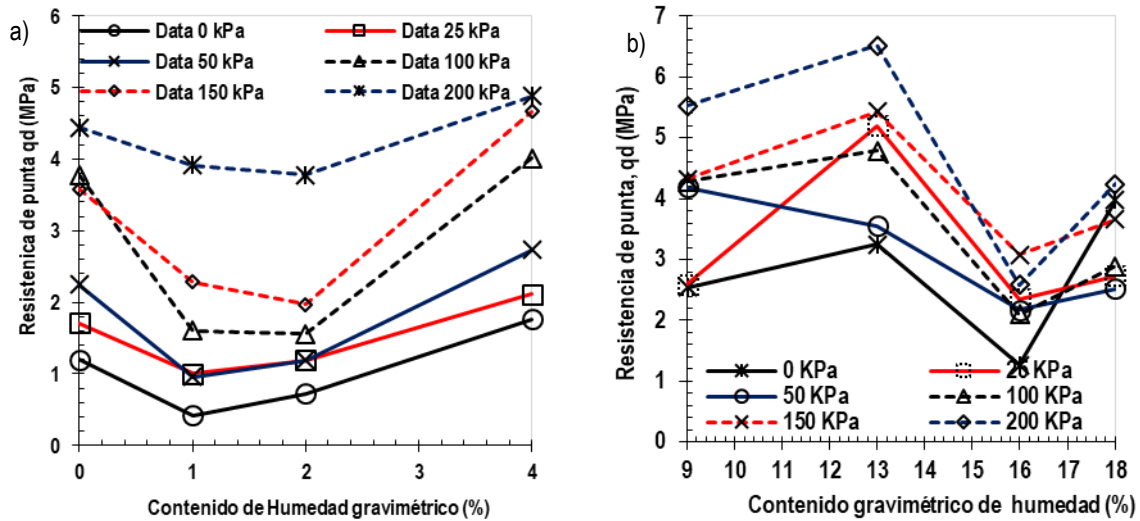


Figura 3-39 –Efectos del contenido de humedad gravimétrico (w) en a) Arena limpia (SP) y b) Arena de relaves

d) Estimación de la resistencia de punta:

Las figuras presentadas hasta ahora muestran que hay un efecto combinado de la densidad con la presión de confinamiento en la Resistencia por punta. Esto ha sido observado también en SPT y CPT las pruebas realizadas en arena donde el cuadrado de la densidad relativa se relaciona con la razón q_d / σ'_v (Skempton, 1986). Una ecuación de este tipo se ajustó a la data experimental de la Tabla 3-10 para arena limpia, resultando en la ecuación 3.3. $R^2 = 0.89$.

$$(3.3) \quad q_d = (4.23 + 0.039\sigma'_v)R_p^2$$

Cuando se evalúa el efecto del contenido de humedad en q_d para arenas limpias, no se obtiene significancia estadística (stepwise y test de independencia fueron usados) por lo cual se identifica que no hay efecto significativo de la saturación en la Resistencia a la penetración en suelos parcialmente saturados, es decir cuando el suelo se mantiene a una humedad bajo a la correspondiente a la del punto de entrada de aire.

Una ecuación similar a la ecuación (3.3) se ajustó a q_d en arenas de relave (Ver ecuación 3.4), pero se utilizó en vez de densidad relativa el grado de compactación relativo el cual en esta investigación se denota (SP^2), comúnmente en terreno se conoce como grado de compactación es decir, la densidad seca referida a la densidad máxima seca del proctor normal (%OPN) lo cual resultó en coeficiente de correlación de ($R^2 = 0.89$).

$$(3.4) \quad qd = (5.92 + 0.032 \cdot \sigma'_v) \cdot SP^2$$

Los penetrometros usados en agricultura así como investigaciones realizadas por Chaigneau (2001) muestran que q_d suele tener una relación logarítmica en relación al contenido de humedad para una densidad y profundidad dada (Morales et al, 2012). Considerando esto La ecuación (3.4) fue modificada para considerar el grado de saturación, como se observa en la Ecuación (3.5).

$$(3.5) \quad qd = (12.41 + 0.021 \cdot \sigma'_v) \cdot SP^{3.5} - 2.44 \cdot \ln(w)$$

Donde el contenido de humedad se encuentra en porcentaje. Un buen ajuste general se obtiene, $R^2 = 0.89$, confirmando la significancia del grado de saturación en arenas de relave. Esta conclusión podría ser considerada para lamas o relaves integrales que muestran altos contenidos de finos y por lo tanto propiedades de retención considerable. En otras palabras puede existir un efecto significativo del contenido de finos en q_d .

Para explorar esto, se agregó un material adicional a las pruebas, un segundo tipo de arena de relave con 25% de contenido de finos, plasticidad de 0 y $G_s = 3.09$. Incluyendo el contenido de finos como variable en la ec. 3.4 se ajusta la expresión 3.6 con un coeficiente de ajuste de ($R^2 = 0.85$):

$$(3.6) \quad qd = (19.98 + 0.019 \cdot \sigma'_v) \cdot SP^{1.56} - 4.31 \cdot \ln(w) - 0.09 \cdot FC$$

La expresión sugiere que para contenidos de finos más altos los valores de resistencia por punta disminuyen q_d . Esto resulta consistente con investigaciones realizadas en CPT (Boulanger & Idriss, 2014) donde la corrección por contenido de finos es utilizada para la evaluación de resistencia a la licuefacción cíclica. Esta ecuación (3.6) debe ser usada considerando características particulares para cada material. En adición a esto el efecto de la plasticidad aún requiere más investigación.

De las ecuaciones (3.5) y (3.6) es posible concluir que el comportamiento de penetración está influenciado por el contenido de humedad dependiendo del tipo de suelo, el cual podría ser representado con el contenido de finos o la plasticidad a través del índice de plasticidad. Los efectos del índice de plasticidad requieren mayor investigación. El uso de estas relaciones no es directo en ingeniería ya que los DLP's no miden contenido de humedad, sin embargo esto puede realizarse de forma complementaria con otro tipo de prospección (e.g taladro helicoidal).

Las relaciones presentadas tienen validez en el rango de los estados utilizados para su obtención es decir $w = 0-18\%$, $\gamma = 1.51-1.87$ (g/cm³) y $\sigma'_v = 0-200$ kPa además en caso de utilizar las relaciones para la obtención de parámetros de estado como la densidad en profundidad se recomienda acotar q_d a los valores utilizados para la formulación de las presentes regresiones, es decir $0,1 < qd < 13$ (MPa).

3.11 FACTOR DE CORRECCIÓN PARA PANDA

a) Factor de corrección para cada material:

La expresión de Boulanger (2004) para el factor de corrección por confinamiento, fue ajustada para la data experimental de la sección anterior, como se muestra en las Figura 3-40 a) y b) para arena limpia y de relaves respectivamente. Un valor m de 0.487 fue encontrado para arena limpia con $R^2 = 0.76$. Esto es muy similar a valores encontrados para SPT y CPT por (Olsen, 1995). Adicionalmente a esto es consistente con valores propuestos por Villavicencio (2009) para DLPs. Sin embargo, una mayor dispersión se observa para arenas de relave con un valor $m = 0.19$ y $R^2 = 0.64$. Este resultado es inesperado debido a que la práctica de los DLP's usa un valor de $m = 0.75$, y valores reportados para CPT (Boulanger, 2004; Olsen, 1995).

Debe ser mencionado que los valores de (C_N) encontrados para penetrometros van en el rango de 0.5 a 1.7. El límite superior fue fijado en 1.7 por los participantes del National Center for Earthquake Engineering Research Workshop (Robertson & Wride, 1997), en relación a profundidades típicas a partir de la cual comienzan las exploraciones con penetrometros pesados de 2 a 5 m. En este trabajo se recomienda acotar el factor CN al menos utilizando los valores máximos obtenidos para arena limpia y limosa de 7,5 y 3,2 respectivamente.

El límite inferior resultado de la máxima presión de confinamiento utilizada en las cámara de calibración para otro tipo de penetrometros, fue mayor a 400 kPa. Adicionalmente, la presión de confinamiento vertical fue de mínimo 70 kPa (Gibbs & Holtz, 1957), presiones de 0 a 70 kPa están dentro del rango de interés para DLPs. La dispersión en la data presentada en la Figura 3-40 b) se atribuye a los significativos efectos del contenido de humedad y densidad en la resistencia por punta par arenas de relave. Debido a esto el ajuste de una única curva de corrección podría no ser adecuado, si se necesita reconocer el efecto de las variables de estado una regresión multivariable podría ser más apropiada para (C_N) .

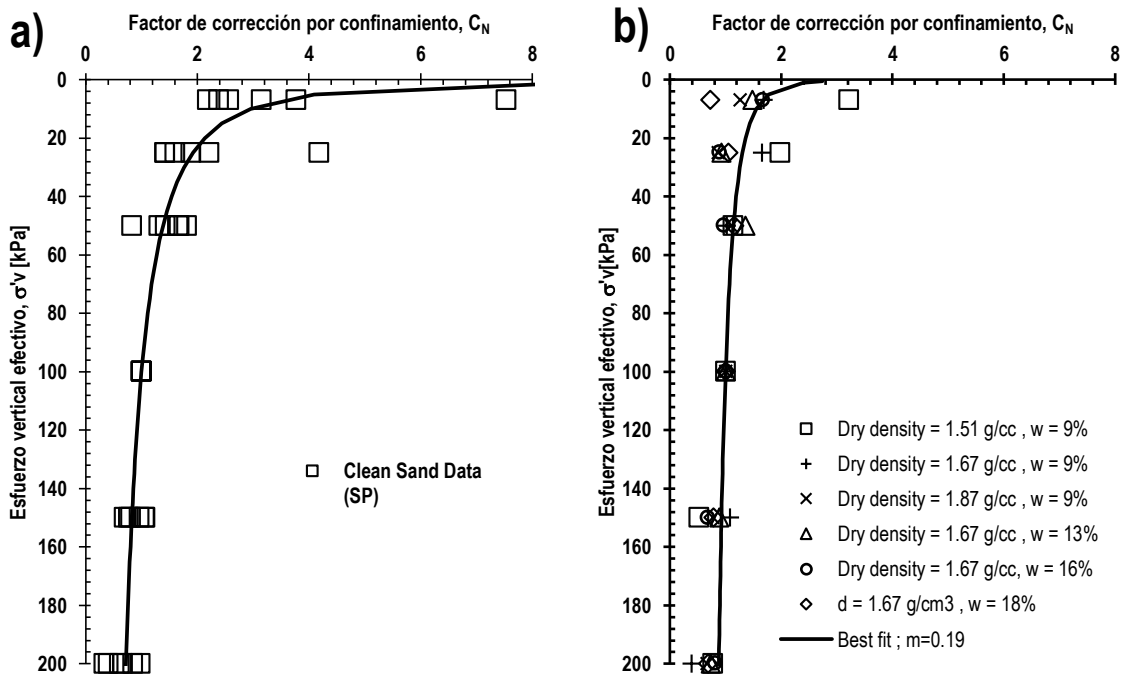


Figura 3-40 - Factor de corrección para a) Arenas limpias b) Arenas de relave

b) Factor de corrección en relación a parámetros de estado:

Primero se realizan ajustes separando por cada material utilizado. Esto significa que el tipo de material (contenido de finos) no fue analizado en la regresión para C_N utilizada. Los parámetros de ajuste y el coeficiente de bondad de ajuste se detallan en la Tabla 3-24. Se realizó un ajuste como el que se muestra en la ecuación 3.7

$$(3.7) \quad C_N = \left(\frac{100}{\sigma_v'} \right)^{a+b\rho+cw}$$

Donde a , b y c son parámetros de ajuste ρ es la densidad seca en g/cc y w es el contenido de humedad gravimétrico en %.

Tabla 3-25 –Parámetros de ajuste con exponente de variación lineal en relación a parámetros de estado

Parámetro de ajuste	Arena limpia (SP)			Arena de relaves (SM)		
	a	16.53	17.73	0.47	2.30	2.69
b	-10.44	-11.24	0.00	-1.09	-1.51	0.00
c	-0.005	0.00	0.00	-0.0025	0.00	0.00
R ²	0.96	0.95	0.76	0.92	0.86	0.65

Hay una diferencia entre los parámetros de ajuste para ambos materiales utilizados, esto significa que el tipo de material se relaciona con el factor (C_N) o la variación de la resistencia por punta al aumentar la presión vertical efectiva. El contenido de finos puede representar el tipo de suelo.

Para la arena limpia resultan significativas la presión de confinamiento y la densidad. En relación al contenido de humedad, se observa que al realizar un análisis de varianza (ANOVA) este no presenta relación estadística con el factor de corrección (C_N) con p-valores del orden de 0,1. Otros métodos de análisis como el criterio de akaike descartan a la humedad como variable explicativa del factor de corrección (C_N).

Para la arena limosa se observa que la humedad si explica parte de la variabilidad asociada al factor de corrección (C_N). Los p valores muestran que todas las variables consideradas son estadísticamente significativas, a excepción de la humedad como variable explicativa del factor de corrección para la arena limpia.

No se presentan todos los modelos probados por claridad de la información y se seleccionan aquellos que guardan relaciones con investigaciones previas y poseen buen respaldo estadístico en términos del ajuste. Se observa que al incluir variables explicativas el R^2 aumenta lo cual tiende a ocurrir en análisis multivariantes.

c) Factor de corrección para arenas de relaves:

En relación a esto una expresión general basada en formulaciones comúnmente aceptadas de (C_N) (e.g. ver las expresiones de Tokimatsu & Yoshimi y Boulanger) fue utilizada para ajustar la data experimental, como no hay factor de corrección para penetrómetros que considere el contenido de humedad y el efecto del contenido de finos. Muchos modelos fueron probados, así como varios criterios estadísticos, sin embargo finalmente la ecuación (3.7) generó el mejor ajuste de los datos.

En aplicaciones geotécnicas de control de compactación es común contar con información del material prospectado como el contenido de finos y en algunos casos la humedad. Es por esto que las relaciones propuestas tienen valor agregado al contribuir en precisión de ajuste para casos en que se cuente con variables adicionales a la medición de resistencia por

punta. Dependiendo de los parámetros que se tengan es posible mejorar la calidad de la información es por esto que se propone en la Tabla 3-25 diferentes combinaciones de parámetros. Un esquema numérico iterativo podría estimar la densidad y generar los valores necesarios para utilizar las relaciones propuestas. La relación general propuesta se detalla en la ecuación 3.8.

$$(3.8) \quad C_N = \left(\frac{100}{\sigma_v} \right)^{a+b\rho+c\omega+dFC}$$

Tabla 3-26 –Parámetros de ajuste para m lineal con respecto a la densidad

Parámetro de ajuste	Combinaciones de variables para las que se ajustó un factor de corrección				
a	3.71	3.22	4.2	4.78	0.38
b	-2.06	-1.75	-2.41	-2.78	0
c	-0.04	-0.01	0	0	0
d	0.006	0	0	-0.0018	0
R ²	0.86	0.85	0.83	0.84	0.64

Como una alternativa al exponente m lineal, se propone una formulación en la que el exponente m varía de forma exponencial con la densidad (Ver ecuación 3.9) como se ha visto en otro tipo de penetrómetros dinámicos como el SPT, los resultados se muestran en la Tabla 3-26. Esta formulación no se descarta a pesar de que el coeficiente de ajuste es levemente inferior al obtenido con el ajuste lineal. Se probaron más modelos como se mencionó anteriormente sin embargo estas dos formulaciones son con las que se obtuvo mejores resultados en base a criterios para análisis de modelos (AIC, BIC, R² ajustado).

$$(3.9) \quad C_N = \left(\frac{100}{\sigma_v} \right)^{a\rho^b+c\omega+dFC}$$

Tabla 3-27 –Parámetros de ajuste para modelo exponencial en relación a la densidad

Parámetros de ajuste	Combinaciones de parámetros consideradas			
a	-1.43	-1.48	-2.01	-1.65
b	-0.049	-0.021	0.00	0.00
c	-0.007	0.00	0.00	-0.004
R ²	0.83	0.82	0.73	0.78

Finalmente como modelo propuesto para arenas de relave se sugiere por su mejor ajuste el uso de la expresión 3.8 con parámetros de ajuste: $a=3.71$, $b=-2.06$, $c=-0.04$, $d=0.006$, $R^2=0.86$. Los resultados confirman nuevamente una

fuerte dependencia de (C_N) con la densidad y el contenido de humedad. El efecto del contenido de finos no es considerable en términos de magnitud, sin embargo si es significativo, por otra parte este tiene un rol en la variación de la curva de retención de agua y por lo tanto en la resistencia al corte del suelo. Esto aparentemente se captura de forma indirecta por el término de contenido de humedad de las ecuaciones.

Es necesario mencionar que las relaciones presentadas son válidas en su rango de calibración, como lo son $w = 0-18\%$, $\gamma = 1.51-1.87$ (g/cm³) y $\sigma'_v = 0-200$ kPa, $0,1 < q_d < 13$ MPa. Adicionalmente, esta expresión debería estar acotada para efectos de ingeniería a $C_N > 0.5$. Un límite superior debería alcanzarse en base a la profundidad crítica, sin embargo valores de hasta $C_N = 8$ pueden ser encontrados experimentalmente. El uso de esta expresión en cálculos como estimación del potencial de licuefacción sísmica requiere de juicio de ingeniería en las variables de respuesta de penetrómetros ligeros.

Finalmente la Figura 3-41 a) muestra el desempeño del modelo cuando se ajusta a datos experimentales de prueba y además se realiza una comparación del modelo de ajuste propuesto con un ajuste por estado con el modelo simplificado de Boulanger (Figura 3-41 b). El eje m_1 muestra los ajustes con la expresión de Boulanger y m_2 muestra los valores del exponente propuesto. A pesar de haber un grado de dispersión hay una buena correlación entre ambas expresiones por lo que el modelo se comporta bien en el rango de ajuste.

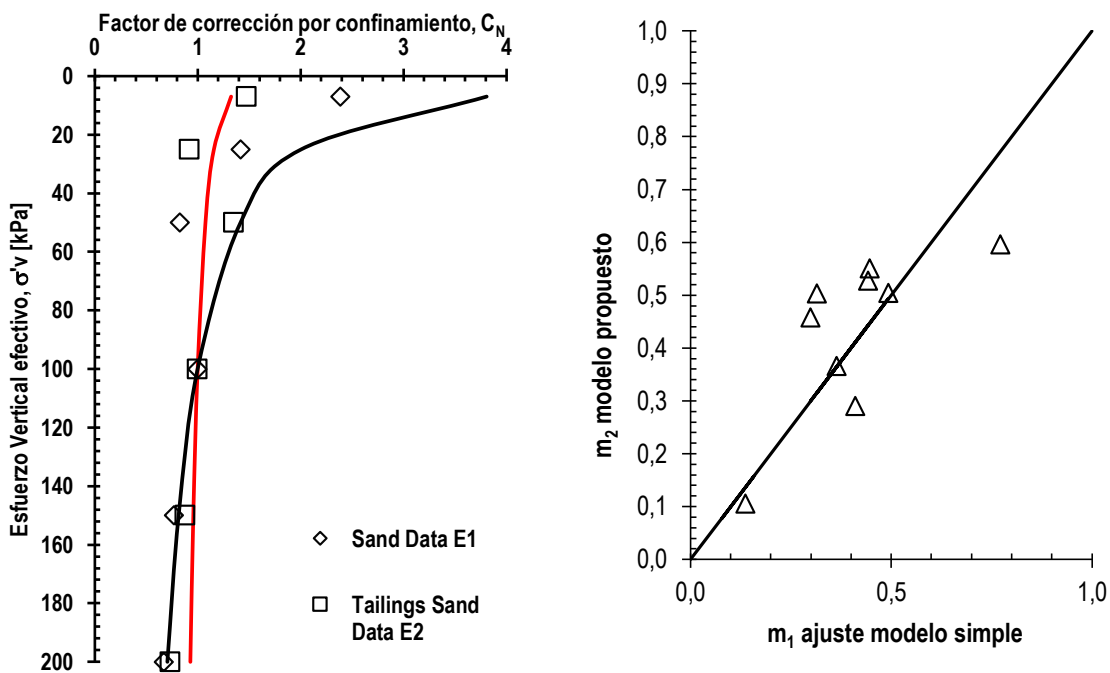


Figura 3-41 –a) Ajuste para estado particular b) Ajuste de Boulanger vs Ajuste propuesto

d) Implicancias del factor propuesto en el control de compactación:

Es común realizar según los estándares basados en la metodología de Chaigneau (2001), calibraciones en cámara para el control de compactación. Con el objetivo de obtener una relación $q_d - \gamma_d$ esta relación es válida para presiones de confinamiento bajas al ser normalizada cambian los valores de resistencia por punta significativamente. Por ejemplo para una arena a 10 kPa de presión vertical efectiva el factor de corrección (C_N) utilizando la expresión:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0,48} = 3,02 \quad \text{Para arenas (3.10)}$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0,19} = 1,55$$

Para arenas de relave (3.11)

Utilizando los valores medios obtenidos en pruebas de calibración es posible obtener los valores normalizados de qd1. Ver Tabla 3-28:

Tabla 3-28. Resultados pruebas de calibración.

Arena Limpia (SP)			
qd1 (Mpa)	0,33	1,20	1,97
qdN1 (Mpa)	1,00	3,62	5,95
Arena Limosa (SM)			
qd1 (Mpa)	0,43	2,55	6,69
qdN1 (Mpa)	0,67	3,95	10,36

De manera gráfica. Ver Figura 3-42:

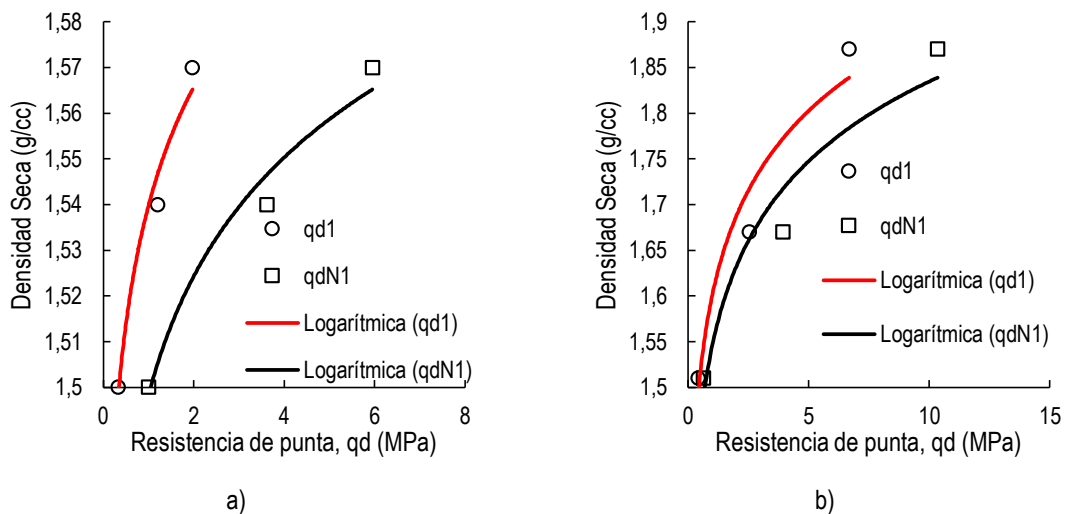


Figura 3-42 - Curva de calibración a) arena limpia b) arena limosa

Se observa un cambio significativo en las relaciones utilizadas para el control de compactación, esto tiene implicancias importantes en dichos controles para la corrección de valores de resistencia por punta.

3.12 DISCUSIÓN PARA ARENA Y ARENA LIMOSA

a) Investigaciones previas en penetrómetros no se han centrado en los penetrómetros dinámicos ligeros (DLP's). La influencia de las variables de estados y propiedades índice en la Resistencia a la penetración fueron estudiadas usando una cámara de calibración. Se encontró que para DLP's como era de esperarse la densidad y presión de confinamiento incrementan la Resistencia por punta para ambos materiales. Sin embargo para arenas de relave con contenidos de finos altos ($FC \geq 35$), a medida que aumenta el contenido de humedad, la Resistencia a la penetración disminuye, la

Resistencia a la penetración disminuye significativamente mientras los otros parámetros se mantienen constantes. Esto debe ser considerado al momento de analizar los penetrogramas para efectos prácticos de ingeniería.

b) Para ambos materiales un factor de corrección por confinamiento (C_N) fue generado. Arena limpia mostró una dependencia importante con el esfuerzo vertical efectivo ($m = 0.47$) esto tiene buena relación con lo que se mostró para otros tipos de penetrometros y valores asumidos en investigaciones previas [33]. Arenas de relave ($FC \geq 35$) por otro lado se muestra una desviación significativa respecto a los valores usados en la práctica con m -value de 0.19 comparado con ($m = 0.75$) en el trabajo de Olsen (1995). Esto principalmente debido a que los datos de CPT se basan en datos de campo y no en trabajos específicamente realizados en cámaras de calibración en las cuales es posible generar condiciones controladas.

c) En un segundo análisis de los datos se concluyó que el factor (C_N) puede ser expresado no sólo como una función del contenido de finos (ajustar C_N para cada material), pero también es posible considerar la densidad y el contenido de humedad. Esto se logró utilizando análisis de regresión, permitiendo encontrar que la mejor relación de normalización para el exponente (m) sigue una relación lineal con la densidad, el contenido de humedad y el contenido de finos ($m = 3.71 - 2.06\rho - 0.04w + 0.006FC$). El desempeño del modelo generalizado propuesto para (C_N) muestra buenos resultados con la formulación propuesta por Boulanger's para CPT (i.e. m no depende del estado).

d) En monitoreo de relaves, la cual es una aplicación de los DLP's, los controles suelen no ser frecuentes debido a limitantes económicas. Específicamente en relación al control de compactación en muros de depósitos de relave, suelen llevarse a cabo dos tipos de control, control de calidad (q_c) y control de aseguramiento (q_A). Para este tipo de controles la aplicación de las ecuaciones propuestas simplifica dicho procedimiento, evitando la necesidad del uso de una cámara de calibración como se muestra en las normas chilena y francesa NCh 3261 (INN, 2012) y XP P 94-104 (AFNOR, 2000) haciendo el monitoreo de relaves más eficiente para los materiales considerados en el presente artículo. En particular curvas de control pueden ser generadas a partir de las expresiones propuestas.

e) Cuando no hay una correlación específica para DLP's en la estimación de parámetros geotécnicos suelen usarse relaciones para penetrometro CPT. A la luz de estos resultados es seguro asumir que para el caso de arenas limpias ambos penetrometros se comportan de manera similar. Sin embargo para arenas de relaves otra herramienta de prospección es necesaria para estimar el contenido de humedad el cual posee una alta variabilidad en depósitos de relave debido a infiltración, efectos climáticos y deposición de nuevas capas en estado húmedo.

3.13 MATERIAL LIMO DE BAJA COMPRESIBILIDAD

Limo de baja compresibilidad (ML) según el Sistema UCSC fue utilizado para estudiar materiales de cubetas de relaves o relaves espesados. Este material tiene una densidad de partículas sólidas de 3.09, lo cual se explica debido al alto contenido de mineral de hierro. Las leyes de hierro son bastante más altas que las del cobre por lo que durante la recuperación de cobre las leyes remanentes en relaves son considerables en relación a aquellos remanentes para recuperación de cobre. Una densidad máxima de 1.85 g/cm³, densidad mínima de 1.25 g/cm³, permeabilidad de 10⁻⁶ cm/s densidad máxima seca proctor de 1.86 g/cm³ (contenido de humedad óptimo de 15.3 %). La curva granulométrica se presenta en la Figura 3-43.

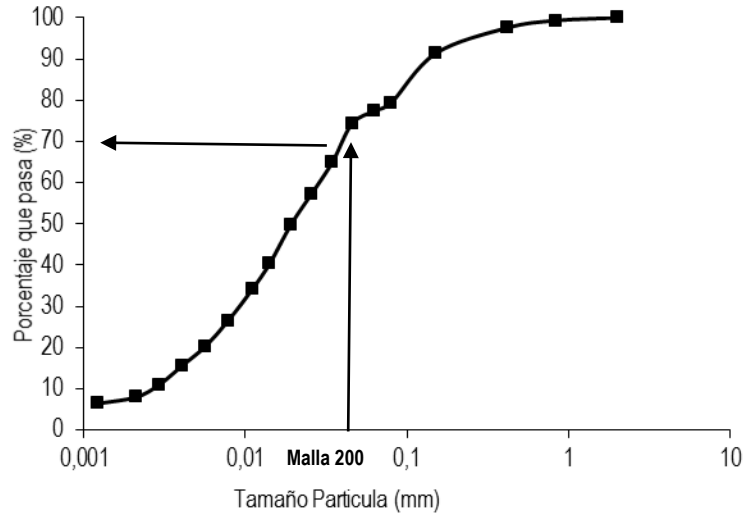


Figura 3-43 - Granulometría Limo de baja plasticidad

3.14 RESULTADOS DEPOSITACIÓN SLURRY - CONTENIDO DE SÓLIDOS INICIAL 67%

Primeramente se intentó realizar los ensayos en estado slurry. Esto para simular la fábrica de los depósitos de relaves espesados y cubetas de depósitos de relaves convencionales. 5 Pruebas fallidas precedieron los resultados de la Figura 3-44, estos tuvieron como resultados una resistencia por punta nula para todas las presiones de confinamiento utilizadas aun para las presiones de confinamiento más altas (150 y 200 kPa). Un registro de lo observado durante las pruebas se detalla en la Tabla 3-29.

Tabla 3-29 - Resultados de pruebas en estado slurry preliminares

Prueba	Observación	Presión máxima (kPa)	Tiempo de carga	Descenso total (cm)
1	El penetrómetro alcanza el fondo de la probeta para todos los escalones de carga sin registro de resistencia por punta.	100	12 hrs	22,3
2		100	12 hrs	22
3		100	24 hrs	25
4		200	24 hrs	30
5		200	24 hrs por escalon	28

El procedimiento utilizado para estas pruebas consistió en acondicionar el material a un contenido de sólidos del 67% en una betonera con capacidad para la cantidad de material necesaria. Posterior a esto se impermeabiliza el molde de calibración y se ubica una capa de drenaje similar a la descrita para los materiales tipo arena. Una vez homogeneizado el material se volcó de forma directa en el molde de calibración y se dejó con una precarga de 12 kPa durante 24 horas con las llaves de bola descargando a un contenedor y un pelo de agua visible. Para luego remover dicha precarga y empezar a variar los tiempos en los escalones de carga. Ni durante la consolidación ni durante los escalones de carga fue posible registrar presión de poros mediante el uso de los sensores de presión instalados, esto puede deberse al aislamiento generado por el geotextil instalado.

Los resultados obtenidos de la única prueba exitosa se detallan en la Figura 3-44 a) y b), en las cuales se observan la consolidación y los penetrogramas respectivamente. De la figura de consolidación se observa que hay una diferencia que aumenta con el esfuerzo efectivo de la relación de vacíos alcanzada en cada escalón de carga lo cual significa que la consolidación no es del todo completada en el caso de la cámara de calibración.

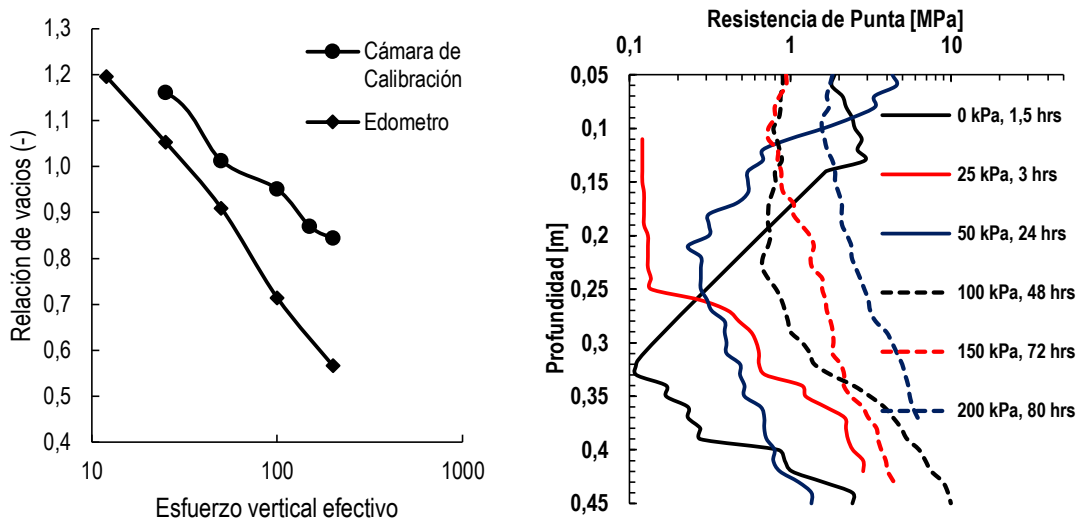


Figura 3-44 - a) Curva de Consolidación b) Penetrogramas estado slurry Cs = 67%

Se observa que los ensayos en estado slurry no son satisfactorios en términos de resistencia por punta. Esto debido a que el relave en el tiempo de consolidación no alcanza un estado comparable al esperado in-situ (resistencia por punta, insuficientes para alcanzar un hincado en el rango de calibración del equipo). Por otra parte la probeta presenta zonas de alta debilidad en la que se observan saltos en el penetrograma los cuales fueron notados por el operador durante la realización del ensayo, se registraron tramos de 10 cm de hincado, lo cual está fuera de los límites de calibración del instrumento a pesar de que se aplicó una energía de hincado lo más baja posible no fue posible realizar mediciones en el rango deseado.

Estos resultados se atribuyen principalmente a las dimensiones de la probeta, ya que para ensayos edométricos la probeta tiene una relación ancho-alto de aproximadamente 0,4. La relación de vacíos final debiese ser según pruebas edométricas de 0,55 equivalente a una densidad de 1.6 g/cc, sin embargo no se observa dicha densidad al momento de realizar los ensayos encontrándose el material en un estado fluido. En la Tabla 3-30 se resumen los valores medios de los penetrogramas encontrados. Hay una tendencia de aumento de la resistencia por punta con el confinamiento.

Tabla 3-30 - Valores medio Relave CNN Estado Slurry

q_{dprom} (MPa)	0.86	0.66	0.96	2.42	1.79	2.97
σ'_v (kPa)	0	25	50	100	150	200
T (hr)	1.5	3	24	48	72	80

Estos valores se presentan de forma gráfica en la Figura 3-45 en la cual se presenta una tendencia de los datos analizados.

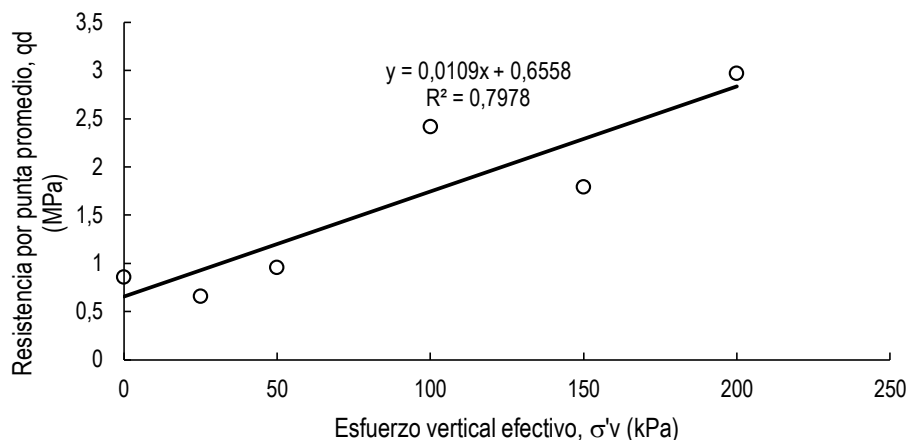


Figura 3-45 - Relación Resistencia por punta - esfuerzo vertical

Considerando las inconsistencias obtenidas como una mayor resistencia por punta para una mayor presión de confinamiento en algunos casos y los hincados fuera del rango de calibración se opta por realizar probetas del tipo compactación húmeda. En relación a la presión de poros generada durante la consolidación, esta no pudo ser registrada mediante los dispositivos calibrados previamente.

3.15 RESULTADOS COMPACTACIÓN HÚMEDA

En la Tabla 3-31 se adjuntan los resultados de los ensayos realizados en cámara de calibración, las densidades analizadas corresponden a 1,4; 1,6; 1,7 y 1,75 g/cc las cuales corresponden a un estado suelto, medio, denso y muy denso. Las humedades van son de 0 (justo después de secado en horno), 10,2; 14; 18 y 24 % hasta un estado slurry 67%.

El estado slurry es representativo de un estado saturado que aproximadamente se puede asumir la humedad de saturación durante la carga es decir un valor de 32% de humedad. Esto debido a que se realizó una consolidación durante un tiempo que permitió drenar suficiente agua para dejar un pelo de agua de 1 cm durante todo los escalones de carga. Los esfuerzos verticales fueron de 0, 25, 50, 100, 150 y 200 kPa para todas las probetas y adicionalmente se realizaron ensayos intermedios para verificar el comportamiento obtenido. Ver Tabla 3-31.

Tabla 3-31 - Resumen de Ensayos

Resistencia por Punta (MPa)											
Densidad (g/cc)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,6	1,6	1,7	1,75	
Grado de compactación (%)	76	76	76	76	76	76	86	86	92	95	
Humedad (%)	0	10,2	14	18	24	32	10,2	14	10,2	10,2	
$\sigma'v$ (kPa)	0	0,3	2,5	2,6	3,0	1,3	0,9	2,7	6,2	8,1	11,2
	25	0,7	2,7	2,9	3,2	1,8	0,7	2,8	5,6	9,2	12,0
	50	1,0	2,9	3,2	3,4	1,8	1,0	3,0	5,6	9,5	12,9
	75	-	-	-	-	-	-	3,9	-	-	-
	100	1,1	3,1	3,5	3,8	2,1	2,4	4,7	9,2	9,7	11,5
	150	2,0	3,2	3,8	3,9	2,1	1,8	3,9	6,9	10,3	10,5
	200	2,1	3,7	3,9	4,5	3,1	3,0	4,0	6,8	11,1	14,5
	300	-	-	-	-	3,9	-	4,6	-	-	-

3.16 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se intenta ajustar la ecuación 3.2 a los datos obtenidos, como se muestra en la Figura 3-46. Para los cuales se observa un comportamiento levemente distinto al encontrado para arena presentando la curva logarítmica un mal ajuste en relación a los materiales analizados previamente.

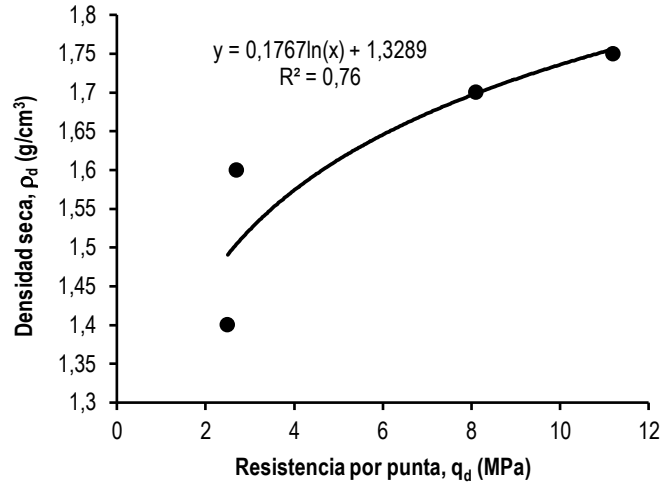


Figura 3-46 - Relación Densidad seca versus resistencia por punta

Realizando un análisis de la humedad a una densidad seca constante de 1.4 g/cc, se observa un comportamiento del tipo parabólico similar a la obtenida mediante el ensayo proctor (ver Figura 3-47 a), similar a las arenas limosas. Por otra parte al variar la presión de confinamiento dicha curva se desplaza en la vertical. Se observa una alta similitud entre dichos datos y los obtenidos en terreno. A modo de comparación en la Figura 3-47 b, se detallan los datos obtenidos de la campaña de terreno realizada para la presente investigación separados por profundidad de medición y discretizados en bandas de 30 cm a la profundidad de análisis.

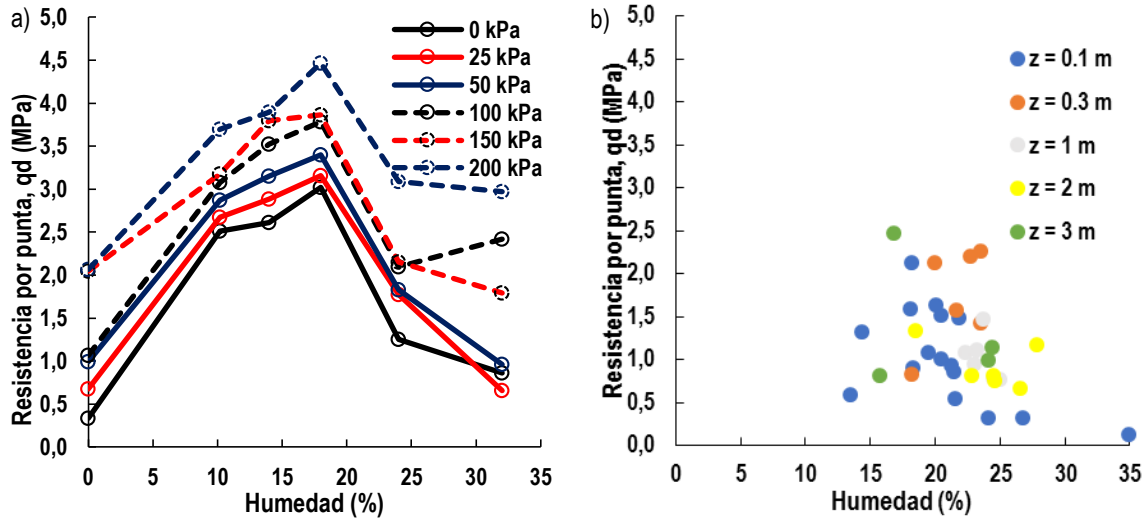


Figura 3-47 – a) Relación resistencia por punta-humedad en cámara de calibración b) Datos de terreno para resistencia por punta

Se observa que los valores de terreno (ver Figura 3-47 b), parecieran tener una densidad mucho menor a la conseguida en laboratorio, sin embargo la forma general de la curva es similar. Para analizar el efecto de la densidad se dejó la

humedad constante a un valor de 10,2 % y se varió la densidad entre 1.4 g/cc y 1.75 g/cc para cada presión de confinamiento, como se observa en la Figura 3-48 a.

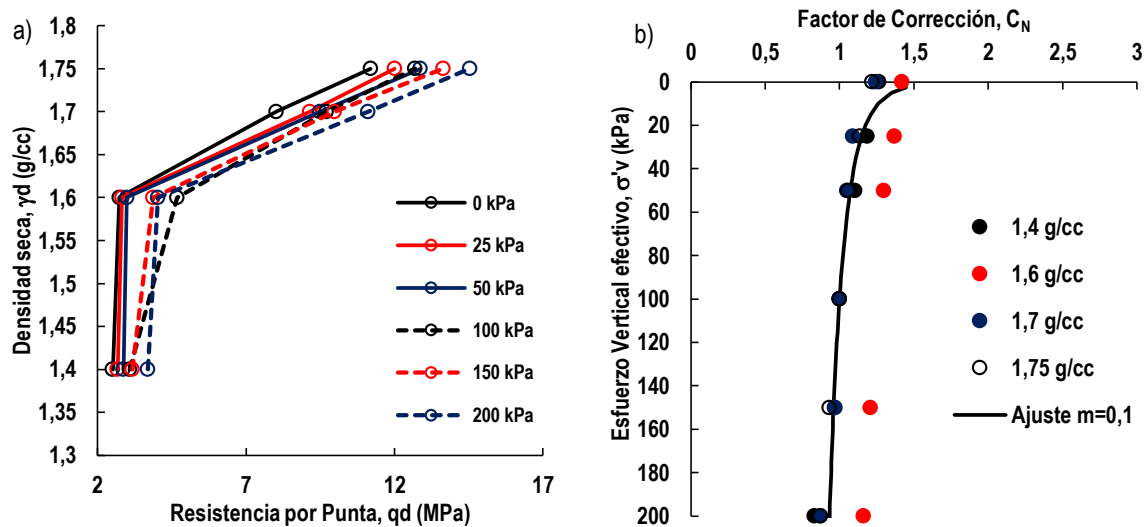


Figura 3-48 – a) Relación resistencia por punta – Densidad b) Factor de corrección

Se observa que la dependencia con el confinamiento es muy baja. Esto se aprecia tanto en el factor de corrección (Figura 3-48 b), en el cual el valor de corrección es cercano a ($C_N = 1$). En los otros gráficos (Figura 3-47 a, b y Figura 3-48 a) en donde la mayor variación de resistencia por punta producto del confinamiento es de aproximadamente 2 MPa se observa también una baja dependencia de la resistencia por punta de la presión de confinamiento. La densidad y la humedad generan variaciones porcentuales cercanas al 100% en contraste con la presión de confinamiento que genera una variación porcentual del 23%.

3.17 DISCUSIÓN LIMOS DE BAJA COMPRESIBILIDAD

- La densidad y la resistencia por punta presentan una relación distinta a aquella propuesta por otros autores para el caso de las arenas. Se observa que para valores de densidad baja a media la resistencia por punta mantiene un valor prácticamente constante que al pasar a un estado más denso aumenta linealmente.
- Lo anterior sugiere una relación bilineal con una pendiente inicial muy baja y otra pendiente más elevada o una relación hiperbólica.
- La resistencia por punta (q_d) presenta un comportamiento similar al de una Arena limosa en relación al contenido de humedad gravimétrico. Este comportamiento presenta una curva del tipo parabólica similar a aquella obtenida en el ensayo proctor, con un peak en una humedad alrededor de 18%.
- En las relaciones resistencia por punta/densidad o resistencia por punta/humedad, es posible observar un desfase debido al efecto de la presión de confinamiento.
- El efecto del confinamiento observado es muy pequeño al intentar ajustar una relación del tipo factor de corrección C_N , en la cual el exponente m de la relación de Boulanger obtenido mediante mínimos cuadrados ordinarios tienen un valor de 0.06. Al comparar con los resultados de arena limosa es consistente la disminución del efecto del confinamiento para materiales con mayor contenido de finos.
- Estos resultados sugieren la necesidad de estimar un factor de corrección por contenido de finos o contenido de humedad para el caso de relaves con alto contenido de finos más que un factor de corrección por presión vertical efectiva cuando el porcentaje de finos es mayor al 50%.

4 CAPÍTULO IV – CASO DE ESTUDIO 1 – DEPÓSITO DE RELAVES CERRO NEGRO NORTE DE MINERA CAP

El objetivo de este acápite es realizar una primera aproximación de las condiciones de operación de cubetas de depósitos de relaves tradicionales. Así como aplicar los resultados obtenidos en los trabajos de laboratorio realizados a la fecha en particular el factor de corrección por presión de confinamiento. Los trabajos de terreno fueron realizados por Geotecnia UTFSM y el Grupo de Geotecnia de la PUCV en conjunto a la empresa Geotecnia Ambiental para Compañía Minera del Pacífico, en faena Cerro Negro Norte 2.

Dicho control se realizó el lunes 9 de octubre de 2017, en particular se prospectó el depósito de relaves, considerando ensayos principalmente en la cubeta. También se presenta el trabajo realizado en laboratorio, para las muestras tomadas en terreno, así como su análisis. Finalmente se presenta una evaluación de la estabilidad física del depósito con la información obtenida del mismo evaluando el potencial de licuefacción de la cubeta.

La Faena Cerro Negro Norte se ubica en la región de Atacama, ciudad de Copiapó. La Figura 4-1 muestra una imagen satelital obtenida a través de digital globe con la ubicación de la Faena. Esta se encuentra 26.2 km al norte de la ciudad de Copiapó en el desierto de Atacama en las coordenadas detalladas en la Figura 4-1.



Figura 4-1 – Ubicación de faena. Fuente: Google Earth Pro 7.1.6

CAP minería es el principal productor de hierro en la costa americana del Pacífico y exportador del 99% del mineral en Chile. 3 de sus unidades operativas se ubican en el valle de Copiapó entre las cuales se encuentra Mina Cerro Negro Norte donde se realiza el presente estudio. Los rajes mineros de Cerro Negro Norte, corresponden a la explotación de un yacimiento de hierro, que considera 3 rajes.

Una vez realizado el proceso de extracción, el mineral es enviado al chancado primario, a los acopios y el lastre a los botaderos. El mineral extraído que no alcanza la ley de corte operacional definida para el proyecto, pero que sin embargo tenga un potencial para ser procesado a posteriori, es acopiado en forma separada en dos acopios menores. Los estériles que se generen producto de la explotación del yacimiento minero, son enviados a 4 botaderos de estériles.

Aquel material que si alcanza la ley de corte operacional, pasara al Chancado Primario el cual es el sector donde el mineral descargado desde los camiones mineros, se somete a un proceso de chancado grueso, esta etapa concluye en la formación de un acopio primario. Posteriormente se pasa a una Planta de Beneficio, en la cual el mineral proveniente del acopio primario es sometido a tres etapas de conminución: Chancado secundario, Molino de rodillos, Molino de rodillos secundario y formación de acopio secundario.

Una vez finalizada esta etapa, el mineral ingresa a la Planta Concentradora. El mineral proveniente de las pilas de almacenamiento secundario es ingresado a la Planta Concentradora, con el fin de obtener un mineral de alta ley luego de pasar por los siguientes procesos:

- Concentración magnética gruesa (rougher)
- Molienda y clasificación
- Concentración magnética de terminación (finisher), y
- Flotación neumática y adecuación de concentrado para su transporte

El sobreflujo final del proceso de flotación neumática (espuma), se envía al embalse de relaves espesados y el concentrado de hierro hasta el puerto de embarque a través del concentraducto. Los relaves del Proyecto Cerro Negro Norte son espesados y dispuestos en el sector Los Corralillos.

El depósito considera un muro de cierre de cuenca construido con material estéril granular y cuya cara aguas arriba se encuentra impermeabilizada con una geomembrana de HDPE. El embalse de relaves recibirá a lo largo de su vida útil un promedio anual de 5,5 MM ton, equivalente a un caudal de 128,4 l/seg. Considera, una vez finalizada la vida útil del Proyecto, un tonelaje total a depositar de 110 MM ton y un volumen de 81 MMm³. El diseño de este embalse, considera un muro de 88 m de altura, una longitud total estimada de 2.500 m, utilizando así, una superficie de aproximadamente 250 hectáreas. El porcentaje de sólidos de los relaves será entre 63 y 67%.

Un resumen gráfico de lo mencionado anteriormente se detalla en la Figura 4-2 haciendo énfasis en la generación de residuos mineros durante la operación de la faena Cerro Negro Norte.



Figura 4-2 - Resumen de proceso de generación de residuos mineros y extracción de mineral de hierro

A partir de la información recopilada de la operación de la faena se detallan en la Tabla 4-1 las fuentes de variabilidad geotécnica para la faena de cerro negro norte que inciden en el depósito de relaves.

Tabla 4-1 - Fuentes de Variabilidad en Faena Cerro Negro Norte

Grupo	Origen	Efecto sobre el depósito	Propiedades Geotécnicas	Variabilidad	Tipo de Variabilidad
Sector de la Industria Minera	Mediana Minería. Privada	Homogeneidad de los residuos mineros	Propiedades Índice	Material	Espacial
Proceso de extracción	Tipo de mineral Hierro.	Variabilidad de minerales constituyentes	Propiedades Índice	Material	Espacial
Concentración magnética Molienda, Flotación	Ley del mineral	Granulometría, adición de polímeros y cal	Propiedades índice y mecánicas	Material	Espacial
Almacenamiento	Metodología de espesamiento y construcción	Variación de características físicas y mecánicas	Granulometría y estado in-situ inicial	Estructural	Espacial
Operación	Ciclos de deposición y secado. Compactación del Muro.	Variación de características físicas	Propiedades de estado	Estructural	Temporal
Cierre	Envejecimiento y cementación de partículas	Aumento de Cohesión y disipación de presiones intersticiales	Propiedades de estado. Mejora del comportamiento mecánico	Estructural	Temporal

La Tabla 4-1 detalla el grupo al cual pertenece el origen de la variabilidad, los grupos corresponden a las etapas del proceso de concentración de mineral que afectan el material constitutivo del depósito de relaves, para luego especificar etapas de construcción, operación y cierre del depósito y las fuentes de variabilidad que se generan en cada una de ella así como el sector de la industria minera a la cual pertenece la faena.

Finalmente en la Figura 4-3 a se observa la imagen satelital del depósito más cercana a la fecha de los trabajos de campo y en la Figura 4-3 b el estado actual de la cubeta central señalada en la Figura 4-3 a.



Figura 4-3 –a) Depósito de relaves faena Cerro Negro Norte b) Estado actual cubeta central

Actualmente el pretil principal de empréstito posee un largo de 1.53 kilómetros y una altura aproximada de 30 metros. Este tiene pretilles secundarios que separan las áreas de depositación de la cubeta, la misma cuenta con un geotextil, el cual

impide la infiltración al pretil de la fracción fina así como del agua. El agua se extrae de la cubeta mediante flotadores y las cubetas se encuentran conectadas mediante sifones que permiten controlar el nivel de la “napa freática”.

4.1 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y CRONOLOGÍA DE DEPOSITACIÓN

A continuación se presenta una cronología de crecimiento del depósito obtenida mediante satélites de acceso gratuito, con el fin de realizar un análisis de la operación del mismo a la fecha del control solicitado.

Tabla 4-2 - Cronología de depositación. Depósito de relaves Cerro Negro Norte







Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
1	9/25/2012	- Construcción de caminos y accesos al depósito	
	12/22/2012	- Construcción de muro perimetral	
2	6/30/2014	-Primera etapa de llenado depositada desde la sección norte en dirección sur hacia el muro de empréstito.	

Tabla 4-3 - Cronología de depositación. Depósito de relaves Cerro Negro Norte

Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
2	2/17/2016	- Inicio de la construcción de pretilas internas al muro perimetral.	
3	1/6/2017	-Se observa una segunda etapa de depositación con una correcta operación del depósito en la zona del depósito 1 considerando que se alcanzó una humedad relativamente baja a la imagen anterior	
4	1/9/2018	- Se observa una correcta operación ya que antes de crecer con la altura del mismo, se observa un cambio en la humedad significativo	

La situación más cercana a la campaña de terreno realizada corresponde a la imagen correspondiente a la fecha de 9/10/2017 lo cual corresponde a un desfase de 4 meses.

Se distinguen claramente 4 etapas de crecimiento del depósito:

- a) **Etapa 1:** Acondicionamiento del suelo de fundación y primer nivel de muro resistente

En relación al muro de contención se detallan las características de diseño en la Tabla 4-4:

Tabla 4-4 - Características de muro resistente

Criterio de diseño	Valor
Talud aguas abajo	1,8 (H) : 1 (V)
Talud aguas arriba	1,7 (H) : 1 (V) con bermas de 2 m en cada etapa
Ancho de coronamiento	30 m
Longitud Final	2,500 m
Revancha mínima de operación	Primera etapa: 11 (m) – Última etapa: 6 (m)

Según el proyecto original la construcción del muro se realizará en cuatro fases a lo largo de toda su vida útil en la Tabla 4-5 se detallan las fases de interés:

Tabla 4-5 - Etapas de crecimiento del depósito de interés

Fase	Elevación Coronamiento (msnm)	Volumen acumulado (MMm ³)	Altura Total (m)	Período (años)
Fase 1	1.016	3,1	36	1
Fase Final	1.067,5	24,1	88	15-20

- b) **Etapa 2:** Llenado inicial en la totalidad del primer nivel del muro resistente

Al ubicarse pretilas interiores se separa el depósito en 3 cubetas. Se observa una depositación con dirección sur desde el norte, en un estado fluidizado. Hasta el 2/17/2016 se observa que se mantiene un estado fluido en todas las cubetas del depósito.

- c) **Etapa 3:** Construcción de Muros complementarios y llenado aguas arriba del depósito

De acuerdo con las etapas de crecimiento, el depósito en la actualidad se encuentra en la Fase 1, con un Volumen acumulado aproximado de 3,1 MMm³ y una altura de 36 (m). De estos antecedentes se trata actualmente con un embalse de relaves según la clasificación del decreto supremo 248, principalmente por el hecho de que el muro corresponde a un empréstito de lastre minero. Por otra parte se trata de un tranque de pequeña a mediana envergadura en la actualidad.

Como conclusión del análisis satelital para la fecha de los trabajos de Campo, es posible esperar altos grados de saturación en la cubeta en profundidad debido al acelerado crecimiento que ha experimentado el depósito. No se observan periodos considerables de secados, sin embargo la humedad superficial parece ser bastante baja dada las condiciones climáticas de la zona. Este aspecto puede ser usado como supuesto de modelación en caso de que se carezca información a profundidades superiores a las alcanzables por técnicas de prospección manuales.

- d) **Etapa 4:** Peraltamiento del muro en una segunda terraza

Esta etapa es posterior a los trabajos de campo realizados por lo que no resulta de interés su análisis.

4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS RELAVES DEPOSITADOS

a) Parámetros de Diseño:

En este acápite se presentan los antecedentes de diseño recopilados en base a la información entregada al sistema de evaluación de impacto ambiental y que resulte de interés para la presente investigación, primero se detallan en la Tabla 4-6 las características de diseño generales del depósito de relaves.

Tabla 4-6 - Características de diseño depósito de relaves

Característica	Valores estimados
Producción de relaves	5,5 MM ton/año
Capacidad requerida del depósito	110 MM ton
Peso específico de los sólidos	2.2 – 2.6 t/m ³
Concentración en peso de relaves	~ 50 %
Granulometría del relave	79% bajo #200
Pendiente media de depositación de relaves	1.5 - 2.5%
Densidad seca de depositación de relaves	1.35 t/m ³
Revanca del muro que permita almacenar arrastre y crecidas eventuales	6 (m)

Entre las características principales, se observa un elevado contenido de finos del 79% así como un peso específico de diseño bajo, la densidad de depositación de relaves estimada es del orden de 1.35 t/m³.

b) Propiedades índice:

Investigaciones realizadas en USM con colaboración de PUCV determinaron que el material a analizar tiene las siguientes propiedades (Ver Tabla 4-7). Se observa que la gravedad específica es mayor a la de diseño y que la densidad de depositación es cercana a la mínima.

Tabla 4-7 - Propiedades índice relave Cerro Negro Norte (Musso, 2018)

G_s (-)	ρ_{min} (g/cc)	ρ_{max} (g/cc)	w_{opt} (%)	w_s (%)	A.E.V (kPa)
3,02	1,28	2,03	15,38	32	10-23

A partir de ensayos en cámara de presión con la técnica de traslación de ejes, se obtuvieron mediciones de la humedad gravimétrica para diferentes succiones matriciales, obteniendo así la curva de retención de agua de los relaves de hierro de la cubeta del depósito de relaves, las mediciones se detallan en la Figura 4-4 (Musso, 2018).

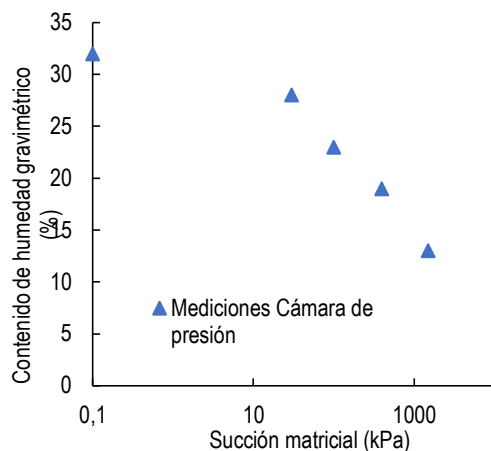


Figura 4-4 - Mediciones en cámara de presión de succión para relave de Cerro Negro Norte (Musso, 2018)

La probeta se conformó a un contenido de sólidos de 65%, la operación de Cerro negro deposita a un contenido de sólidos entre 63 y 67% lo cual es similar a la preparación de la probeta por lo que esta curva se considera representativa. Para los niveles de humedad presentes en la operación, los niveles de succión son considerables, es decir son mayores a los 100 kPa, en caso contrario los efectos de succión tienen baja influencia en la resistencia al corte, no así en el análisis de infiltración en cuyo caso siempre son relevantes. Los valores de entrada de aire según diferentes criterios de estimación varían entre 22.85 y 14.32 % de humedad.

4.3 ANTECEDENTES DEL SECTOR DE EMPLAZAMIENTO

a) Caracterización Suelo de Fundación:

De acuerdo con informe de hidrogeología del proyecto, aparte de los depósitos superficiales aluviales y coluviales al sur y este del área minera, se distingue 4 tipos de litología, 3 tipos de mineralización. Litología; Las unidades geológicas comprenden los cuerpos intrusivos (tal como diorita microdiorita, granodiorita y pórfido monzonítico), meta-andesita (con actinolita), skarn (con anfibola) y brechas (de turmalina). Al encontrarse una variedad tan amplia de litologías y mineralizaciones es esperable encontrar cambios en la plasticidad del material depositado. Respecto a las propiedades resistentes del suelo de fundación los parámetros según el Anexo 4 del estudio de impacto ambiental son los que se detallan en la Tabla 4-8.

Tabla 4-8 - Propiedades suelo de fundación

Parámetro	Unidad	Suelo de Fundación
Densidad Total	T/m ³	1,9
Cohesión	T/ m ²	2
Ángulo de fricción	°	35

Finalmente la caracterización del material de empréstito, es decir los estériles mostro la presencia mayoritaria de fragmentos de rocas correspondientes a las fracciones granulométricas de gravas, bolones y bloques, siendo especialmente importante el contenido de clastos o fragmentos de rocas del tamaño de gravas. El contenido de bloques (fragmentos de rocas mayores a 12") proveniente del preescarpe, es variable en los diversos sectores con valores del orden de 5 a 20%, aumentando o disminuyendo localmente en algunas zonas. El D₈₀ es de 6" aproximadamente.

Con los antecedentes recopilados es posible tener una idea global del estado del depósito, así como las características inherentes de los materiales que lo componen, considerando que el material de empréstito es un material de características geotécnicas competentes, y que el suelo de fundación tiene una resistencia mecánica competente y fue prospectado en la campaña de diseño previa construcción del depósito, se concentrara el análisis del presente informe en la cubeta de relaves ya que la misma es la zona menos controlada del depósito, posibles fallas del depósito podrían ocurrir debido a fenómenos de overtopping, licuefacción de la cubeta de relaves y piping o erosión interna en los pretiles interiores así como el principal.

b) Antecedentes sísmicos:

La sismicidad del área está dada principalmente por el mecanismo de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo el continente. Considerando el nivel de aceleraciones determinado en el informe para el sistema de evaluación ambiental el cual considera un catálogo de terremotos hasta 2007 se obtuvieron las aceleraciones que se detallan en la Tabla 4-9.

Tabla 4-9 - Niveles de aceleración determinado mediante estudio de riesgo sísmico

Sismo	Excedencia	Periodo de retorno (años)	Aceleración máxima (g)
Diseño	>10% en 50 años	475	0,49
Máximo Creible	>10% en 100 años	949	0,56

Como en el informe de evaluación ambiental, no se señala la magnitud asociada a las aceleraciones, esta se obtendrá de un catálogo de terremotos, en la Figura 4-5 a se detallan los eventos de magnitud mayor a 7 (Mw) ocurridos en una ventana de aproximadamente 540 km en dirección Norte y Sur a partir de la zona de proyecto.

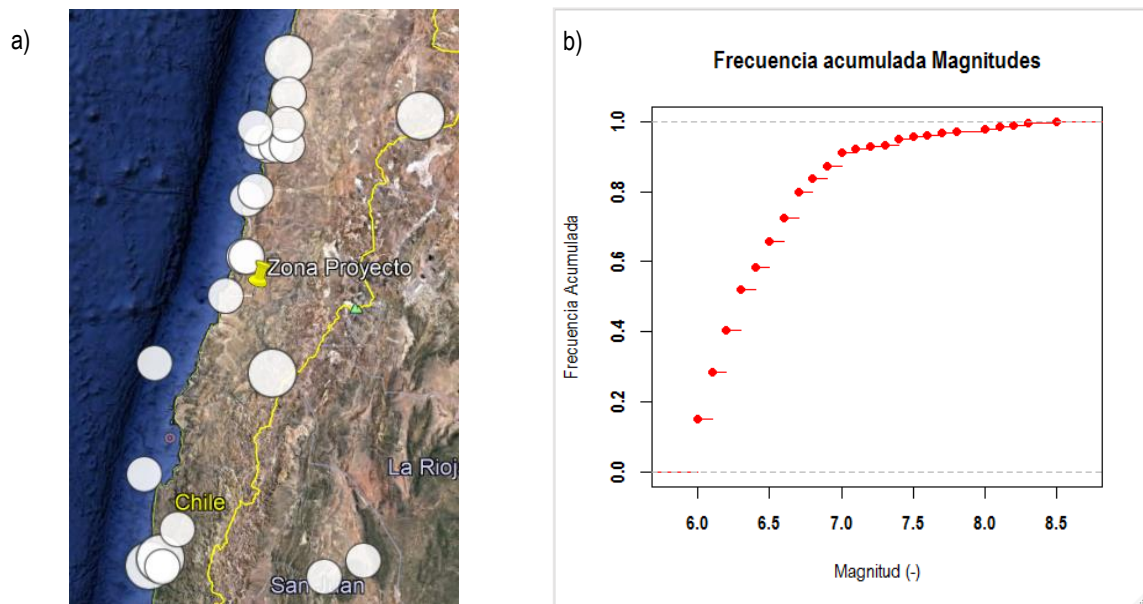


Figura 4-5 – a) Sismos importantes en el área de influencia para el proyecto b) Frecuencia acumulada de sismos mayores a Mw=6

De acuerdo con los datos analizados las magnitudes de sismos en el área de proyecto van desde 4.5 a 8.5. En la Figura 4-5 b se detalla una distribución acumulada experimental para el catálogo de terremotos incluyendo eventos de magnitud superior a 6 (Mw), algunos de los eventos históricos corresponden a los detallados en la Tabla 4-10 en la cual a modo de ejemplo se detalla la ubicación, magnitud y año de los eventos.

Tabla 4-10 - Terremotos en la zona de proyecto

Ubicación	Magnitud Mw	Año
Atacama	8.5	1922
Illapel	8.3	2015
Antofagasta	8.2	1950
Copiapo	8.0	1819

Considerando que para la demanda de diseño de la zona se obtiene una demanda sísmica que hace licuar toda la cubeta se analiza de manera determinista un sismo de magnitud 8.8 pero de aceleraciones 0,33 (g) para considerar un escenario con un periodo de retorno más bajo en el cálculo del potencial de licuefacción.

4.4 TRABAJOS DE CAMPO

a) Emplazamiento de puntos de prospección:

El emplazamiento de los puntos de prospección geotécnica dentro del terreno en estudio, se definió con fines de investigación en la cubeta del depósito de relaves. Considerando que el muro del depósito es controlado de manera regular para alcanzar el nivel de compactación deseado, se decide prospectar la cubeta con el fin de analizar el estado de la misma, un control operacional de la cubeta puede disminuir considerablemente los empujes sobre el prisma resistente, así como evitar fallas por licuefacción y overtopping en caso de sismos de gran magnitud como se mencionó en acápite anteriores además el muro de empréstito y el suelo de fundación tienen buenas características geotécnicas.

b) Puntos de prospección:

En la Figura 4-6 a se detalla la ubicación de las prospecciones en una vista general del depósito en particular se analizó la cubeta del sector ESTE del depósito, en la Figura 4-6 b se muestra la nomenclatura utilizada para definir puntos de muestreo y/o prospección ubicada en una imagen satelital únicamente del área a prospectar, posteriormente en Tabla 4-11 se detallan las coordenadas de los puntos de prospección. Para los puntos detallados los trabajos realizados por Geotecnia USM consistieron en toma de muestras, tanto en profundidad, como de manera superficial y la realización de ensayos de penetración dinámica ligeros.

c) Metodología de prospección:

Se definió una distancia entre ensayos aproximada entre 25 y 50 (m) con una grilla uniforme tratando de abarcar la mayor superficie de la cubeta posible. Se realizaron todos los ensayos de penetración con punta de 4 cm² a una profundidad de prospección máxima entre 5 y 7 (m) para el penetrómetro Panda 2 y una profundidad de prospección entre 2 y 3 (m) para el penetrómetro Panda 3. En aquellos puntos en los que se realizó prospecciones mediante Panda 3 se realizó también Panda 2, esto principalmente debido a que el Penetrómetro Panda 3 corresponde a una versión prototipo del mismo, razón por la cual solamente se consideró la medición de resistencia por punta para la presente investigación.

La metodología utilizada para el sensor de humedad superficial, cono de arena, taladro helicoidal, veleta de corte y penetrometro ligero consistió en realizar dichas prospecciones en un mismo punto de manera de poder interrelacionar la información.

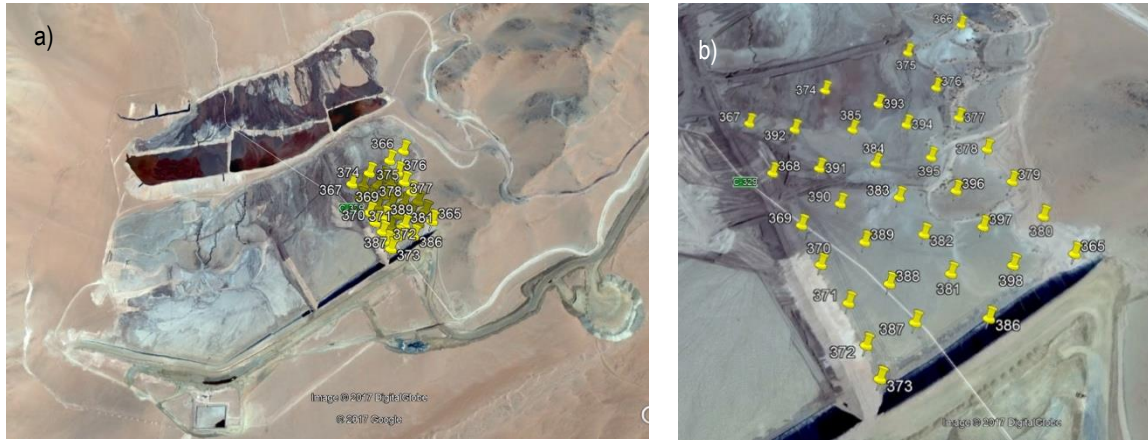


Figura 4-6 – a) Ubicación de prospecciones en el depósito b) Ubicación de prospecciones en cubeta (Derecha).

Cerca del punto de prospección 387 se extrajo aproximadamente 120 kg de material para posterior uso en laboratorio para calibración de penetrómetros y ensayos de caracterización.

Tabla 4-11 - Ubicación de Puntos de interés y prospección

Nomenclatura		Coordenada			Nomenclatura		Coordenada		
USM	GA	Este	Norte	Elevación s.n.m*	USM	GA	Este	Norte	Elevación s.n.m*
365	13	365557	6998698	1036 m	382	8	365420	6998729	1015 m
366	-	365450	6999004	1042 m	383	9	365394	6998772	1017 m
367	6	365235	6998864	1039 m	384	10	365368	6998814	1017 m
368	5	365268	6998802	1039 m	385	11	365341	6998857	1020 m
369	4	365304	6998742	1039 m	386	-	365480	6998642	1041 m
370	3	365327	6998700	1039 m	387	-	365416	6998641	1041 m
371	2	365356	6998661	1041 m	388	-	365391	6998679	1041 m
372	-	365375	6998621	1037 m	389	-	365365	6998723	1041 m
373	1	365389	6998591	1037 m	390	-	365338	6998766	1041 m
374	12	365307	6998910	1004 m	391	-	365313	6998808	1043 m
375	19	365392	6998963	1010 m	392	-	365282	6998857	1043 m
376	18	365425	6998911	1013 m	393	-	365365	6998891	1043 m
377	17	365450	6998868	1011 m	394	-	365396	6998862	1042 m
378	16	365479	6998825	1012 m	395	-	365423	6998820	1038 m
379	15	365503	6998783	1012 m	396	-	365449	6998777	1037 m
380	14	365531	6998740	1013 m	397	-	365475	6998734	1036 m
381	7	365446	6998687	1014 m	398	-	365502	6998692	1028 m

(*) s.n.m: Sobre nivel de mar.

En los resultados de cada prospección se detalla los puntos en los que se realizaron los trabajos para cada metodología de prospección.

En la Tabla 4-12 se detalla la cantidad de prospecciones realizadas en terreno:

Tabla 4-12 - Prospecciones de terreno

Prospección in-situ	Geotecnia USM	Geotecnia Ambiental
Extracción de muestras	19	22
Sensor GS3	0	22
Cono de arena	0	6
Veleta de Corte	0	22
Ensayo de penetración Ligera	19	6
Ensayo de penetración con acelerómetro	5	0

4.4.1 HUMEDAD NATURAL EN SUPERFICIE

a) Sensor GS3:

Los puntos prospectados por el sensor GS3 fueron según nomenclatura GA; 3, 4, 5, 6, 7 y 8 de manera superficial. El sensor GS3 mide contenido volumétrico de humedad, temperatura y conductividad eléctrica, de manera superficial. En el caso del contenido volumétrico de agua, usa un mecanismo basado en un campo electromagnético que mide la permitividad dieléctrica del medio que lo rodea, el cual suministra una onda de 70 MHz oscilante al sensor el cual se carga de acuerdo con las propiedades dieléctricas del material. La carga almacenada es proporcional al contenido volumétrico de agua del medio. La ecuación de calibración es específica al medio en el que se realiza.

La conductividad eléctrica por otra parte, la cual se define como la habilidad de una sustancia de conducir electricidad, puede ser usada para inferir la cantidad de moléculas polares en una solución. La conductividad eléctrica se mide aplicando una corriente alternante a dos electrodos y midiendo la resistencia entre ambos. La conductividad se obtiene derivando al multiplicar el inverso de la resistencia (conductancia) por la constante de la celda, la cual depende de la razón de la distancia entre los electrodos y su área. Se mide en dS/m (decisiemens por metro) bulk EC.

El rango de humedades obtenidas fue entre 0,16 y 0,7 m³/m³ lo cual representa humedades gravimétricas entre 6 y 70 %, el rango de temperaturas fue entre 21,2 y 29,2°C y el rango de conductividades eléctricas entre 0,04 y 3,77 dS/m. Los resultados de las mediciones de interés indican una buena correlación entre la conductividad eléctrica del relave de la cubeta y de la humedad del mismo como se puede observar en la Figura 4-7.

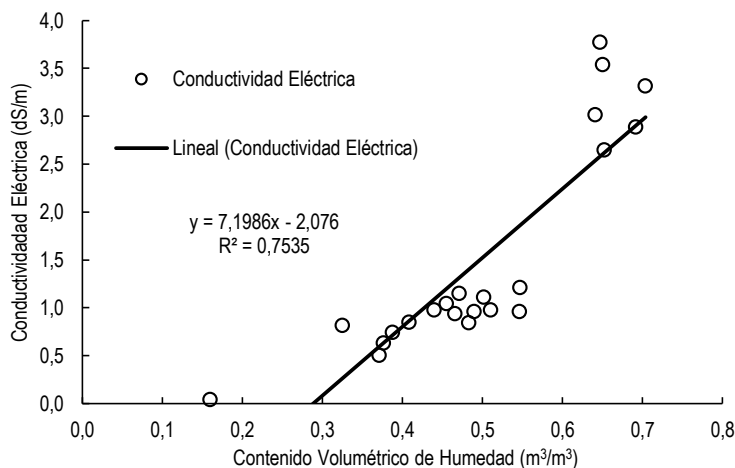


Figura 4-7 - Relación in-situ entre Conductividad eléctrica y Humedad volumétrica

De estos resultados es posible concluir que algún método basado en Conductividad eléctrica podría estimar el contenido de humedad. Esto presentaría una ventaja por sobre el sensor de humedad y la extracción de muestras, considerando las grandes extensiones de los mismos.

4.4.2 DENSIDAD IN-SITU Y HUMEDAD NATURAL EN PROFUNDIDAD

Los puntos prospectados por el Taladro helicoidal, cono de arena y sensor GS3 fueron según nomenclatura GA; 3, 4, 5, 6, 7 y 8. Se determinó en superficie y en profundidad mediante diferentes técnicas la densidad seca y la humedad, entre las cuales se encuentran, cono de arena, toma de muestras superficiales y toma de muestras en profundidad mediante taladro helicoidal. En el caso de este último, las muestras se obtienen cada aproximadamente 0.5 (m) y se guardan en recipientes herméticos que evitan pérdidas de humedad por evaporación y exudación. Las muestras obtenidas son de carácter alterado. En la Figura 4-8 a y b se detallan los resultados de las humedades obtenidas a través de la extracción de muestras mediante taladro helicoidal.

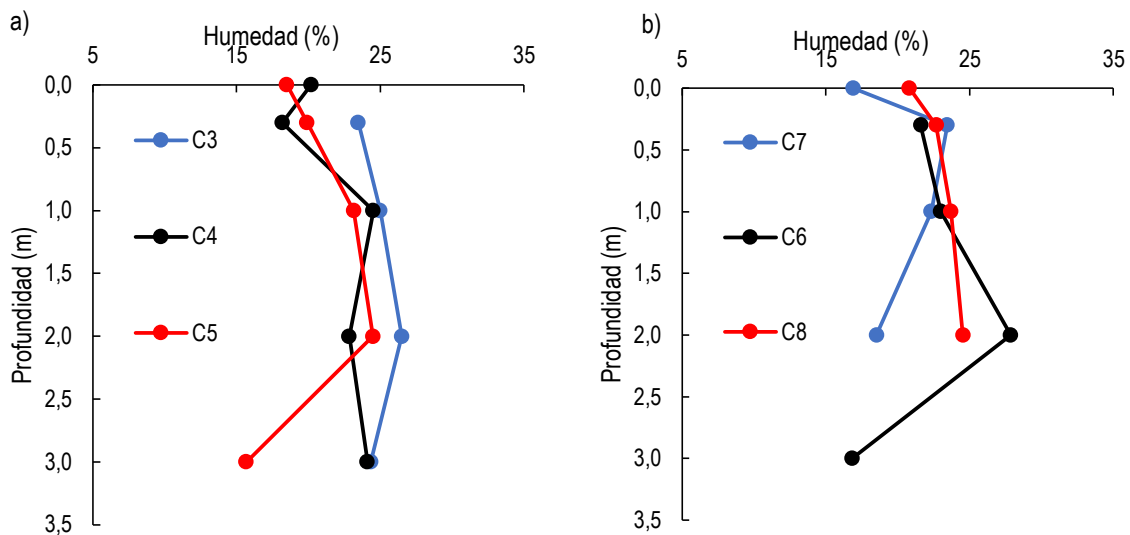


Figura 4-8 - Humedad en profundidad a) Sondaje GA 3,4,5 b) Sondaje GA 6,7,8

Mientras que en la Figura 4-9 a y b se detallan los resultados de la densidad seca estimada en base a las muestras extraídas.

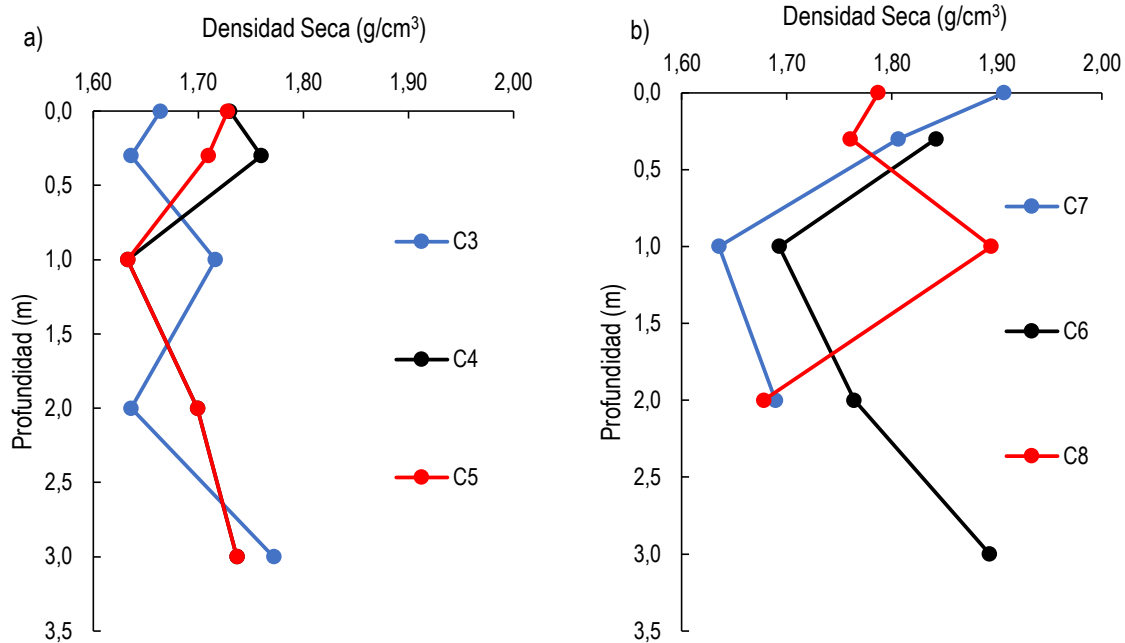


Figura 4-9 - Densidad seca en profundidad a) Sondaje 3,4,5 b) Sondaje 6,7,8

A continuación se presentan los resultados de la estadística descriptiva para la humedad, se observa de la Figura 4-10 b) que la distribución podría asemejarse a una normal.

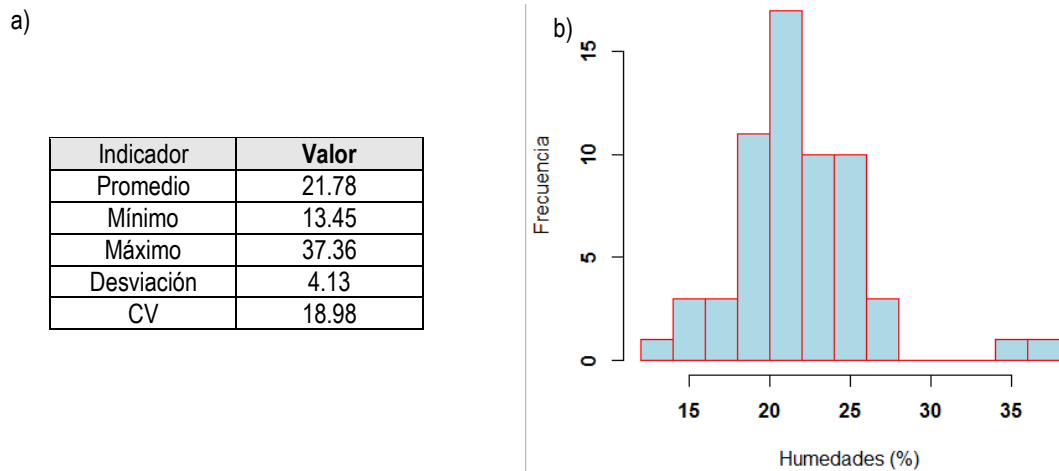


Figura 4-10 - Estadística descriptiva humedades a) indicadores estadísticos b) histograma de humedades

El valor mínimo de humedad corresponde tanto a humedad superficial como en profundidad, se observa un coeficiente de variación bastante bajo, por lo que las humedades están en un rango acotado, por otra parte los valores extremos deben ser considerados ya que la humedad de depositación del relave es alta cercana al 50%.

4.4.3 RESULTADOS PROSPECCIONES DLP's

En la Figura 4-11 a y b se presentan los resultados de las prospecciones realizadas mediante penetrómetro ligero prospectadas en puntos donde se realizó taladro helicoidal.

a) **Sondajes realizados por Geotecnia Ambiental:**

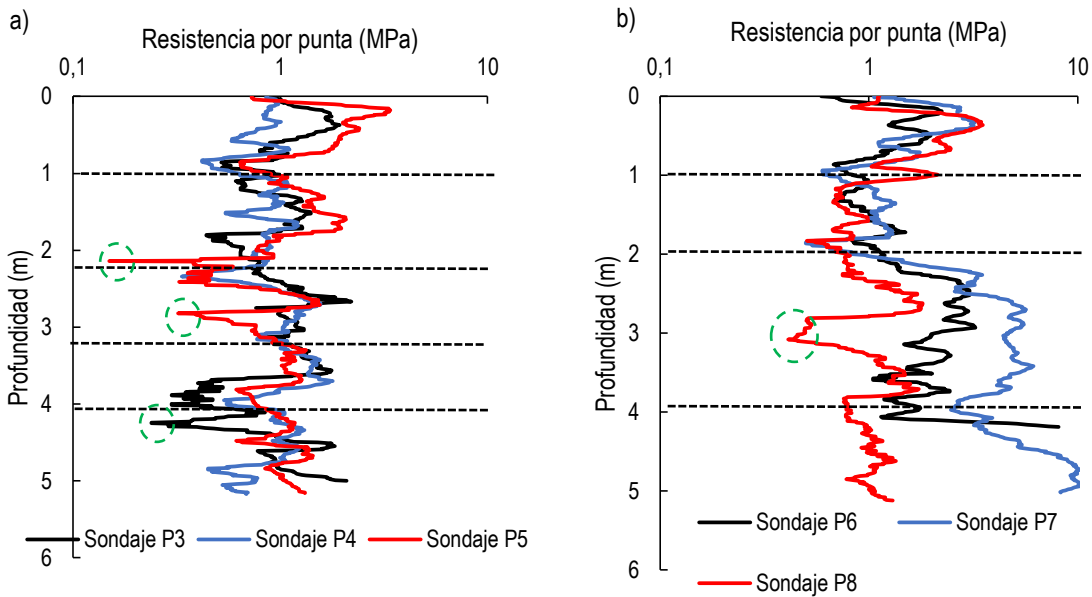


Figura 4-11 - Ensayos mediante penetrómetro a) Sondaje GA P3,4,5 b) Sondaje GA P6,7,8

Se observa un aumento de la resistencia en profundidad en los puntos más cercanos a la zona del muro; de manera preliminar este aumento se asocia a un mayor secado de las capas en profundidad en dicha dirección, por otra parte en los sondajes más lejanos P 3,4,5 (Figura 4-11 a) se observa una resistencia homogénea asociada a un estado principalmente saturado consistente con los primeros metros de los sondajes P 6,7,8. Considerando lo anterior se podría asociar una resistencia media de 1 (MPa) correspondiente a un estado suelto a los relaves saturados de la cubeta, lo cual es consistente con lo observado de acuerdo al sistema de depositación el cual no ocupa compactación y por otra parte.

Es posible observar zonas homogéneas correspondientes a tiempos de secados similares y capas de depositación de aproximadamente 1 (m). De acuerdo a los penetrogramas 3,4 y 5 este espesor de depositación se recomienda sea reducido a 0.8 (m) para conseguir una buena densidad para los relaves de la cubeta por secado, evitando así zonas como las encerradas en círculos verde en la figura 6-3.

Se puede observar la variabilidad espacial de la resistencia de punta, es clara la diferencia entre los puntos más lejos del muro y más cerca, por ejemplo (imagen izquierda) el punto 367 en relación al 373 que se encuentra más cercano al muro presenta características más blandas consistentes con lo observado en terreno, el punto 367 presenta un peak de resistencia en el primer metro que el otro penetrograma no presenta.

b) **Sondajes realizados por Geotecnia USM:**

A continuación se presentan los resultados de las prospecciones realizadas mediante penetrómetro ligero por Geotecnia USM, en la Figura 4-12 se observan los resultados de los ensayos mediante el equipo conocido comercialmente como Panda 2 y en la Figura 4-13 se observan los resultados de las prospecciones mediante Panda 3.

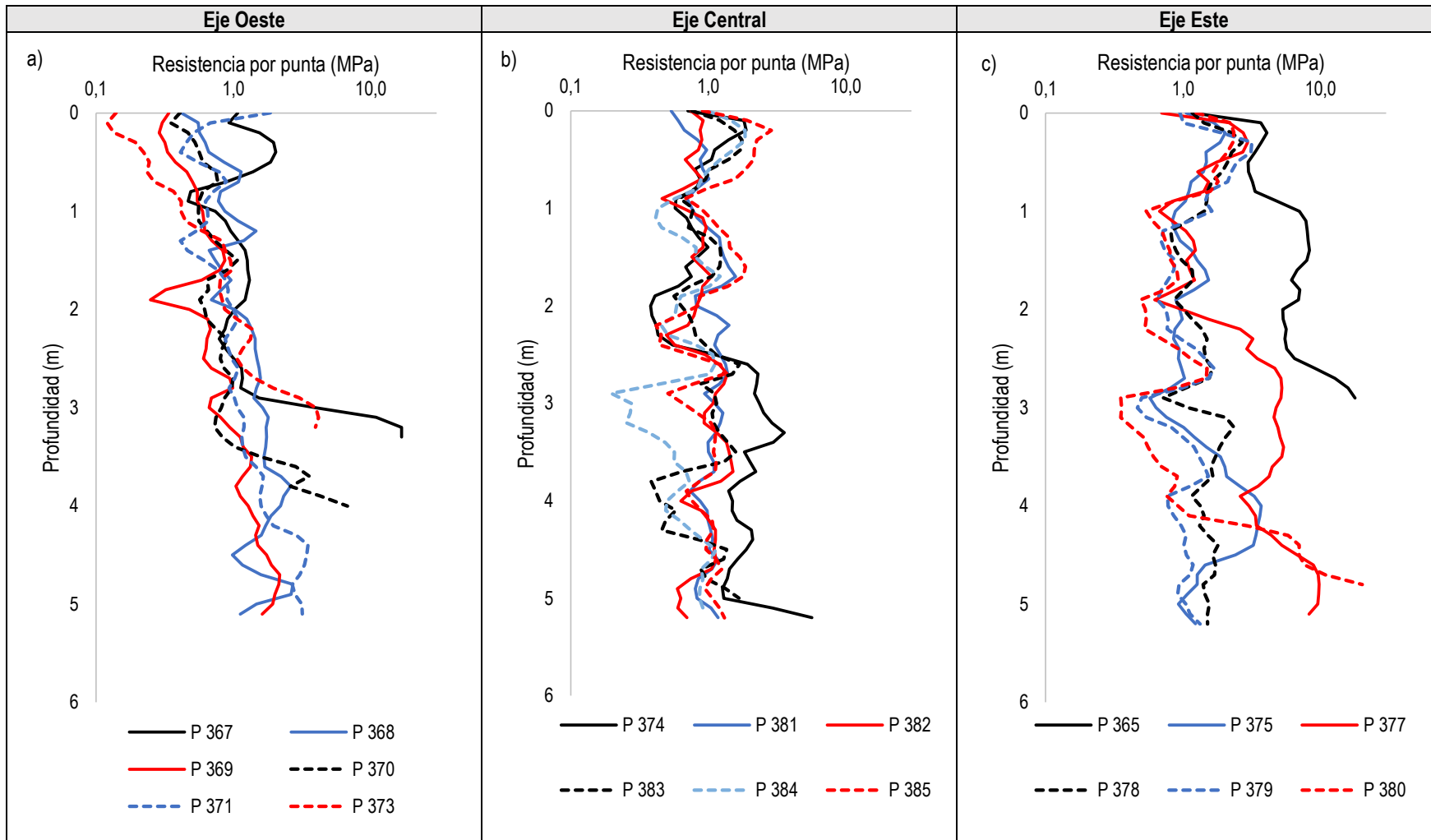


Figura 4-12 –Penetrogramas obtenidos por geotecnia USM, a) Sondaje 367, 368, 369, 370, 371, 374 b) Sondaje 374, 381, 382, 383, 384, 385 c) Sondaje 365, 375, 377, 378, 379, 380

c) **Prospección mediante penetrómetro Panda 3:**

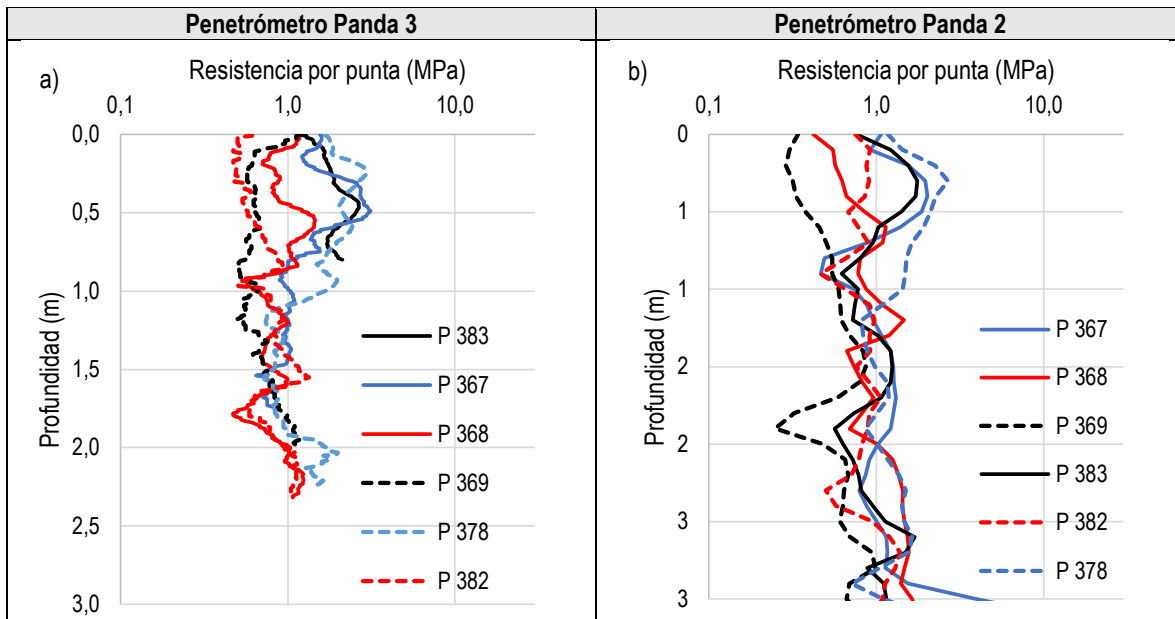


Figura 4-13 - Comparación Penetrómetro Panda 3 y Panda 2 para mismos puntos de prospección

Por Simple inspección visual de la Figura 4-13 es posible asociar la medición de ambas herramientas con un promedio de 1 (MPa), siendo los resultados de ambas herramientas homologables de manera preliminar.

d) **Estadística descriptiva resistencia por punta, qd:**

Para realizar un análisis geoestadístico es necesario realizar primero un análisis descriptivo de los datos de tal manera de ver posibles problemáticas. A continuación se presentan los resultados de la estadística descriptiva para la resistencia por punta, se observa de la Figura 4-14 que la distribución es similar a una log-normal.

a)

Indicador	Valor
Promedio	1.62
Mínimo	0.12
Máximo	20.11
Desviación	1.95
CV	120%

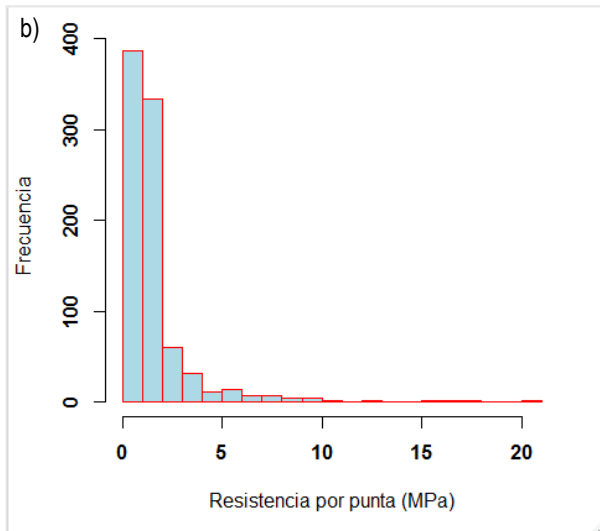


Figura 4-14 - Estadística descriptiva resistencia por punta a) indicadores descriptivos b) histograma de resistencia por punta

Se observa que la mayoría de las mediciones de resistencia por punta están en el rango de 0-5 (MPa), lo cual es un indicador de que el depósito se encuentra en un estado suelto, de baja compacidad. Los valores extremos son pocos sin embargo son cercanos al rechazo, dado que en el depósito no existen clastos y la profundidad del ensayo de penetración

es de hasta 5 (m) estos peak de resistencia son atribuibles al secado y al efecto del confinamiento superficial (i.e primeros 5 m), por lo que no deben ser descartados del análisis.

4.4.4 RESULTADOS VELETA DE CORTE

Se presenta en la Figura 4-15 la resistencia normalizada peak obtenida mediante veleta de corte:

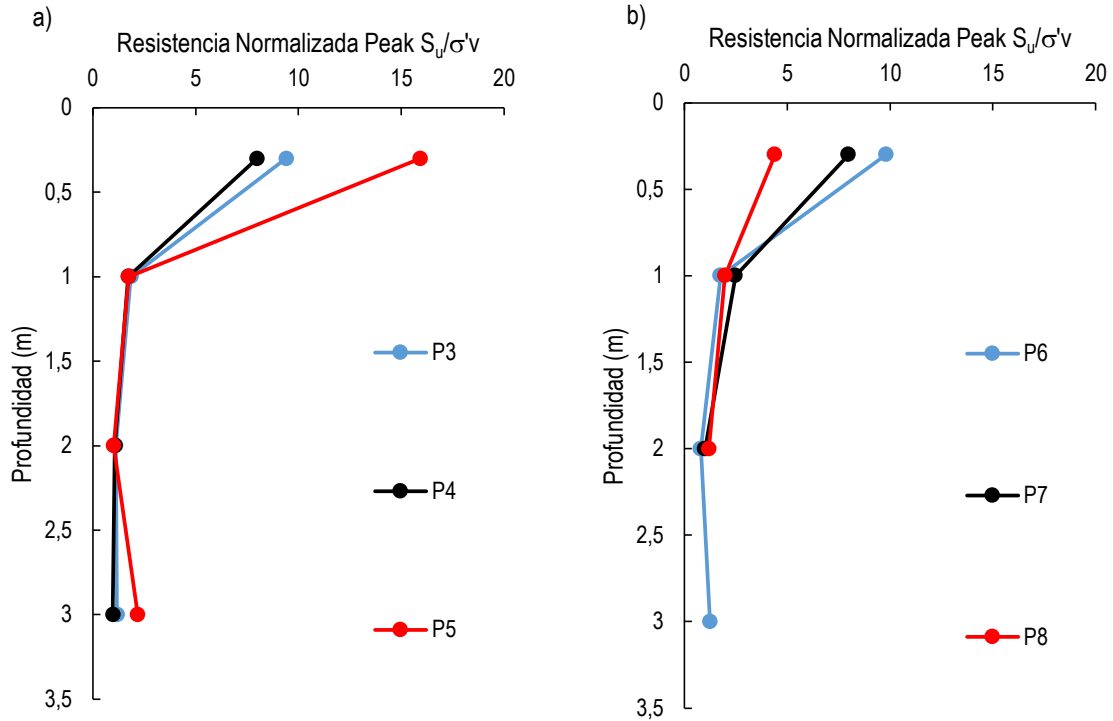


Figura 4-15 - Resistencia peak no drenada mediante veleta de corte a) 3,4,5 b) 6,7,8

Se presenta en la Figura 4-16 la resistencia residual normalizada obtenida mediante veleta de corte:

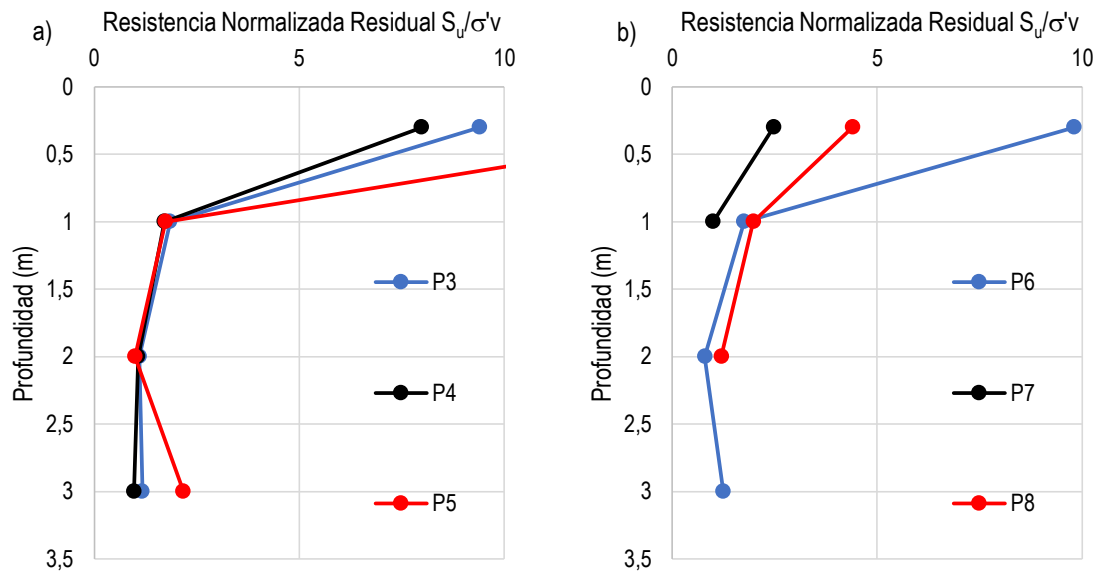


Figura 4-16 - Resistencia residual no drenada mediante veleta de corte a) 3,4,5 b) 6,7,8

Se observa una mayor resistencia en superficie a los 0.3 (m), lo cual se debe principalmente a la compactación por desecación y el menor grado de confinamiento existente en dicha profundidad. Siento la resistencia en el resto de los puntos de prospección un valor en el rango de 0-1 más cercana a 1, lo cual corresponde a un valor bastante elevado, el cual puede explicarse por la no saturación total de los puntos de prospecciones elegidos.

4.5 TRABAJO DE LABORATORIO

Como parte del análisis de la estabilidad física de un depósito de relave es necesario caracterizar el material, para así junto con la información obtenida en terreno realizar un modelamiento racional que permita reproducir la situación actual de terreno y definir un Estado de estabilidad. Gracias a la colaboración de la empresa Geotecnia Ambiental y el equipo de trabajo del proyecto interdisciplinario para monitoreo de relaves mediante el uso de inteligencia artificial, fue posible caracterizar el relave al cuál se le hicieron los siguientes ensayos. Ver Tabla 4-13:

Tabla 4-13 - Ensayos de laboratorio

Granulometría de suelos	ASTM D422-63(2007)
Límites de Atterberg	ASTM D4318-05
Densidad de Partículas Sólidas	MC Vol 8, 8.102.10
Clasificación USCS	ASTM D2487 - 11
Granulometría de partículas finas	ASTM 152H**

**Geotecnia ambiental

a) Propiedades índice:

Los resultados obtenidos de los ensayos de caracterización sobre las muestras de suelo extraídas desde la superficie tanto como aquellas extraídas obtenidas mediante taladro helicoidal (barreno), se presentan en esta sección. Primeramente de un total de 11 ensayos para cada límite de consistencia se obtiene una estadística descriptiva. Ver tabla 4-14:

Tabla 4-14 - Estadística descriptiva límites de consistencia

Indicador	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	LC (%)
Promedio	19.68	15.81	3.88	14.84
Desviación Estándar	1.04	1.56	0.84	1.60
CV (%)	5.29	9.86	21.80	10.75
Mínimo	17.70	12.40	2.20	11.43
Máximo	21.40	17.90	5.30	17.22

A continuación se presenta la densidad de partículas sólidas (G_s), para puntos tanto en superficie como en profundidad, para analizar una posible segregación del material. Ver Tabla 4-15:

Tabla 4-15 - Densidad de partículas sólidas a 0 (m) y a 2 (m) de profundidad

Punto	G_s (0 mt)	G_s (2 mt)
Promedio	3.09	3.07
Desviación Estándar	0.09	0.05
CV (%)	3.01	1.76
Mínimo	2.95	3.00
Máximo	3.24	3.17

Se encuentra que en promedio los valores en profundidad en superficie son mayores que los valores en profundidad, lo cual denota algún grado de segregación. A continuación se muestra los ensayos para determinar la distribución granulométrica del material, granulometría por tamizado mecánico, para luego determinar la granulometría por sedimentación, como se observa en la Figura 4-17 a y b.

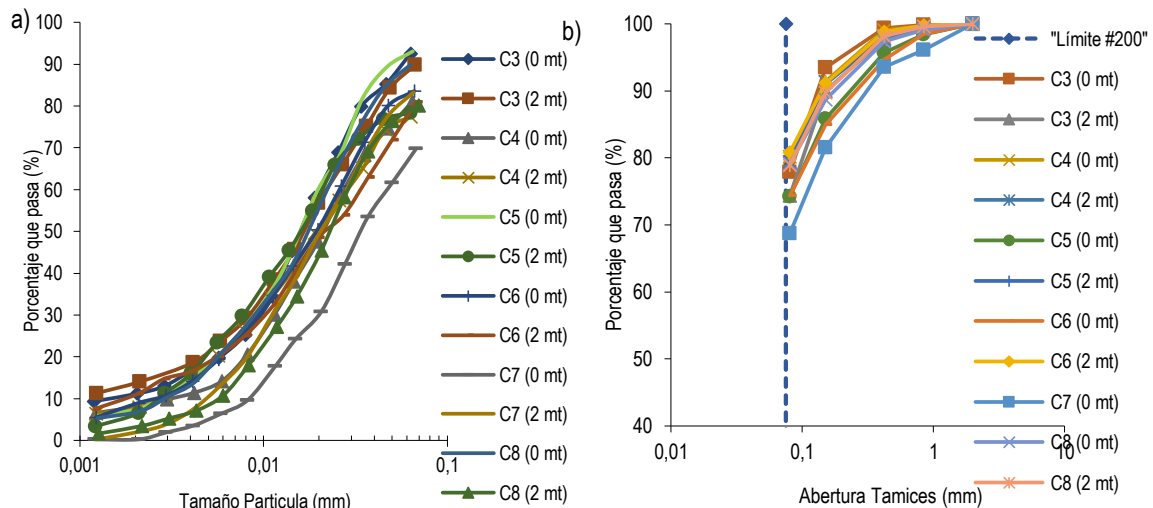


Figura 4-17 - Distribución granulométrica a) Sedimentación b) Cribado mecánico

Una vez obtenidas las propiedades índices se clasifica el relave de acuerdo con la carta de plasticidad USCS:

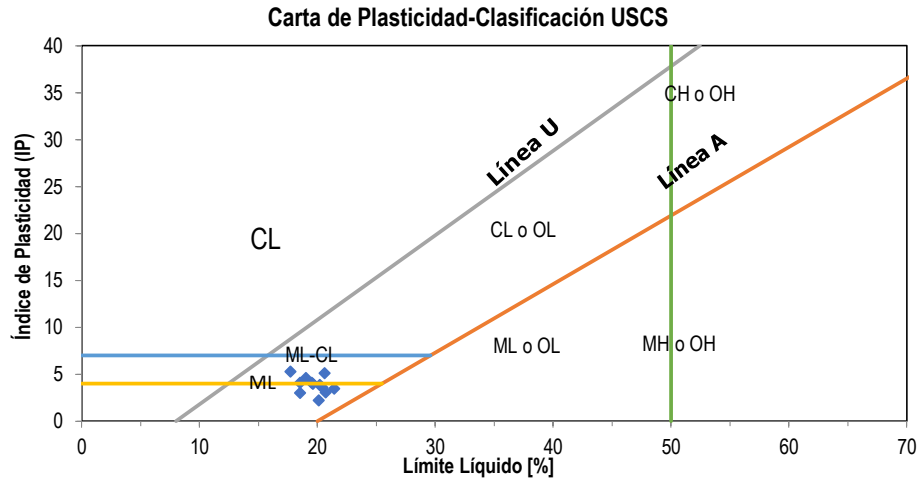


Figura 4-18 - Clasificación relave CNN

Las muestras analizadas clasifican como arcilla-limo de baja plasticidad y limo de baja plasticidad. Esto resulta relevante ya que este tipo de suelos presenta problemas en la evaluación de licuefacción, principalmente por su alto contenido de finos y su bajo nivel de plasticidad que se asocia al comportamiento mecánico de arenas, sin embargo su tamaño de partículas se asocia a limo.

b) Resistencia al corte:

Como uno de los objetivos más importantes es evaluar la estabilidad física se revisará el comportamiento tradicional de consolidación y resistencia al corte del relave analizado, para esto se utilizará un aparato de corte simple. La preparación de la probeta se realizó a un 65% de contenido de sólidos representativo de la deposición realizada en el depósito analizado, la preparación fue del tipo fluida o "slurry". Se observa en la Figura 4-19 b) un comportamiento contractivo característico de los suelos sueltos, así como una línea de falla bastante poco pronunciada, se observa que a una presión de confinamiento mayor se alcanza una mayor resistencia lo cual es consistente con la teoría, lo cual se aprecia de manera más clara en la Figura 4-19 a.

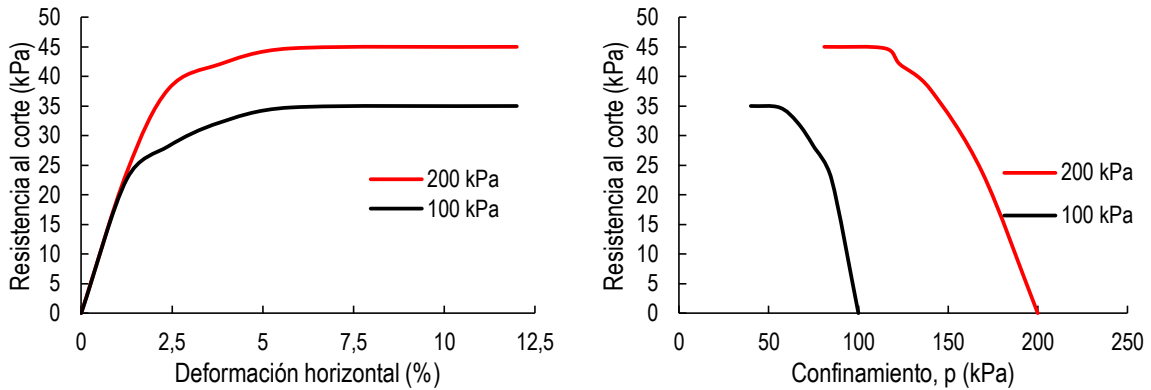


Figura 4-19 – a) Gráfico tensión-deformación b) Trayectoria de tensiones

De acuerdo con estos gráficos se obtienen los parámetros resistentes los cuales se resumen en la Tabla 4-16 - Parámetros resistentes CNN.

Tabla 4-16 - Parámetros resistentes CNN estado fluido contenido de sólidos 65%

Parámetro	Valor
Ángulo de fricción	6°
Cohesión	5 kPa

c) **Edómetro:**

En la Figura 4-20 se observa la curva de consolidación edométrica.

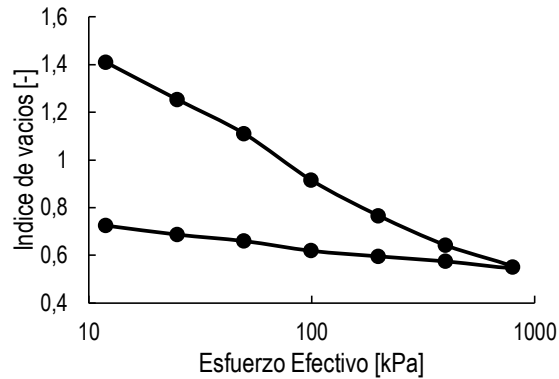


Figura 4-20 - Curva de consolidación edométrica

4.6 CORRELACIÓN ENTRE PENETROMÉTRO Y VARIABLES DE ESTADO

a) **Relación resistencia por punta – humedad:**

A partir de la información obtenida mediante prospecciones in-situ es posible generar relaciones entre la resistencia por punta entregada por penetrómetro Panda 2 y las muestras de humedad, de forma análoga se puede obtener una relación para el penetrómetro Panda 3, para esto se debe promediar los valores de resistencia por punta a la profundidad a la que se extrajo la muestra en una extensión de 15 cm en cada dirección. Ver Figura 4-21, 22.

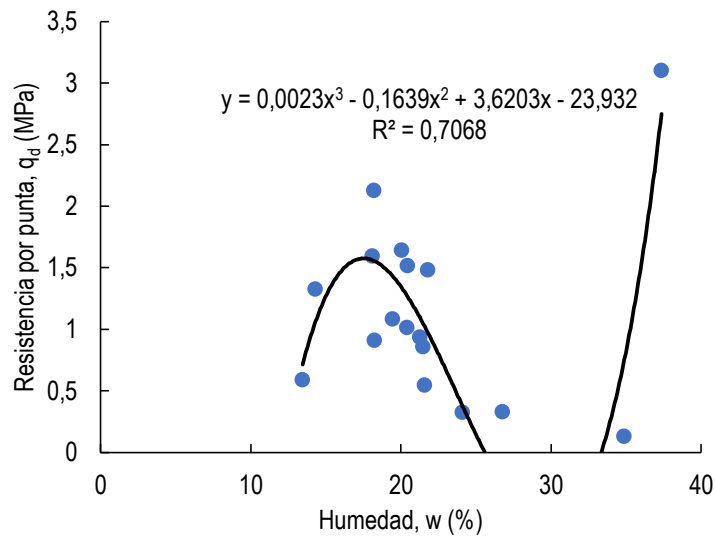


Figura 4-21 - Relación resistencia por punta PANDA 2 vs humedad

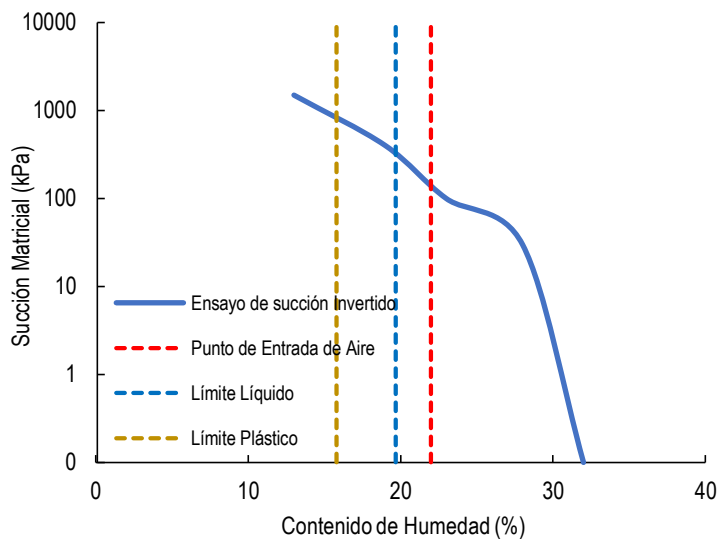


Figura 4-22 – Curva de retención de agua para relave CNN

Realizando diversos ajustes se observa que aquel que presenta una mejor bondad de ajuste ($R^2 = 0,71$) corresponde a una relación cúbica. Este comportamiento es del tipo parabólico similar al obtenido en un ensayo proctor, lo cual quiere decir que la resistencia por punta tiene un análogo al de la densidad saturada. Se observa un “peak” local de resistencia a una humedad de 18,2 %. Dicho valor se encuentra comprendido en la zona plástica de comportamiento es decir entre el límite líquido y límite plástico, por otra parte este valor se encuentra bajo el punto de entrada de aire (Ver Figura 4-22), por esto es posible concluir que de acuerdo al “estado hídrico” la respuesta de la resistencia por punta varía. Por otra parte la resistencia de punta varía al pasar la humedad de saturación, lo cual es consistente con un “estado slurry”.

Un comportamiento distinto se observa en relación con el panda 3, lo cual tiene relación con la poca cantidad de prospecciones realizadas. Observándose aproximadamente una relación inversa consistente con el rango de humedades encontradas (14-24%) para los ensayos realizados (Ver Figura 4-23).

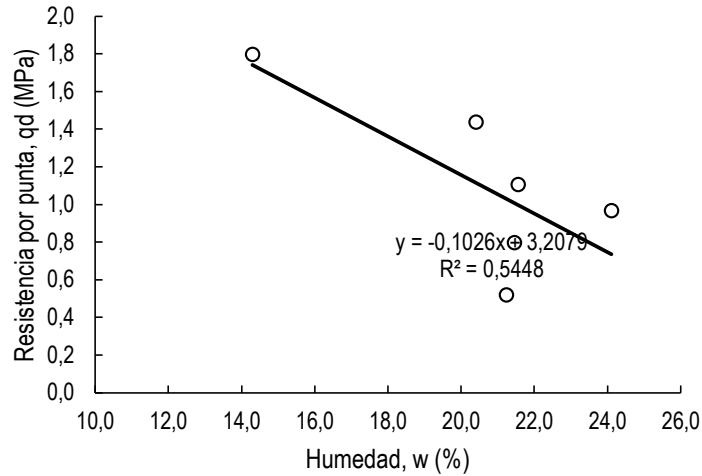


Figura 4-23 - Resistencia por punta PANDA 3 vs humedad

b) Relación entre penetrómetros:

Es de interés ver la relación entre 2 ensayos similares, para ver si es posible realizar una predicción y así poder utilizarlos de forma complementaria. Así se podría utilizar las correlaciones existentes entre la resistencia por punta obtenida mediante el penetrometro PANDA 2 y otro parámetro geotécnico para el penetrometro PANDA 3. En la Figura 4-24 se muestran los gráficos de dispersión entre las variables a analizar, para el caso de resistencia por punta a resistencia por punta, se observa que un modelo lineal parece bastante apropiado.

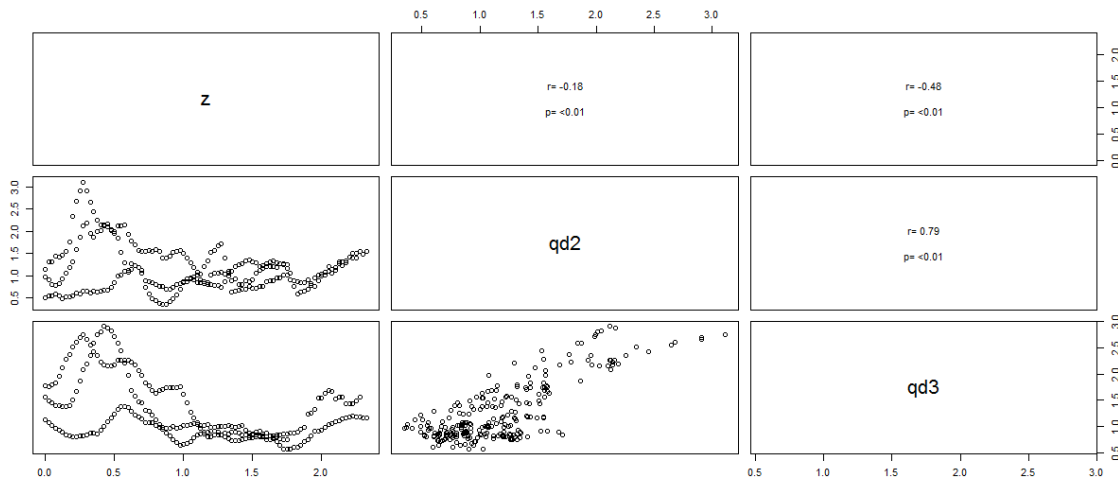


Figura 4-24 - Gráficos de dispersión para penetrómetros

Un modelo lineal simple representa de mejor manera la relación entre ambos penetrómetros. Los parámetros del modelo son significativamente distintos de 0, el modelo a utilizar es el de la ecuación 4.1.

$$(4.1) \quad q_{d2} = 0.68q_{d3} + 0.30$$

c) Relación penetrómetro ligero con veleta de corte:

Utilizando los datos de terreno para los cuales se encuentra ensayo de penetración y ensayo de veleta se realiza una relación entre ambos, eligiendo un promedio representativo de la zona discreta para el ensayo de penetración. Se presenta en la Figura 4-25 a) una relación entre la resistencia de punta normalizada y la resistencia no drenada residual obtenida

mediante veleta de corte, por otro lado en la Figura 4-25 b) se relaciona la resistencia a la penetración no normalizada con la resistencia no drenada residual.

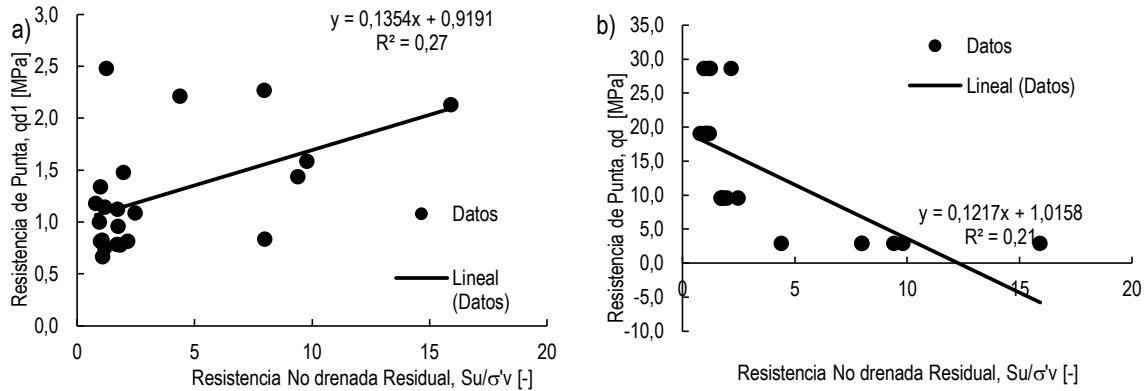


Figura 4-25 - Relación resistencia residual a) resistencia a la penetración normalizada b) resistencia a la penetración

Se observa que al normalizar la resistencia por punta el coeficiente de correlación aumenta pasando de 0,21 a 0,27 (Ver Figura 4-25). Esto tiene sentido ya que los valores de resistencia no drenada se encuentran normalizados por la profundidad.

Posteriormente se relaciona la resistencia por punta normalizada con la resistencia no drenada peak (Ver Figura 4-26 a), obtenida mediante veleta de corte, se observa un coeficiente de correlación de 0,32 mayor a 0,27 correspondiente a la resistencia residual. Por otro lado se relaciona la resistencia por punta sin normalizar con la resistencia no drenada peak (Ver Figura 4-26 b)

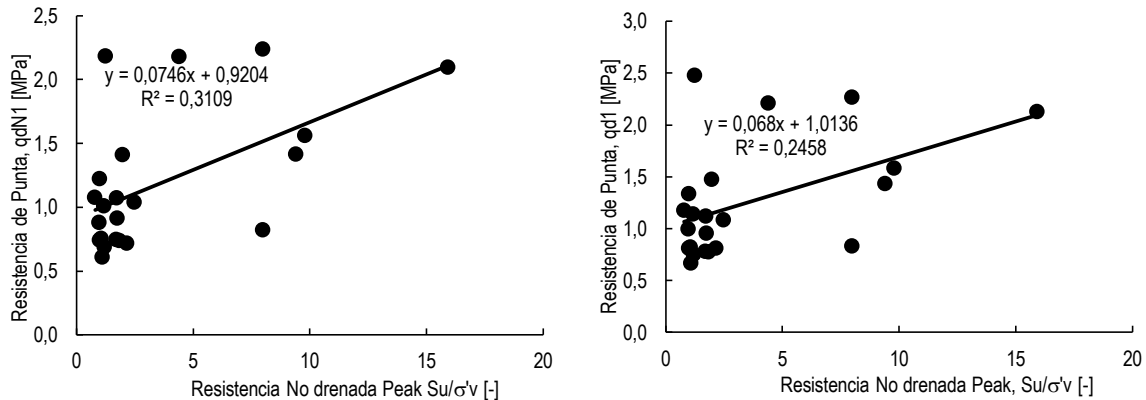


Figura 4-26 - Relación resistencia peak a) resistencia a la penetración normalizada b) resistencia a la penetración

Se observa que con la resistencia no drenada peak y la resistencia de punta, la correlación es mejor para el caso normalizado 0,32 en comparación a 0,27. Para ambos casos (normalizado y no) la correlación es mejor entre la resistencia peak no drenada por sobre la residual. En base a las relaciones obtenidas podemos decir que la resistencia por punta muestra una leve tendencia que la relaciona con la resistencia no drenada, al utilizar datos independientes de la presión de confinamiento dicha relación mejora

d) Relación entre penetrometro y variables de estado:

Considerando aquellos puntos en los que fue posible prospectar toda la información necesaria para generar una correlación similar a las generadas en laboratorio. Como primer paso se observa mediante un gráfico de dispersión matricial la información el cual se detalla en la Figura 4-27.

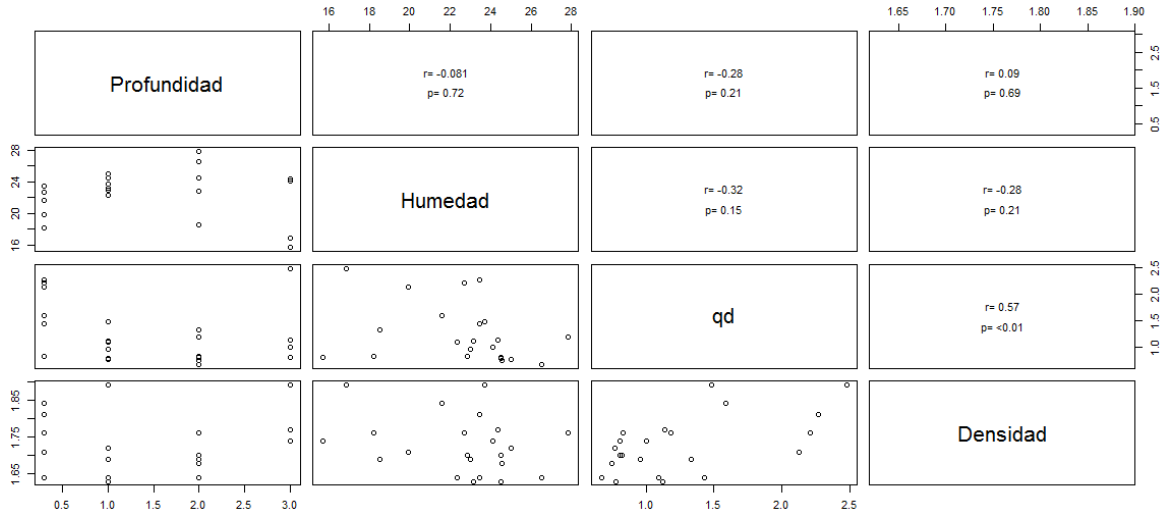


Figura 4-27 –Matriz de gráficos de dispersión

Es posible ver de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que la única correlación parcial que podría aceptarse (*valor* – $p < 0.01$) sería la de resistencia de punta versus densidad seca usando modelos lineales. Es por esto que se propondrá la utilización de un modelo polinomial. Se verifica mediante algunas iteraciones de modelos lineales que el modelo que presenta el mejor ajuste es de la ecuación 4.2, el cual corresponde a un modelo lineal con un polinomio de tercer orden para considerar la influencia de la humedad.

$$(4.2) \quad q_d = \beta_0 + \beta_1 z + \beta_2 \rho + \beta_3 \omega + \beta_4 \omega^3$$

Los valores de los estimadores son $\beta_0 = 2.133$, $\beta_1 = 0.75$, $\beta_2 = 1.403$, $\beta_3 = 0.94$, $\beta_4 = -7.25 \times 10^{-5}$ y el coeficiente de correlación es de $R^2 = 0.47$. Se observa que la resistencia por punta se ve afectada principalmente por la densidad, luego por la humedad, para finalmente experimentar un mayor cambio producto de la profundidad o confinamiento.

4.7 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

4.7.1 INTERPOLACIÓN INVERSO DE LA DISTANCIA

A través de la técnica de interpolación se obtiene un mapa de resistencia por punta q_{d1} sin normalizar en la cubeta de relaves (Ver Figura 4-28). Se observa que valores altos se alcanzan en una zona cercana al muro de empréstito, sin embargo el estado general de la cubeta es un estado de compacidad bajo.

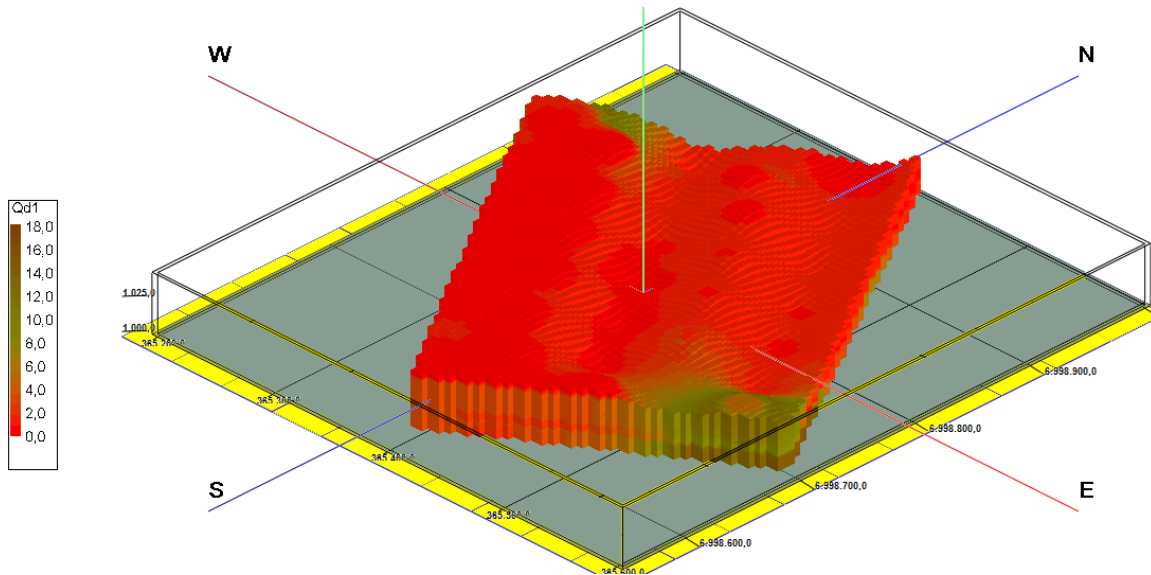


Figura 4-28 - Resistencia por punta, qd1 (MPa) en cubeta de relaves

Realizando cortes en profundidad de 2.5 y 4 (m) (Figura 4-29 - a) Corte a 2.5 (m) b) Corte a 4 (m) c) Paleta de colores

9 a y b respectivamente) se observa que el patrón se repite a diferentes profundidades, sin embargo la resistencia por punta en la horizontal es bastante homogénea razón por la cual el variograma presenta tanta dispersión y es más bien un variograma efecto pepita.

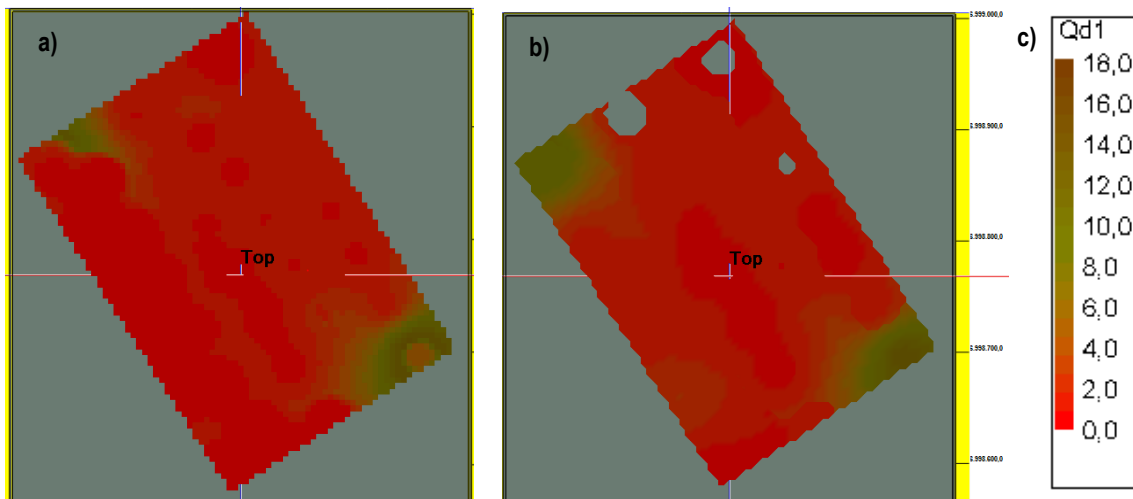


Figura 4-29 - a) Corte a 2.5 (m) b) Corte a 4 (m) c) Paleta de colores

Utilizando los datos de humedad superficial obtenidos mediante extracción de muestras superficiales, se genera un mapa bidimensional de contenido de humedad gravimétrico.

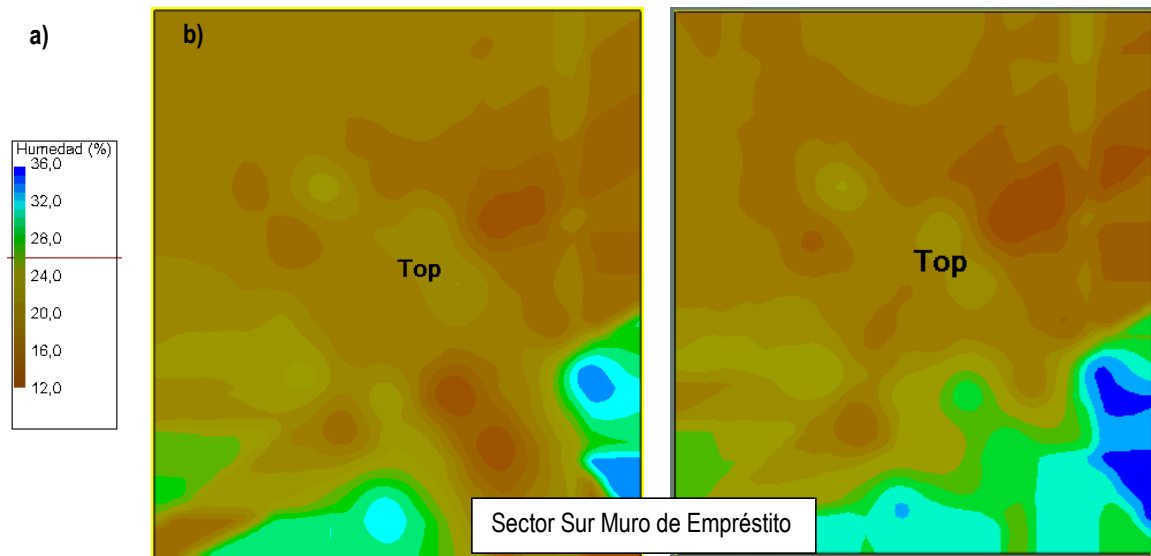


Figura 4-30 - a) Paleta de colores b) Mapa de humedades Depósito de relaves CNN c) Mapa corregido

Se observa que la zona cercana al muro de relaves tiene humedades menores a las de terreno (Ver Figura 4-30 - a) Paleta de colores b) Mapa de humedades Depósito de relaves CNN c) Mapa corregido

b), por esto se corrigen 2 puntos del mapa empíricamente con datos de campo a la humedad de saturación, debido a que no fue posible acceder a dichos puntos por el alto contenido de humedad (Ver Figura 4-30 - a) Paleta de colores b) Mapa de humedades Depósito de relaves CNN c) Mapa corregido

30 c). Los mapas de resistencia por punta y humedad no presentan una correlación para el rango de humedades analizado.

4.7.2 INTERPOLACIÓN GEOESTADÍSTICA CUBETA DE RELAVES

Con el objetivo de analizar la variabilidad espacial del parámetro resistencia por punta se utiliza la técnica de geoestadística descrita en el acápite 2.4, para esto se deben utilizar los datos obtenidos de estadística descriptiva, los cuales se detallan en la estadística descriptiva (Figura 4-31 - a) Estadística descriptiva resistencia por punta b) Histograma Resistencia por punta

a) e histograma (Figura 4-31 - a) Estadística descriptiva resistencia por punta b) Histograma Resistencia por punta

b).

a)

Indicador	Valor
Promedio	1.62
Mínimo	0.12
Máximo	20.11
Desviación	1.95
CV	120%

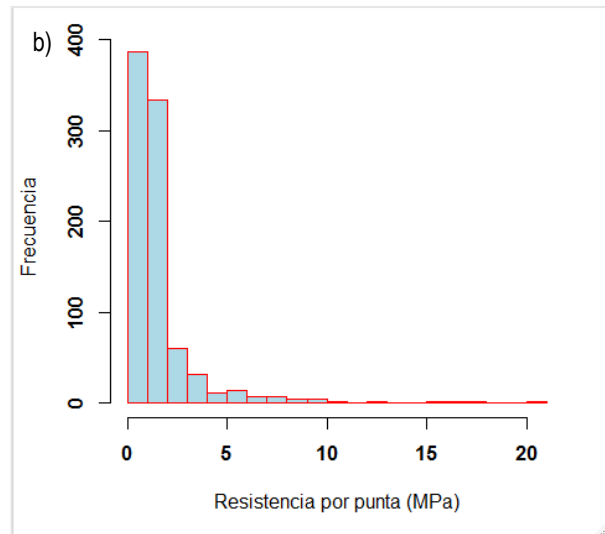


Figura 4-31 - a) Estadística descriptiva resistencia por punta b) Histograma Resistencia por punta

Para la realización de un krigeaje es necesario definir una grilla de análisis, los límites de esta se detallan en la Tabla 4-17. La grilla considera toda la extensión de la cubeta prospectada.

Tabla 4-17 - Límites Grilla de análisis

Coordenada Este	Coordenada Norte
365215	6998571
365585	6998991
370	420

Es común en análisis geoestadístico de datos de sondajes la necesidad de definir 2 estructuras variográficas. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se resumen los parámetros utilizados para la estimación. La discretización para datos irregulares produce resultados diversos por lo que se debe variar los parámetros para la nube variográfica, se realizaron varias iteraciones para el plano horizontal consiguiéndose la mayor cantidad de información de varianzas con la iteración "2" según la Tabla 4-18, además en esta se adjunta la selección de parámetros para la nube variográfica del plano vertical.

Tabla 4-18 - Parámetros para nube variográfica

Parámetro	Plano X-Y	Plano X-Y	Plano Vertical
Iteración	1	2	-
Número de Lags	10	25	20
Lag Separation (m)	25	12.5	0.1
Lag Tolerance (m)	10	3	0.05
Azimuth (°)	0	0	0
Dip (°)	0	0	90
Tolerance (°)	91	91	22.5
Bandwith (m)	10	20	0.3

Se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que el variograma presenta una gran dispersión, es por eso que se debe optar entre aumentar la tolerancia del paso u elegir 2 modelos variográficos de tal manera de considerar dicha incertidumbre:

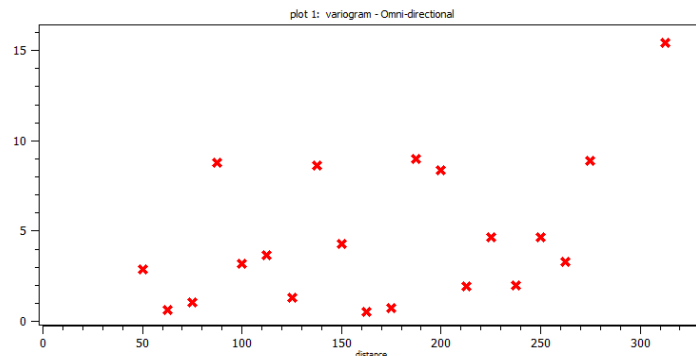


Figura 4-32 - Nube variográfica

En la Tabla 4-19 se resumen los parámetros utilizados para los 2 modelos a utilizar para la nube variográfica obtenida.

Tabla 4-19 - Parámetros variograma horizontal

Modelo	Gaussiano	Gaussiano
Varianza	3.1622	8
Máximo	350	350
Otros Parámetros	0	0

En la Figura 4-33 se muestra el ajuste de ambos casos, a pesar de que ninguno es completamente satisfactorio, se usa un ajuste medio (Figura 4-35 - a) Kriging con varianza 3.16 b) Kriging con varianza 8

b) y un ajuste que considera una menor varianza.

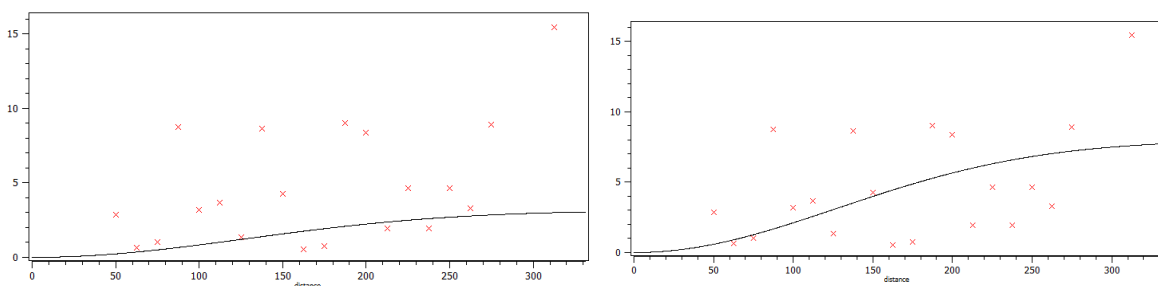


Figura 4-33 - a) Variograma Horizontal Omindireccional Varianza = 3.16 b) Variograma Horizontal Omindireccional Varianza = 8

De acuerdo con la definición del algoritmo de geoestadística en el caso de cambiar la varianza del modelo, sería necesario realizar estimaciones dentro del alcance del variograma ya que fuera de este no convergería a la varianza de los datos.

En la Figura 4-34 a y b se detallan los parámetros utilizados para el modelo gaussiano ajustado y el ajuste gráfico para el variograma vertical. Se determinó un alcance de 2 m el cual tiene un significado físico del espesor de capas depositadas.

Modelo Gaussiano			
Varianza	1.9	Azimuth	0
Máximo	0.9	Dip	90°
Medio - Mínimo	0	Rake	0

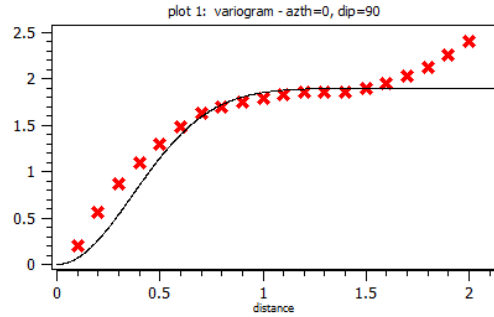


Figura 4-34 - a) Parámetros variograma vertical teórico b) variograma vertical experimental y teórico

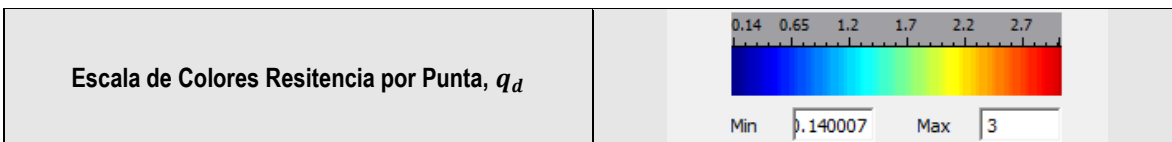
La elipsoide de búsqueda utilizada se detalla en la Tabla 4-20. Los parámetros fueron sensibilizados de tal manera de obtener un mapa sin discontinuidades.

Tabla 4-20 - Parámetros de elipsoide de busqueda

Elipsoide de Busqueda	Distancia
Número de datos	20
Máximo	200
Medio	200
Mínimo	0
Azimuth	0
Dip	0
Strike	0

En la Figura 4-35 - a) Kriging con varianza 3.16 b) Kriging con varianza 8

5 es posible observar que ambos variogramas producen en superficie resultados similares, esto puede deberse a que la cubeta posee poca variabilidad encontrándose la mayoría de la población en valores cercanos al promedio es decir $q_d < 3$ (MPa).



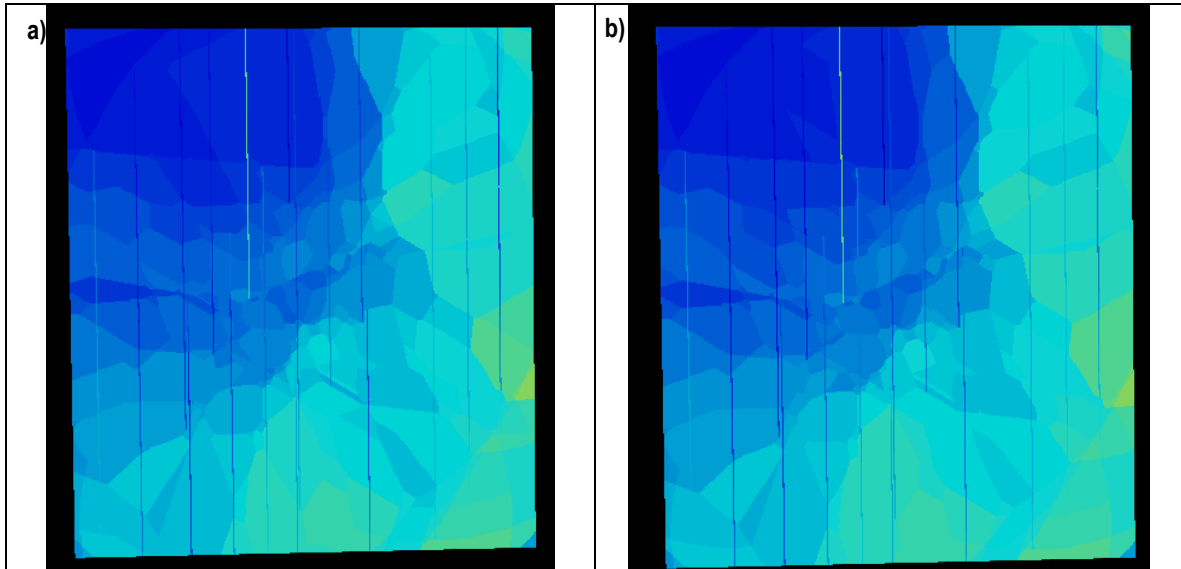


Figura 4-35 - a) Kriging con varianza 3.16 b) Kriging con varianza 8

En la Figura 4-36 - a) Probabilidad de que la resistencia por punta sea menor a 1 b) menor a 5

36 se adjunta un mapeo probabilístico. La probabilidad de que la resistencia sea menor a 1 varía entre 0.45 y 0.6 y la probabilidad de que la resistencia por punta sea menor a 5 en el depósito entero es muy cercana a 1.

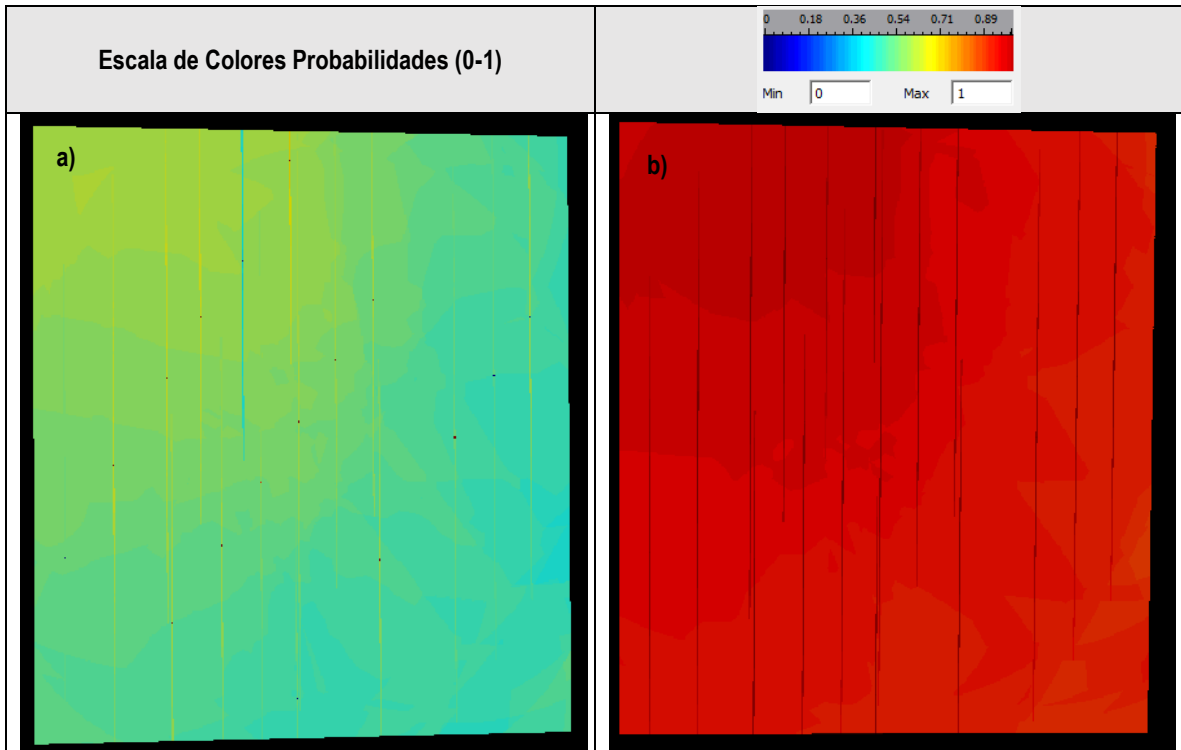


Figura 4-36 - a) Probabilidad de que la resistencia por punta sea menor a 1 b) menor a 5

En la Tabla 4-21 se detallan los parámetros para el kriging de humedades.

Tabla 4-21 -a) Parámetros para nube variográfica b) Modelo Ajustado y variograma c) Elipsoide de búsqueda

Tabla a)	
Parámetro	Plano X-Y
Número de Lags	7
Lag Separation (m)	30
Lag Tolerance (m)	5
Azimuth (°)	90
Dip (°)	0
Tolerance (°)	22.5
Bandwith (m)	10

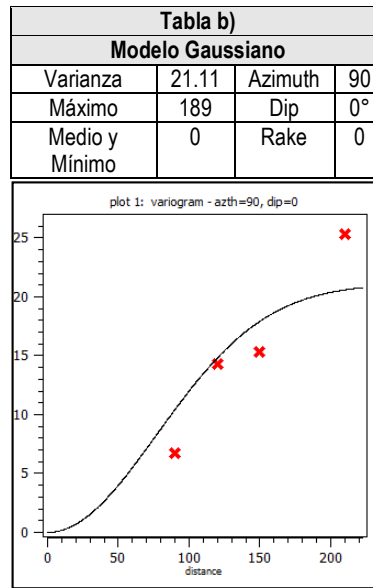


Tabla c)	
Elipsoide de Búsqueda	Distancia
Número de datos	3
Máximo	200
Medio	50
Mínimo	0
Azimuth	90
Dip	0
Strike	0

Considerando los parámetros anteriores que fueron variados para estudiar la sensibilidad de los resultados se obtiene el mapa de humedades de la Figura 4-37 - a) Paleta de colores b) Mapa de humedades con kriging

37.

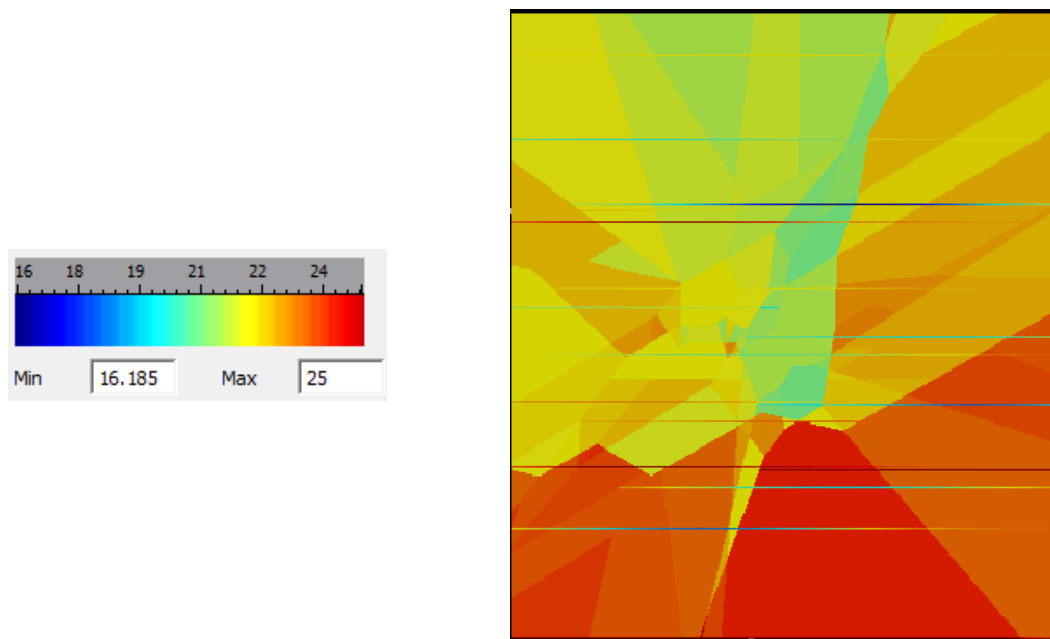


Figura 4-37 - a) Paleta de colores b) Mapa de humedades con kriging

Se observa que el mapa de humedades con kriging no se necesitó la corrección de los datos puntuales que se encontraban mal medidos. Esto se debe principalmente a que la estructura de variograma considera que las variaciones espaciales presentan una estructura dada y no pueden presentar saltos como los que se generan en el inverso de la distancia lo cual representa una ventaja del método.

4.8 ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN

a) Susceptibilidad de licuefacción:

El primer análisis que se debe realizar para estimar el potencial de licuefacción, es verificar si el suelo es susceptible de experimentar licuefacción cíclica. Para esto en la literatura existen diversos criterios que consideran el caso de suelos con alto contenido de finos, como es el caso del relave depositado en Cerro Negro. Estos métodos se basan en el estado hídrico del suelo, así como las propiedades de plasticidad de este, el más reciente corresponde al desarrollado por (Bray et al., 2010). Ver Tabla 4-22 y Tabla 4-23.

Tabla 4-22 - Criterios de susceptibilidad según (Bray et al, 2010)

Razón de humedad – Límite Líquido, w_c/LL	Índice de plasticidad, IP	Susceptibilidad de Licuefacción
$\frac{w_c}{LL} > 0.85$	[0,12]	Alta
$\frac{w_c}{LL} > 0.8$	[12,18]	Moderada
$\frac{w_c}{LL} < 0.8$	>18	Baja

El índice de plasticidad se mueve entre 2.2 y 5.3 y los estados de humedad van desde 13.45 % hasta 37.36 % considerando que el Límite líquido varía entre 17,7 % y 21,4 %.

Tabla 4-23 - Rangos de razón de humedad - límite líquido

$\frac{w_c}{LL}$	Límite Líquido (%)		
		17,7	21,4
Humedad (%)	13,5	0,8	0,6
	37,4	2,1	1,7

Se observa que el depósito presenta rangos de $\frac{w_c}{LL}$ entre 0,6 y 2,1, por lo que la cubeta de relaves es susceptible de licuefacción.

b) Licuefacción de limos de baja plasticidad:

Los métodos convencionales de evaluación del potencial de licuefacción no consideran la evaluación de limos de baja plasticidad. Resultados de pruebas realizadas con equipo CPT en limos arenosos muestran que el incremento en el contenido de finos en arenas conlleva una disminución significativa en la resistencia por punta, sin embargo la resistencia cíclica del suelo aumenta considerablemente. Lo cual es una consideración importante al analizar materiales en cubetas de relave, debido a que; se depositan sin compactación, los contenidos de humedad pueden ser altos cercanos a la saturación, los contenidos de finos son altos.

Todos estos aspectos pueden llevar a una incorrecta interpretación de los penetrogramas, sobre todo si se usa el penetrograma para estimar el potencial de licuefacción mediante métodos convencionales (i.e analogía con arenas de forma "conservadora"). Por otra parte es sabido que al evaluar el potencial de licuefacción de arenas y arenas limosas es bastante seguro en relación a la metodología de Boulanger & Idriss (2014), no así para limos debido a que las expresiones se encuentran ajustadas hasta un contenido de finos de 35%. Zhou concluye que para limos de baja plasticidad con bajo

contenido de arcillas es posible alcanzar una condición de licuefacción reduciendo el esfuerzo efectivo a 0. Al aumentar el contenido de arcillas se alcanza una menor razón de resistencia cíclica en la falla.

c) Estimación del potencial de licuefacción:

Debido a que el material a analizar tiene la particularidad de baja plasticidad, pero a su vez un alto contenido de finos, se evaluara el comportamiento tipo arena para considerar su baja plasticidad, ya que la ocurrencia de licuefacción viene dada por el comportamiento mecánico.

Considerando el método propuesto por Boulanger (2014). Es posible obtener la resistencia cíclica a partir de la resistencia por punta. La resistencia por punta debe ser corregida por efecto del confinamiento así como el contenido de finos, ya que el contenido de finos aumenta la resistencia a la licuefacción. Por otro lado la resistencia cíclica debe ser corregida por la magnitud del sismo y el grado de saturación, ya que un menor grado de saturación implica una mayor resistencia a la licuefacción. Esto último nunca ha sido realizado por lo que se propone un procedimiento en el presente acápite. Se define un factor de Corrección por grado de saturación (*SCF*) ; donde Grado de Saturación se denota (*S*) desarrollada de acuerdo con la cual se detalla en la ecuación 4.3.

En la Figura 4-38 - a) Amplificación de resistencia cíclica de acuerdo con saturación b) Razón de presión de poros en arenas

38 a se determinó un factor un de amplificación de la resistencia cíclica basado en ensayos de resistencia al corte. En dicho gráfico se dividió la resistencia cíclica a un grado de saturación (*S*) por aquella correspondiente a saturación total. El procedimiento propuesto consiste en calcular la resistencia cíclica *CRR* según la metodología de Boulanger (2014) y multiplicar dicha resistencia por el factor de corrección por saturación (*SCF*)

$$(4.3) \quad SCF = \frac{CRR_{S=S\%}}{CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1, S=100\%}} = -0.000861 S(\%)^2 + 0.089 S(\%) + 0.64$$

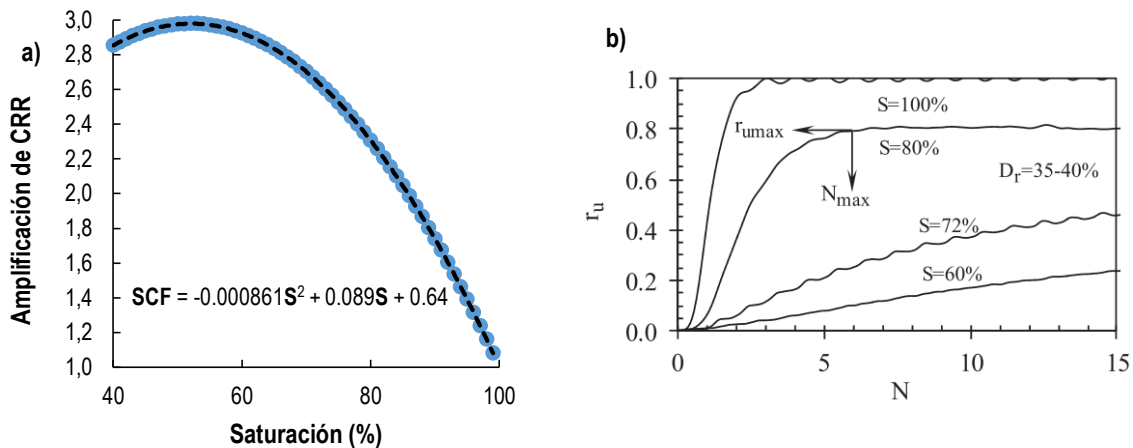


Figura 4-38 - a) Amplificación de resistencia cíclica de acuerdo con saturación b) Razón de presión de poros en arenas

El factor definido en la ecuación 4.2 se utilizó para multiplicar la resistencia cíclica. Además para evitar utilizar la otra sección de la parábola se definió una condición en base al grado de saturación, si el grado de saturación es menor a 50% el factor *SCF* toma un valor de 3. Esta condición aún podría ser muy conservadora ya que para arenas hay evidencia que muestra que no hay licuefacción para suelos con grado de saturación menor a 80% (Ver Figura 4-38 - a) Amplificación de resistencia cíclica de acuerdo con saturación b) Razón de presión de poros en arenas

b). Sin embargo no se consideró debido a que no existen pruebas en materiales análogos a los relaves espesados analizados.

Utilizando la metodología modificada de Boulanger & Idriss, adaptada a suelos no saturados según los estudios de Tokimatsu & Yoshimi (1983) se estimó el potencial de licuefacción de la cubeta del depósito (La cual se explica en el capítulo siguiente). Se utilizaron los parámetros de la Tabla 4-24 determinados previamente, en las Figura 4-39 - a) CRR Punto 370 b) CRR Punto 369

, Figura 4-40 - a) CRR Punto 368 b) CRR Punto 367

y Figura 4-41 - a) CRR Punto 381 b) CRR Punto 382

se presentan los resultados del análisis.

Tabla 4-24 - Parámetros para evaluación de licuefacción

Parámetro	Valor
Densidad Seca	15,69 (kN/m ³)
Contenido de Finos	80 (%)
Humedad de saturación (W_s)	32 (%)
Magnitud	8,5 (Mw)
MSF	0,726
Aceleración Horizontal	0,56 (g)

Se observa que la demanda de la zona es bastante elevada y las resistencias cíclicas son bajas de acuerdo con los valores de resistencia por punta obtenidos. La demanda es del orden de $CSR = 0,35$, por otro lado la resistencia máxima es de $CRR = 0,26$. Para el cálculo del potencial de licuefacción, se consideraron los valores del exponente m para C_N encontrados en la presente investigación.

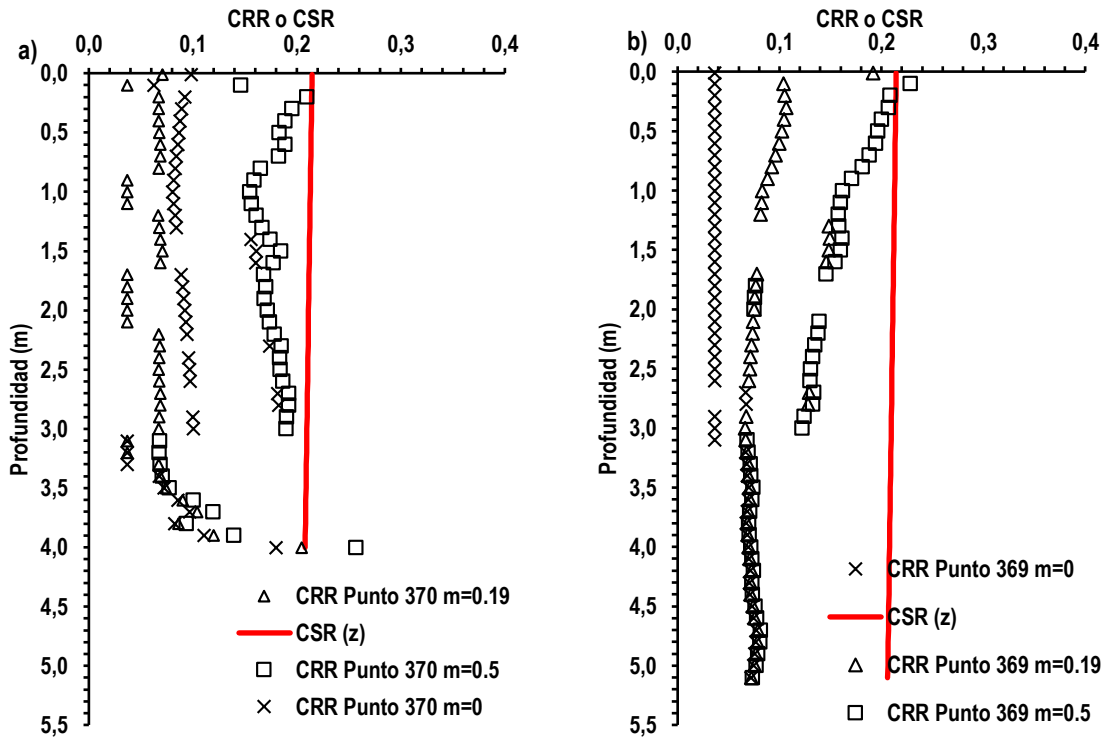


Figura 4-39 - a) CRR Punto 370 b) CRR Punto 369

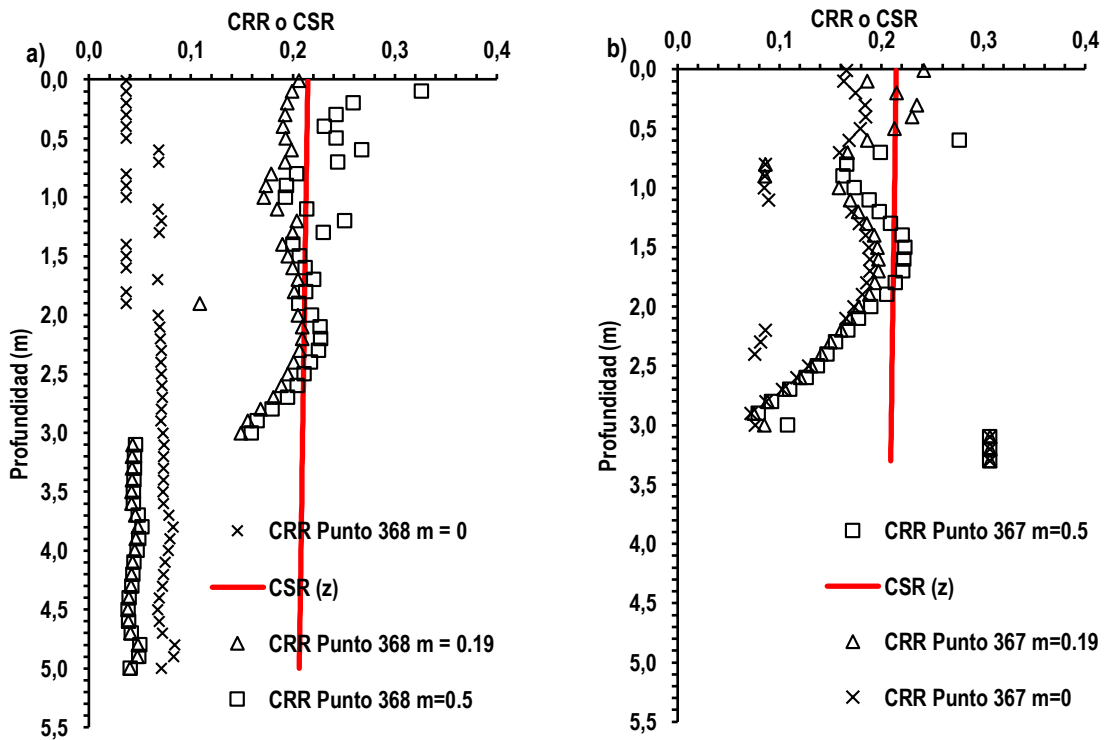


Figura 4-40 - a) CRR Punto 368 b) CRR Punto 367

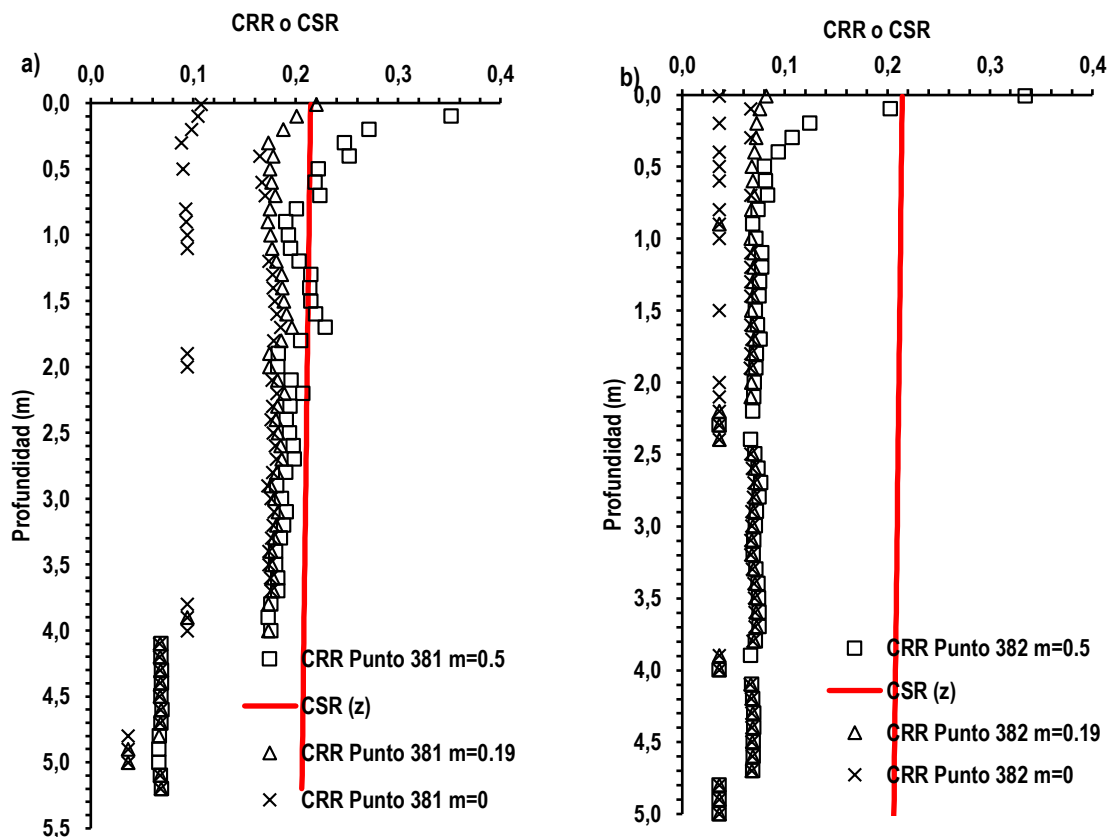


Figura 4-41 - a) CRR Punto 381 b) CRR Punto 382

Se observa que todos los puntos analizados son susceptible de licuefacción. Esto debido principalmente al alto grado de saturación y las bajas resistencias por punta encontradas en terreno $q_d < 5 \text{ MPa}$. Es posible observar la necesidad de generar una metodología de licuefacción que considere materiales con altos contenidos de finos y baja plasticidad para considerar el aumento de la resistencia cíclica producto del contenido de finos.

Efecto del coeficiente de normalización utilizado:

En relación a la aplicación del coeficiente de normalización en la estimación del potencial de licuefacción del depósito se concluye lo siguiente:

- Para este caso particular el potencial de licuefacción no cambia debido a que el factor de seguridad sigue siendo menor a 1, esto es controlado por la elevada demanda sísmica de la zona.
- A pesar de esto la influencia del Coeficiente de normalización en el cálculo es bastante elevada de la resistencia cíclica. Como se observa por ejemplo en los puntos 370 y 369 diferencias de hasta 3 veces el valor de CRR obtenido comparando diferentes tipos de normalización.
- En todos los perfiles el caso menos conservador corresponde a la utilización del exponente $m = 0.5$, seguido del caso de $m = 0.19$ apropiado para materiales con mayores contenidos de finos. Esto se debe principalmente al valor de referencia utilizado de 100 kPa. Esto significa que para llevar las resistencias por punta a un equivalente q_{dN1} siempre se está aumentando la presión de confinamiento para las profundidades de prospección del equipo PANDA. Lo cual se traduce en que mientras mayor sea el contenido de finos, menor es la influencia del efecto de la presión vertical efectiva.
- Para trabajos futuros se propone disminuir la presión de referencia para penetrómetros ligeros a un valor de 50 kPa. Esto debido a que las profundidades de prospección son bastante menores a las de los penetrómetros tradicionales.

d) Estimación de la resistencia no drenada:

La resistencia no drenada es un parámetro de interés en el diseño de depósito de relaves. El decreto supremo 248 (Minería, 2007) exige realizar un análisis de estabilidad asumiendo licuefacción total de la cubeta tanto para la fase II como para la fase III de análisis, por lo que su determinación resulta crítica en las dimensiones finales del muro de un tranque de relaves. En el presente informe se determinó que los puntos de prospección tienen un potencial de licuefacción alto, por lo que es de interés realizar una estimación de la resistencia no drenada in-situ para realizar una evaluación de la estabilidad del depósito.

Utilizando la relación para CPT dada por la ecuación (4.4), es posible obtener una estimación. Donde N_{kt} se estima acorde con la plasticidad del material.

$$(4.4) \quad S_u = \frac{q_d - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

Hay controversia en relación al valor del factor de N_{kt} . Diversos autores proponen ajustar una relación cuando se encuentre disponible la data de terreno. La relación que presento un mejor ajuste encontrada en el acápite 4.8.4 es la de la ecuación (4.5) y se utilizara como cota superior de los valores entregados por la ecuación (4.3) para una resistencia por punta de 2 (MPa) y una presión de confinamiento de 5 (kPa) con lo cual se obtiene un valor límite de 35 kPa, los resultados se observan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, este valor también se encuentra considerando que las relaciones de S_u/σ_v de relaves según Verdugo (2014) son bajos y los valores encontrados con esta metodología alcanzan razones de 1 al considerar una presión vertical efectiva media de 50 kPa.

$$(4.5) \quad q_{d1} = 0.14 \left(\frac{S_u}{\sigma_{v0}} \right)_{res} + 0.92$$

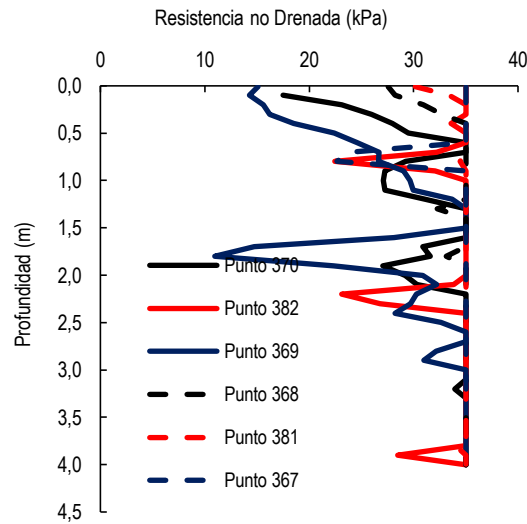


Figura 4-42 - Estimación de resistencia no drenada mediante correlaciones

Se concluye que es necesario realizar más investigaciones para realizar una correlación particular entre resistencia no drenada y resistencia por punta.

4.9 DISCUSIÓN TRABAJOS DE CAMPO

Las conclusiones de los trabajos de campo realizados en Faena Cerro negro norte corresponden a las siguientes:

- a) La zona presenta una alta demanda sísmica, lo cual implica que hay un riesgo de licuefacción aun para materiales con alto contenido de finos y plasticidad en el rango entre comportamiento de como arena y como arcilla.
- b) El crecimiento del depósito no considera tiempos de secado que permitan alcanzar el límite de contracción en toda la cubeta. Por esto el estado hídrico del mismo es variable. La distribución de humedades es aproximadamente normal, por lo que con este tipo de fábrica es posible realizar interpolaciones geoestadísticas.
- c) La resistencia por punta es bastante baja en materiales con alto contenido de finos, esto sumado al bajo estado de compacidad alcanzado en los tiempos de secado del depósito hacen necesario refinar la metodología de licuefacción para arenas ya que sus resultados son muy conservadores para este tipo de depósitos.
- d) El penetrómetro ligero dinámico panda presentando un rendimiento de 6 ensayos por día resulto adecuado para prospectar rápidamente la superficie de una de las cubetas del depósito. Extrapolando este rendimiento es posible prospectar la totalidad del relave en cubeta en tan sólo 9 días, esto sería muy difícil con prospecciones tradicionales tipo SPT o CPT, quedando una mayor variabilidad horizontal sin prospectar.
- e) El material analizado tiene una baja resistencia al corte, por lo que esto se refleja en valores de resistencia por punta igualmente bajos. La distribución de resistencia por punta es aproximadamente log normal por lo que es posible realizar interpolaciones geoestadísticas.
- f) Los variogramas verticales tienen un alcance de 2 m y permiten estimar la varianza con razonable ajuste. Por otro lado el variograma horizontal presenta una gran dispersión, el modelo que mejor se ajusta podría ser un modelo de efecto pepita, sin embargo para considerar la tendencia se ajustó un modelo gaussiano que permitió parametrizar el ajuste del variograma y obtener resultados semejantes en todos los casos debido principalmente a las bajas resistencias por punta.
- g) El uso de la geoestadística permitió generar un mapeo continuo tanto de humedades como de resistencia por punta el variograma horizontal en el caso de la geoestadística no presento un buen ajuste, por lo que quizás es preferible utilizar un modelo de efecto pepita.
- h) Mediante el análisis del potencial de licuefacción se determinó que el depósito no es estable ante un evento sísmico de las características del analizado en el presente estudio. Esto principalmente debido a su bajo estado de compacidad y alto contenido de humedad identificados mediante penetrómetro ligero y técnicas complementarias
- i) El penetrómetro ligero dinámico por si sólo resulta insuficiente para optimizar la operación de cubetas de relaves y depósitos de relaves espesados. Esto debido a que la estimación de potencial de licuefacción con los resultados únicamente de esta prospección son muy conservadores ya que no presentan correcciones por el grado de saturación. Debe ser complementado con prospecciones que permitan obtener una estimación del grado de saturación o contenido de humedad del depósito e idealmente determinar zonas saturadas para corregir la resistencia cíclica a la licuefacción.

5 CAPÍTULO V – CASO DE ESTUDIO 2 – DEPÓSITO DE RELAVES DELTA DE ENAMI

El objetivo de la presente sección es determinar condiciones de operación de relaves espesados, así como aplicar los resultados obtenidos en el trabajo de laboratorio para mejorar el método actual de evaluación de la estabilidad física de los depósitos a través de penetrómetros ligeros, ya que esta aplica relaciones determinadas para penetrómetros del tipo CPT y no relaciones particulares para penetrómetros ligeros.

El depósito de relaves espesado en estudio se enmarca en el proyecto Delta-ENAMI, el cual contempla la explotación de una mina subterránea de cobre y producción del concentrado de cobre. Este depósito se emplaza en un sector coordenada: latitud -30.51° , longitud -71.23° , en las afueras de la ciudad de Ovalle, IV región de Coquimbo. El acceso es a través de la ruta D-43 Ovalle – La Serena, hasta el desvío hacia la localidad de Panulcillo ubicado a 18 km al norte de Ovalle y a 70 km al sur de la Serena, luego 6 km al oeste por la quebrada Panulcillo, hasta el sector del socavón San Gregorio, donde se encuentra el sector norte de Delta-ENAMI. Como se detalla en la Figura 5-1.

Delta consta de diversos procesos que permiten la producción de Concentrado de Cobre y Cátodos de Cobre, posterior a estos procesos la pulpa de concentrado resultante se bombea a un espesador de concentrado y la pulpa de relave descartada se transporta por gravedad al área de disposición de relaves. Para cumplir con la normativa vigente se debe mantener la estabilidad física, lo cual es un aspecto de interés del caso de estudio.

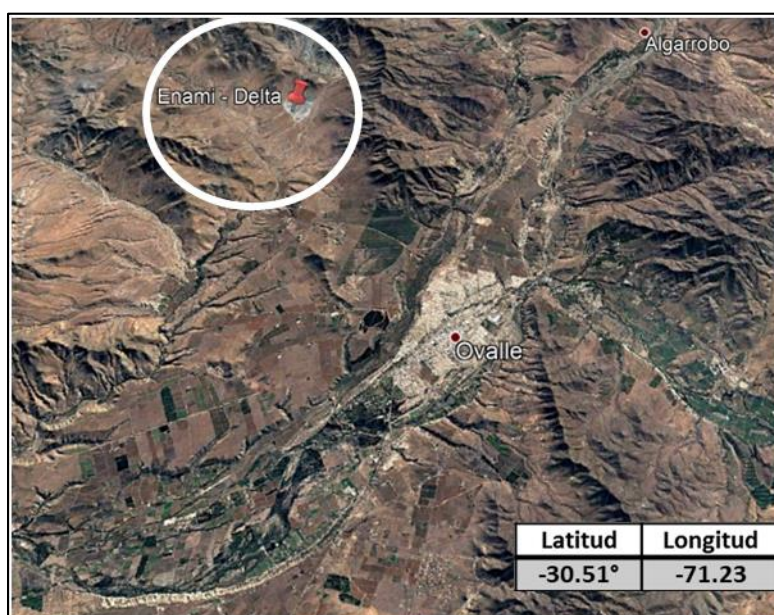


Figura 5-1- Ubicación de la zona de proyecto. Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.

ENAMI es una empresa del estado de Chile creada con el propósito de fomentar el desarrollo del sector, brindando servicios de reconocimiento de recursos mineros, asistencia técnica y crediticia, compra, procesamiento y comercialización para que los productores mineros de menor escala accedan al mercado de metales refinados en condiciones de competitividad.

El Proyecto Delta considera, como se mencionó anteriormente, el desarrollo de un depósito de relaves mediante el método "Deposición de Relaves en Pasta -TTD (Thickened Tailings Disposal)". Este consiste en aumentar la consistencia de los relaves, removiendo gran parte del agua y aumentando su concentración de sólidos a valores típicamente entre 65 a 75 %. El depósito incluye un muro de confinamiento, un sistema de drenaje y canales interceptores de aguas lluvias como obras adicionales. Asimismo, adyacente al depósito se emplaza la planta de espesamiento.

5.1 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN Y CRONOLOGÍA DE DEPOSITACIÓN

El relave debe depositarse en un estado líquido conocido como “slurry”, con un contenido de sólidos de disposición igual a 65%, aproximadamente. Una vez depositado el relave fluye por la superficie hasta alcanzar el equilibrio y posteriormente secarse por efectos climáticos y de infiltración. Luego el relave sedimenta y consolida en etapas sucesivas. Teóricamente, una vez alcanzado el límite de contracción se deposita una capa adicional, aumentando el esfuerzo vertical efectivo y generando un proceso de rehidratación de las capas subsuperficiales producto de la infiltración.

a) Cronología de depositación mediante imágenes satelitales:

Respecto a la cronología de depositación, a partir de los antecedentes recopilados como parte del presente reporte técnico, y la utilización de imágenes satelitales históricas, se definieron las siguientes etapas y acontecimientos de relevancia. Ver Tabla 5-1, 5-2, 5-3, 5-6.

Tabla 5-1- Cronología de depositación. Depósito de relaves Delta-ENAMI. Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.

Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
-	9/27/2010	- Construcción de caminos y accesos al depósito, y del muro perimetral inicial de 1,5 (m).	
1	8/3/2011	-Etapas de depositación en las mismas zonas, el relave comienza a secarse.	

Tabla 5-2- Cronología de depositación. Depósito de relaves Delta-ENAMI. (Continuación). Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.



Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
	8/3/2011	-Etapa de deposición en las mismas zonas, el relave comienza a secarse.	
1	10/1/2011	- Se detiene la deposición, se observa un cambio en el contenido de humedad.	
	12/1/2012	- Continúa la deposición, según lo observado en las imágenes el relave se mantuvo saturado hasta la fecha.	

Tabla 5-3 - Cronología de depositación. Depósito de relaves Delta-ENAMI. (Continuación). Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.




Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
	4/5/2013	- Deposición desde la imagen anterior, probablemente el relave ha perdido una gran cantidad de humedad bajando del punto de saturación en algunas secciones	
1	10/3/2013	- Deposición sector Noroeste.	
	2/19/2014	Deposición en extremos de las zonas noreste y suroeste, sin deposición central.	

Tabla 5-4 . Cronología de deposición. Depósito de relaves Delta-ENAMI. (Continuación). Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.




Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
	9/11/2015	Se observan zonas de rebalse en los muros sur, así como un inicio de deposición en la zona Norte del depósito nuevo, el estado hídrico es entre húmedo y saturado.	
2	11/25/2015	- Deposición zona norte del depósito	
	10/24/2016	<ul style="list-style-type: none"> - Deposición zona norte del depósito. - Se observa aparición de grietas en la zona sur del depósito 	

Tabla 5-5 - Cronología de depositación. Depósito de relaves Delta-ENAMI. (Continuación). Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.




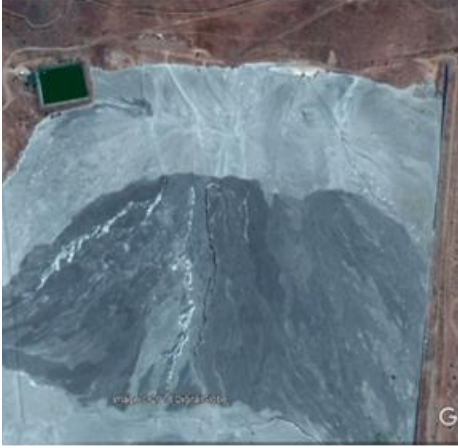

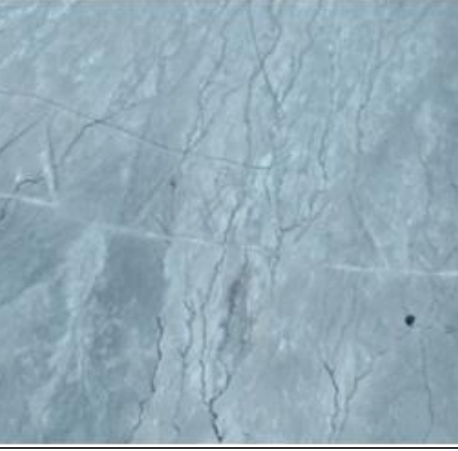
Étapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
	5/29/2017	- Agrietamiento sector Norte	
2	11/5/2017	- Control de erosión eólica - mediante deposición sector Norte.	
	5/29/2017	- Se observa la aparición de una grieta de extensiones considerables en el sector norte, generada posiblemente por escurrimiento superficial (run-off) o desecación del relave.	

Tabla 5-6 . Cronología de depositación. Depósito de relaves Delta-ENAMI. (Continuación). Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.

Etapa	Fecha	Descripción	Imagen satelital
	11/5/2017	- Se observa la aparición de una grieta de extensiones considerables en el sector norte, generada posiblemente por escurrimiento superficial (run-off) o desecación del relave.	
2	-	En el sector sur del depósito se observa una disminución en el grado de agrietamiento, posiblemente por escurrimientos superficiales de relave.	
	-		

Del análisis de la cronología de depositación, es posible identificar dos zonas de interés, debido a los diferentes tiempos de depositación y secado, correspondiente a las etapas de depositación N° 1 y N° 2.

b) Información topográfica actualizada:

A partir de los antecedentes topográficos proporcionados por (ENAMI, 2007b), se generaron tres perfiles presentados en la Figura 5-2 para posterior análisis de estabilidad.

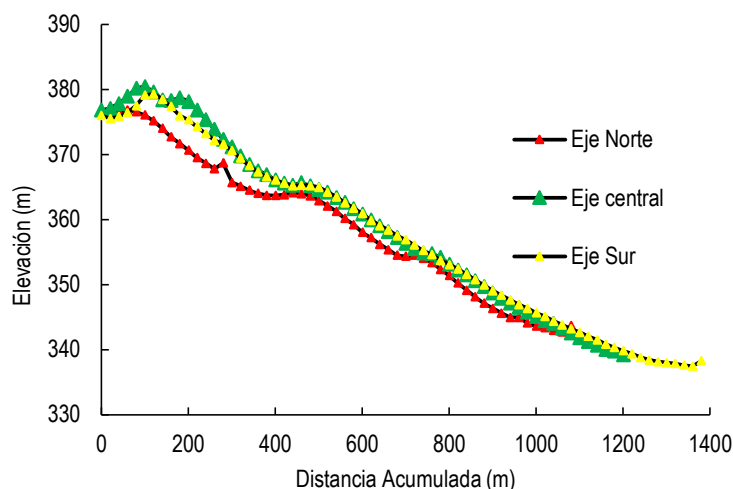


Figura 5-2 – Perfiles longitudinales - topografía depósito de relave espesado. Fuente: elaboración propia.

5.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS RELAVES DEPOSITADOS

a) Parámetros de diseño:

A continuación se presentan los parámetros de diseño del depósito, con el objetivo de tener una línea base para la definición y las características del material analizado (ENAMI, 2007a). De acuerdo con la Clasificación USCS se observa que se trata de un limo de baja plasticidad, es decir tiene características similares al material analizado en pruebas de calibración previas. Ver Tabla 5-7.

Tabla 5-7 - Parámetros de Diseño depósito ENAMI. Fuente: ENAMI, 2007a.

Parámetros de muestras de diseño		
Parámetro	Diseño	Unidades
Gs	2.89	-
D80	105	μm
D50	37.7	μm
Clasificación USCS	ML	-
Concentración de sólidos en peso Cp	71.8	%
Pendiente de depositación	4	%
Yield stress	33.3	Pa
Viscosidad de Bingham	0.10	Pa
Densidad seca de relaves descargado	1.3	T/m³
Límite de Contracción por secado de aire (wc)	21,7 - 23,3	%
Concentración de sólidos en peso Cp al L.C (Cp)	81,1-82,2	%
Densidad seca al Límite de Contracción	1,71 - 1,80	T/m³
Permeabilidad saturada al Límite de Contracción	~10-4	cm/s

b) Propiedades índice:

En esta sección se presenta un resumen de antecedentes recopilados durante controles geotécnicos realizados en las fechas 25-04-2014 y 16-06-2016 (Saavedra, 2017). Entre estos controles, fue posible obtener Granulometría, Mineralogía, Resistencia al corte, retención de agua, límite de contracción y permeabilidad. A partir de ensayos de laboratorio se obtiene la granulometría por punto mediante tamizado para la fracción gruesa y mediante el método del hidrómetro para la fracción fina. Ver

Figura 5-3.

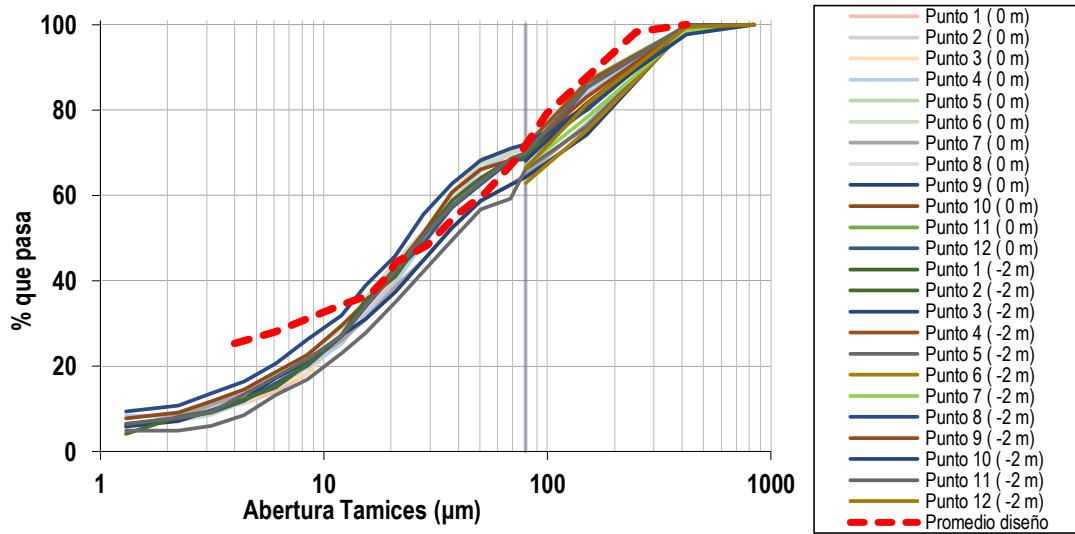


Figura 5-3-Granulometría control 2016. Fuente: Saavedra, 2017.

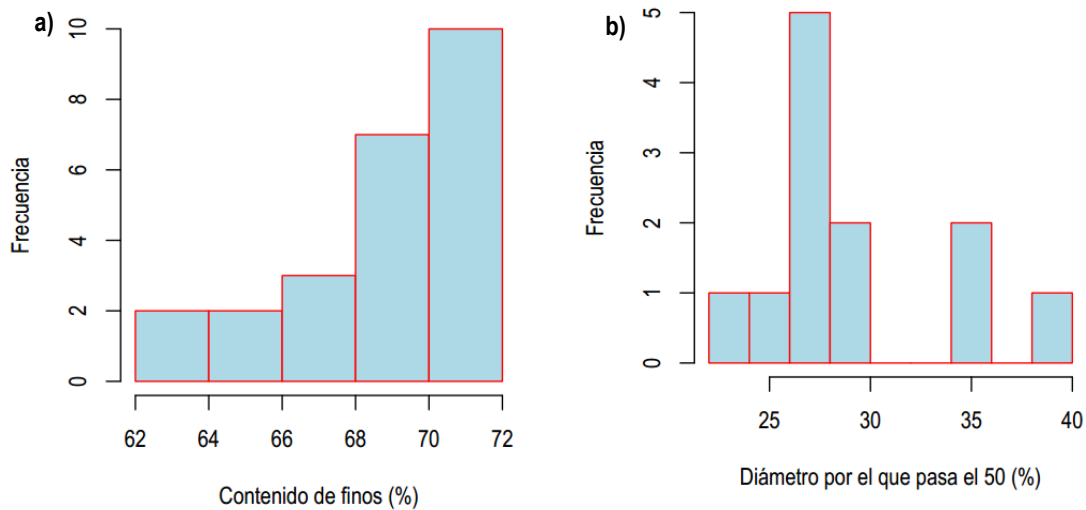


Figura 5-4 – Histogramas parámetros medidos a) Contenido de Finos b) D50. Fuente: modificado Saavedra, 2017.

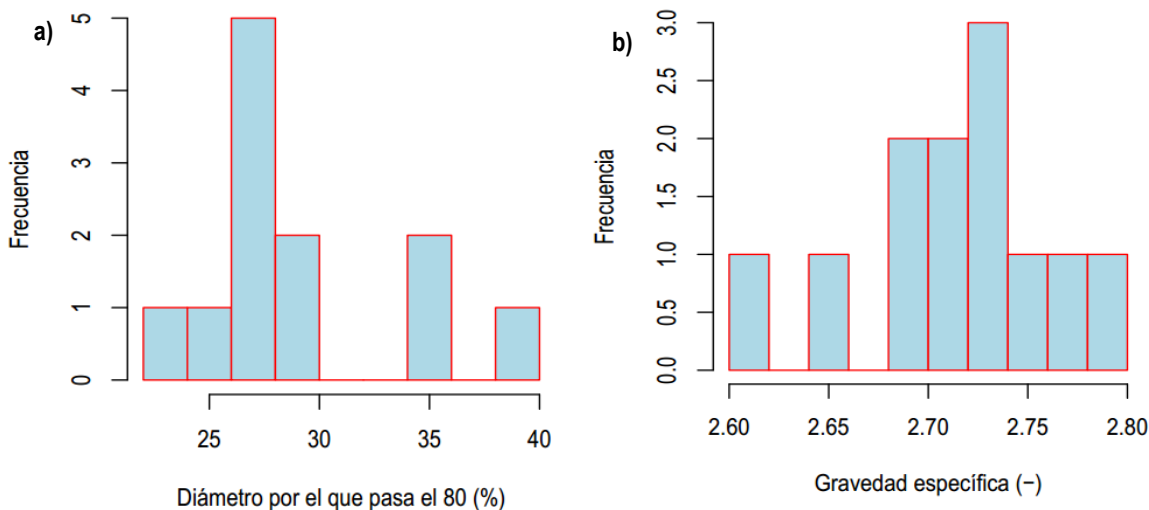


Figura 5-5 – Histogramas parámetros medidos 2016 a) D80 b) Gravedad específica. Fuente: modificado Saavedra, 2017.

Se observa de las Figura 5-4 a, b y Figura 5-5 a y b que hay una variabilidad considerable de los parámetros medidos, por otra parte no hay leyes de distribuciones claras que puedan ser ajustadas a los parámetros medidos, excepto para el caso del contenido de finos el cual podría asimilarse a una distribución log-normal, sin embargo, al encontrarse la asimetría en la otra dirección también se descarta su ajuste. Utilizando el promedio, para el control del 2016 se observa que no se cumplen los valores proyectados en el diseño.

c) **Propiedades de estado:**

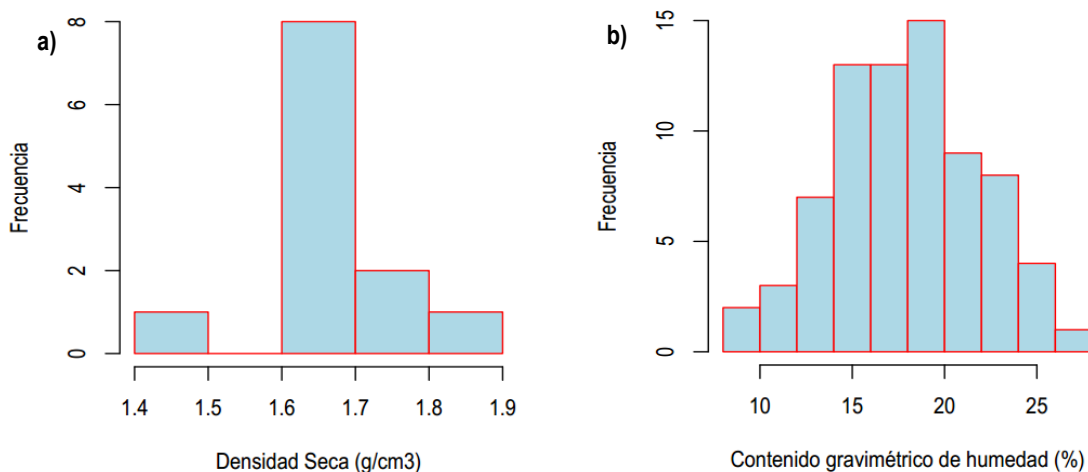


Figura 5-6 –Histograma parámetros de estado a) Densidad seca b) Humedad. Fuente: modificado Saavedra 2017.

Para los parámetros de estado densidad seca y humedad gravimétrica se observa que en el caso de la densidad seca no es posible ajustar una ley de probabilidades debido a una insuficiente cantidad de datos (Ver Figura 5-6 a). Por otra parte, para la humedad es posible ajustar una ley de probabilidades aproximadamente normal (Ver Figura 5-6 b).

d) **Propiedades hidráulicas:**

Finalmente la permeabilidad Saturada: Mediante la utilización del permeámetro de Guelph, con un valor medio de 7.22E-07 (m/s).

El procedimiento utilizado para la curva de retención de agua es la norma D6836-02 (ASTM, 2002b). Parámetros de confección para determinación de curva de retención se detallan en la Tabla 5-8.

Tabla 5-8 - Parámetros de confección para determinación de curva de retención. Fuente: Saavedra, 2017.

Punto	Densidad seca (g/cm ³)	Humedad gravimétrica (%)	Gravedad específica
2	1.72	9.48	2.73
5	1.67	9.36	2.81
8	1.83	13.41	2.78
11	1.82	18.14	2.72
12	1.71	18.93	2.66

En la Figura 5-7 se detallan las curvas de retención de aguas para el relave espesado ENAMI obtenidas en laboratorio.

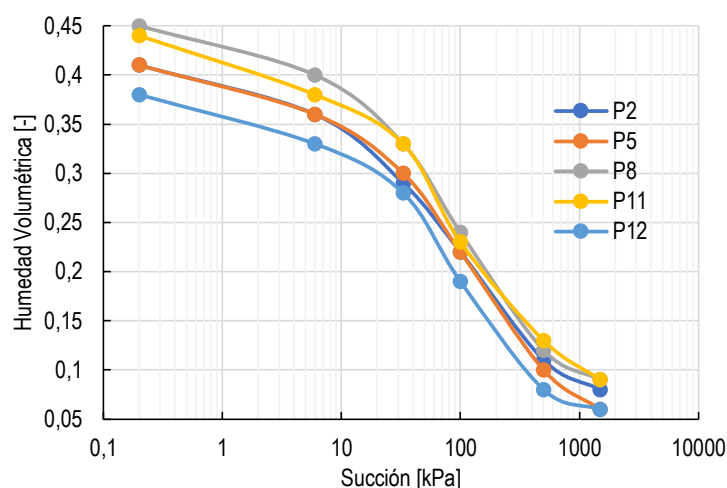


Figura 5-7 –Curva de retención de agua para diferentes condiciones iniciales. Fuente: Saavedra, 2017.

De estas curvas se concluye que hay succiones importantes en el depósito que pueden aportar a la estabilidad y por lo tanto disminuir el riesgo de licuefacción en las zonas secas.

5.3 ANTECEDENTES DEL SECTOR DE EMPLAZAMIENTO

En la presente sección se entregan los antecedentes que caracterizan la zona de proyecto que pueden ser relevantes para el análisis de estabilidad.

a) Marco Geológico:

El marco geológico del sector se encuentra conformado por depósitos pertenecientes a la Formación Confluencia del Mioceno-Pleistoceno (MPIC). En términos generales la formación en el sector donde se ubica el proyecto Delta-ENAMI, se encuentra conformada por brechas matriz soportada, gruesas a muy gruesas, oligomíticas, con una consolidación baja a media. Además de clastos angulosos, con matriz limo-arenosa de guijarros, de origen aluvional. En dirección norte, la Formación Confluencia limita con el complejo volcánico Agua Salada, del Jurásico, constituido por una alternancia de andesitas y tobas, con escasas areniscas y calizas intercaladas (Bohnhorst, 1967).

A nivel local del depósito Delta-ENAMI, exploraciones geológicas realizadas en el sector de emplazamiento indican que los depósitos sedimentarios se encuentran conformados por dos tipos de materiales: el primer tipo asociado a materiales

generados desde procesos erosivos y desde deposiciones más recientes, tanto fluviales como aluviales del cono de eyección. El segundo tipo subyacente, se encuentra relacionado con la destrucción e interperización primaria de las rocas volcánicas. Además, por la combinación de aportes provenientes de la quebrada Rincón del Sauce, de la quebrada que baja de la rinconada del cordón de cerros Agua del Palqui y parcialmente de la quebrada Talhuén (Bohnhorst, 1967)

b) Antecedentes sísmicos:

Como uno de los pasos más relevantes en el estudio de la estabilidad física de un depósito de relave, es necesario determinar condiciones sísmicas representativas que puedan afectar al depósito durante su vida útil y posterior cierre. El DS 248 señala que el sismo de diseño considerado debe obtenerse a partir de las estadísticas de las zonas sismogénicas de la región y estimar la aceleración máxima respectiva en la zona de emplazamiento del depósito. Sin embargo no señala una metodología para lo obtención de estos parámetros.

Para esto existen diferentes posibilidades, la más común es realizar un estudio de riesgo sísmico de la zona, el cual puede tener un enfoque de carácter determinista, hay que tener en cuenta que la interpretación de estas herramientas siempre requiere de un buen juicio.

La red de acelerógrafos de la universidad de Chile tiene 3 acelerógrafos en la IV región, ubicados en la Serena, Illapel y puente Amolanas, desde los cuales es posible extraer información de registros en la zona, dentro del período comprendido entre los años 1994 y 2010. Dentro de éstos se encuentra disponible el registro del terremoto de Punitaqui, ocurrido el 14 de octubre de 1997, cuyo epicentro se ubicó inicialmente a 23,0 (km) al suroeste de Illapel, a 55,0 (km) al norte de la Ligua y a 44,0 (km) de la zona de emplazamiento del depósito Delta-ENAMI.



Figura 5-8 – Acelerografos Puente amolonas y Illapel, cercanos a la zona de proyecto. Fuente: Google Earth Pro. 7.1.8.3036.

La aceleración máxima obtenida desde registro del terremoto de Punitaqui correspondió a 0.372 g. Considerando que las relaciones de atenuación de Ruiz y Saragoni (2005), para el sector donde se encuentra emplazado el depósito de relaves espesados de Delta- ENAMI se estimó una aceleración máxima de 0.305 (g) en roca. Utilizando el registro del Terremoto de Punitaqui de 1997 como base, es posible obtener un registro representativo a nivel de roca basal, escalando el mismo a la aceleración determinada mediante relaciones de atenuación empleadas (Ver Figura 5-9).

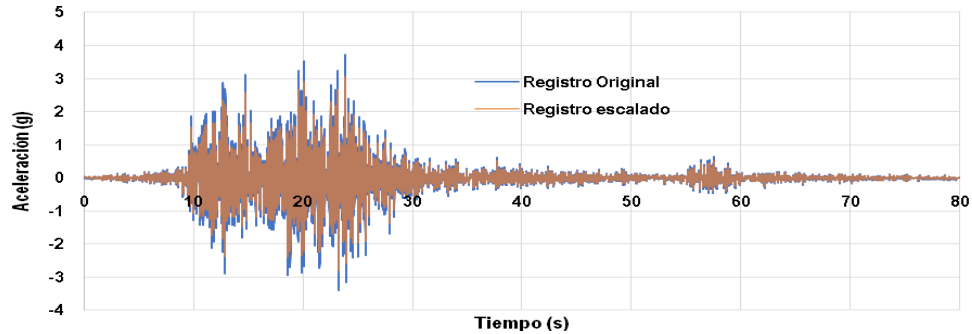


Figura 5-9 - Registro original y escalado del terremoto de Punitaqui del 14 de octubre de 1997. Fuente: USGS-Earthquake catalog.

5.4 TRABAJOS DE CAMPO

a) Emplazamiento de puntos de prospección:

Se selecciona el relave como zona de interés, esto debido a que el suelo de fundación no ha sufrido mayores cambios desde el diseño del mismo y es de interés controlar la operación del depósito de relave.

b) Puntos de prospección:

Se seleccionaron puntos de interés para prospección (Ver Figura 5-10), de acuerdo con la altura de depositación. Las zonas con alturas menores a 2 (m) no resultan de interés. También se consideraron zonas características del depósito, las cuales corresponden con las etapas de depositación de acuerdo con cronología indicada en sección 2.2, tratando de cubrir la mayor superficie posible, para así caracterizar la variabilidad espacial del depósito, los ejes principales de análisis son; Norte, Centro y Sur, definiéndose además ejes intermedios (Intermedio Norte, IN y Intermedio Sur IS, así como un eje complementario "Y" al eje Norte.

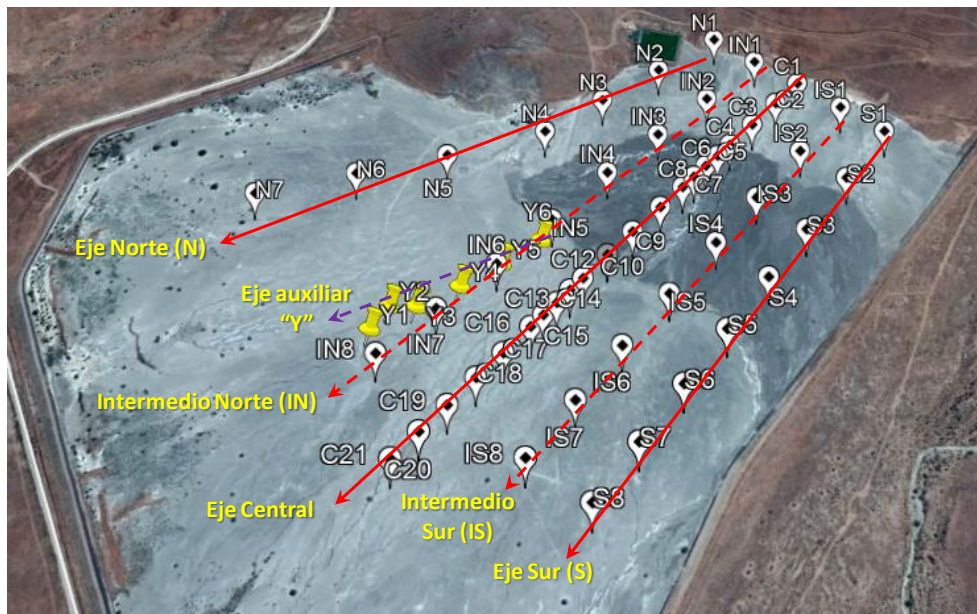


Figura 5-10 - Emplazamiento de puntos de prospección y de ejes de análisis. Depósitos de relaves Delta-ENAMI. Fuente: elaboración propia.

De manera adicional para efectos de validación y análisis geoestadístico, se realizaron prospecciones adicionales a los definidos de manera preliminar. Ver Figura 5-11.

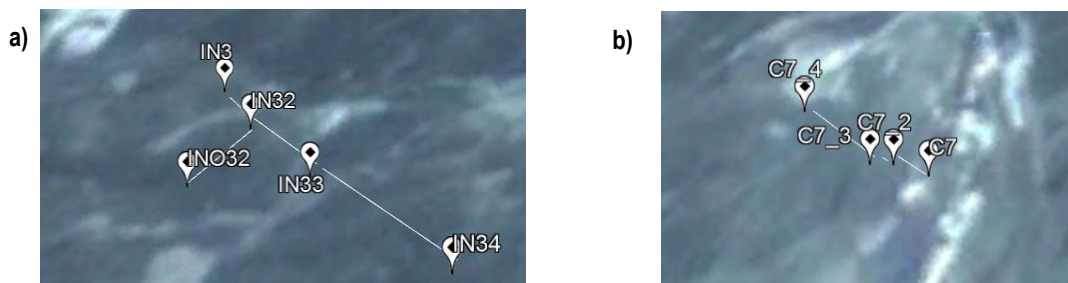


Figura 5-11 – a) Punto IN3 y aledaños b) Punto C7. Fuente: elaboración propia.

En la Tabla 5-9 se detalla un resumen de los trabajos realizados. Dichos trabajos comprenden trabajos de campo.

Tabla 5-9 - Trabajos realizados para el depósito delta. Fuente: elaboración propia.

Tipo de prospección o ensayo	Cantidad	Profundidad (m)
PANDA	40	0 a 7
Sensor de humedad	45	0 a 0.1
Extracción de muestra con barreno	57	0 a 7
Razón espectral HVSR	12	0 a 30
MASW / MAM	4	0 a 30
Densidad in situ	19	0 a 0.3

5.4.1 DENSIDAD SECA Y HUMEDAD NATURAL EN SUPERFICIE

Utilizando arena estandarizada y el método del cono de arena se determina la densidad in-situ seca, para esto se utilizó una profundidad mínima de prospección para poder así abarcar una superficie representativa del depósito. De manera adicional es posible obtener la humedad en terreno, en la Tabla 5-10 se presenta un resumen de los datos obtenidos.

Tabla 5-10 –Datos cono de arena. Fuente: elaboración propia.

Punto de prospección	Humedad natural, Wnat (%)	Densidad seca in-situ, ρ_d (g/cc)	Grado de compactación Proctor Normal, %OPN
INO32	6,62	1,37	73
IN31	6,94	1,34	72
IN32	5,24	1,22	65
C21	19,87	1,36	73
C8	15,15	1,38	74
C6	14,46	1,16	62
C20	17,78	1,38	74
C19	19,47	1,32	71
C9	7,16	1,38	74

Punto de prospección	Humedad natural, Wnat (%)	Densidad seca in-situ, ρ_d (g/cc)	Grado de compactación Proctor Normal, %OPN
C4	9,48	1,47	79
C1	5,61	1,34	71
C10	6,43	1,41	75
C17	12,99	1,4	75
C11	6,69	1,49	80
C3	8,08	1,12	60
C2	5,19	1,18	63
IS8	20,8	1,51	81
C18	15,87	1,54	82
S8	4,07	1,59	85

El grado de compactación (%OPN) que presentan a nivel superficial los relaves depositados, es igual a 74%, asociado con un estado de compactación clasificado como suelto. Esta condición se asocia con la estructura o fábrica que presentan los relaves, producto del proceso de construcción empleado por depositación de capas.

Respecto al estado hídrico superficial que presentan los relaves depositados, los valores de humedad natural (Wnat) en su mayoría son inferiores al límite de contracción del material (LC = 9,0%), cumpliendo con lo indicado en el proyecto de diseño para la posterior depositación de las capas de relaves. Figura 5-12.

a)

Indicador	%OPN
Promedio	74
Desviación	8.1
CV	0.11
Mínimo	59.61
Máximo	95.26

b)

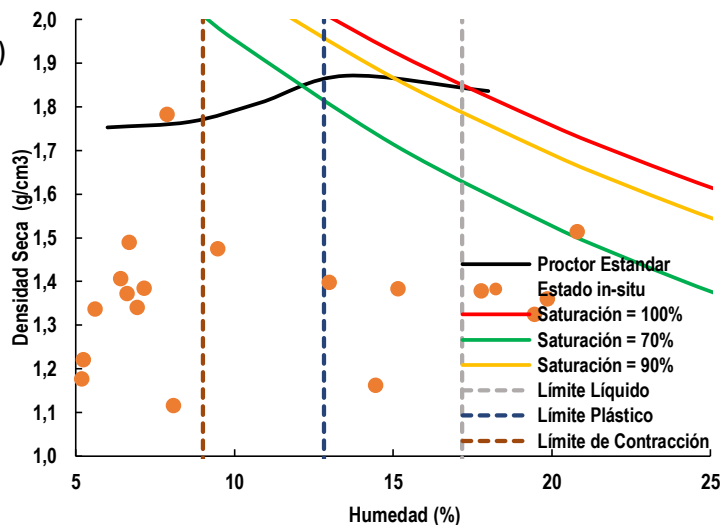


Figura 5-12 - a) Estadística descriptiva conos de arena b) Curva de saturación. Fuente: elaboración propia.

5.4.2 HUMEDAD NATURAL EN PROFUNDIDAD

A continuación, la Figura 5-13 y Figura 5-14, presentan los resultados obtenidos desde las muestras extraídas en función de la profundidad, empleando como herramienta de prospección un barreno.

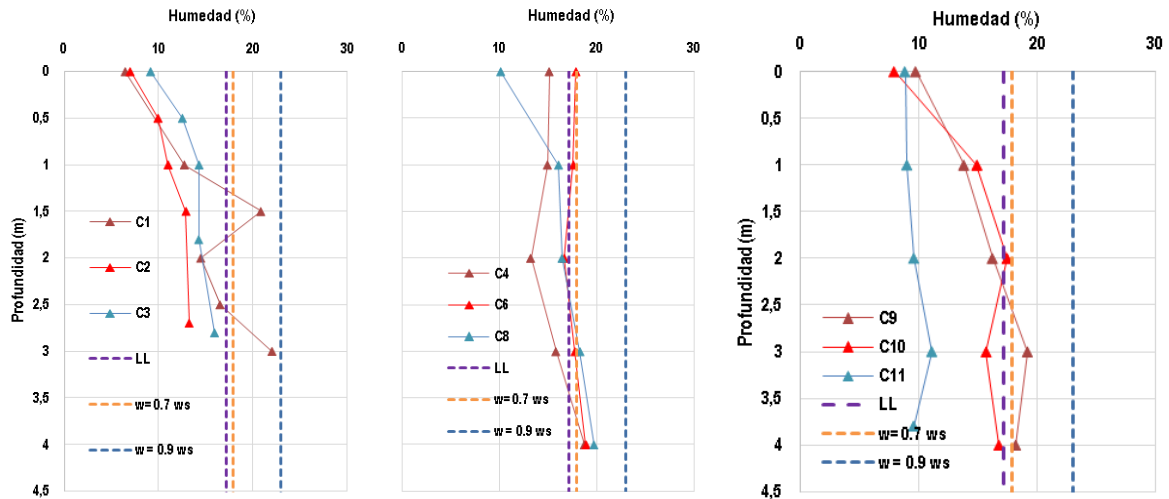


Figura 5-13 - Humedad natural en función de la profundidad. Eje Central. Fuente: elaboración propia.

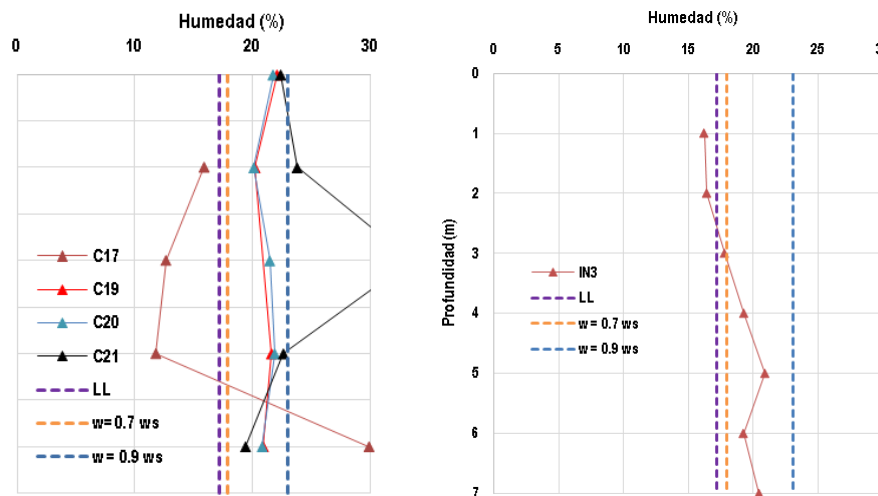


Figura 5-14 - Humedad natural en función de la profundidad. Eje Central. Fuente: elaboración propia.

A partir de los resultados obtenidos desde el análisis estadístico descriptivo (Tabla 5-11 y Figura 5-15), se concluye que en general el depósito Delta-ENAMI presentaría un estado parcialmente saturado. En efecto, los valores de humedad natural son inferiores al 70% de la humedad de saturación. Sin embargo, se deja constancia que en profundidad existe zonas que presentan un alto grado de saturación.

Tabla 5-11 - Resultados análisis estadístico descriptivo. Valores de humedad natural (Wnat). Fuente: elaboración propia.

a)

Descriptor estadístico	Humedad natural, Wnat (%)
Promedio	15,41
Desviación estándar	5,13
Coefficiente de variación, CV (%)	0,33
Valor mínimo	6,43
Valor máximo	33,5

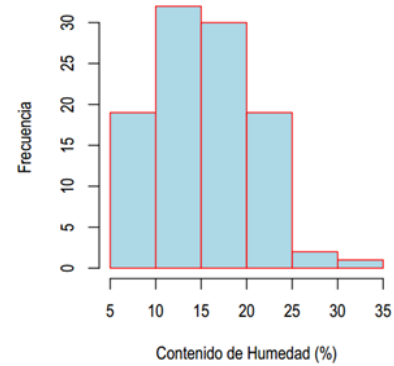


Figura 5-15 - Histograma de valores de humedad natural (Wnat). Fuente: elaboración propia.

5.4.3 RESULTADOS PROSPECCIONES DLP's

Se realizó un análisis de Estadística descriptiva considerando sólo los datos correspondientes al depósito de relaves en la Figura 5-16 - a) Estadística descriptiva resistencia por punta b) Histograma resistencia por punta. Fuente: elaboración propia.

Indicador	q_d (MPa)
Mínimo	0.4
Máximo	12.25
Promedio	2.91
Desviación	1.61
CV	0.55

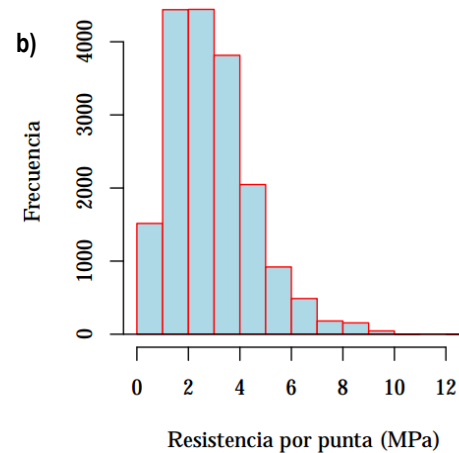


Figura 5-16 - a) Estadística descriptiva resistencia por punta b) Histograma resistencia por punta. Fuente: elaboración propia.

a) Eje central:

Para los penetrogramas de la Figura 5-17 correspondientes al eje central, se observa una disminución de la resistencia en profundidad, así como a lo largo del eje. Esto de acuerdo con los valores de resistencia por punta alcanzados es posible definir que no se alcanza el sello de fundación para todos los ensayos. Esto significa que las alturas del depósito son mayores a 7 (m) en la mayoría del eje. Se observa claramente la diferencia entre el ensayo C9 y los anteriores (C1-C9) realizados en una zona diferente de depositación. Los ensayos en la zona de depositación 1 tienen resistencias similares a diferencia de los de la zona de depositación 2 los cuales muestran un incremento de la resistencia a lo largo del eje hasta llegar a la zona de depositación 2.

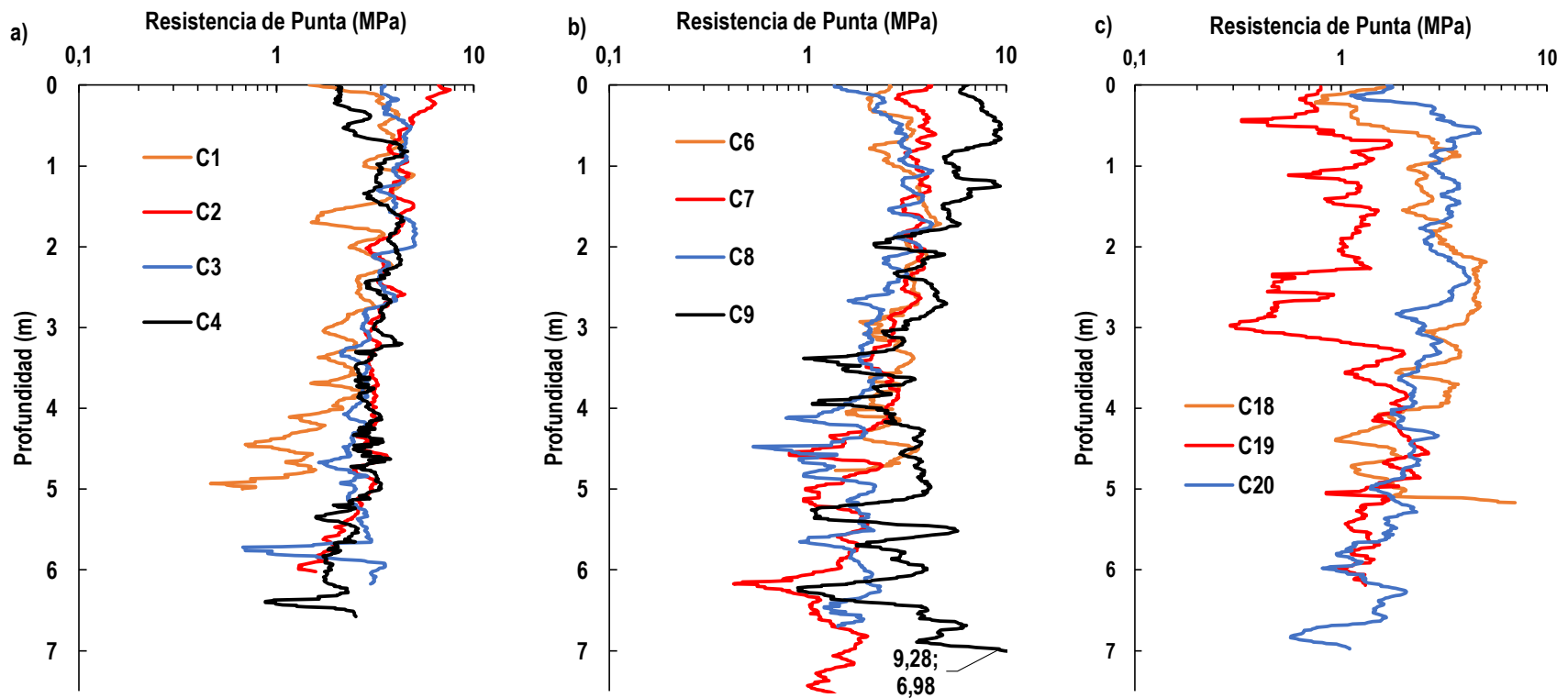


Figura 5-17 –Penetrogramas a) C1,C2,C3 y C4 b) C6, C7, C8 y C9 c) C18, C19 y C20. Fuente: elaboración propia.

b) Puntos complementarios:

Se presentan los ensayos Próximos a los puntos IN3 y C7 Figura 5-18 – Penetrogramas a) INO32, IN32, IN33, IN34 b) C73, C74, C72 c) C7. Fuente: elaboración propia. a, b y c. Se observa que las resistencias a de penetración presentan una variación en la horizontal, para los ensayos de 1 (m) de profundidad (Ver Figura 5-18 – Penetrogramas a) INO32, IN32, IN33, IN34 b) C73, C74, C72 c) C7. Fuente: elaboración propia.-a). Estos ensayos se encuentran en un radio de 15 metros desde el punto IN32. De igual manera para los ensayos realizados en la vecindad del punto C7 se encuentran leves variaciones, las cuales podrían ser consideradas en un análisis más detallado.

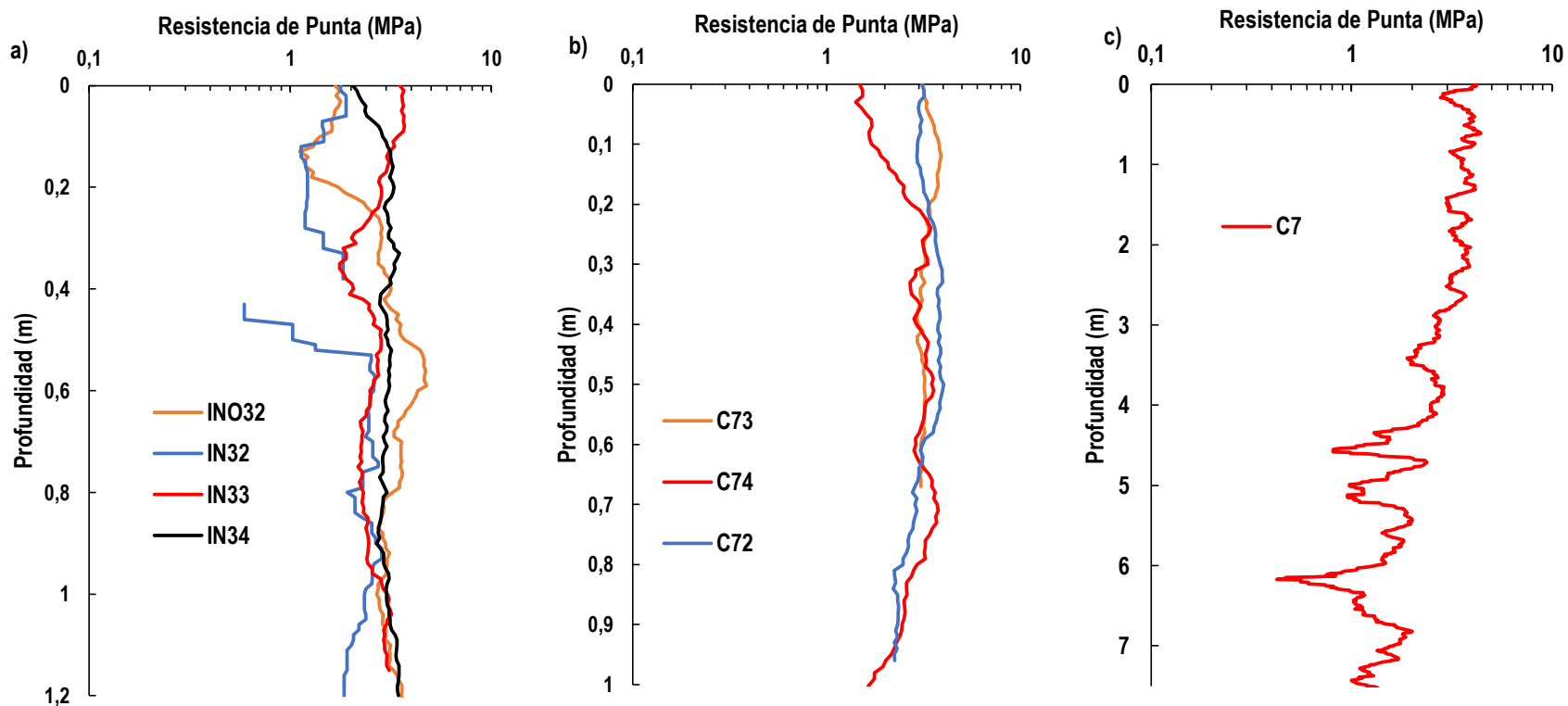


Figura 5-18 – Penetrogramas a) INO32, IN32, IN33, IN34 b) C73, C74, C72 c) C7. Fuente: elaboración propia.

c) Eje norte. Y y IN:

Las proyecciones de la Figura 5-19–Penetrogramas a) N1, N2, N3 y N5 b) Y1, Y2 y Y5 c) IN2, IN3, IN 8 3, IN 8. Fuente: elaboración propia.

a, b y c corresponden al eje Norte. Para este eje se observa una disminución de la resistencia en profundidad, así como a lo largo del eje. A diferencia del eje central, si se alcanza el sello de fundación según los valores de resistencia por punta obtenidos.

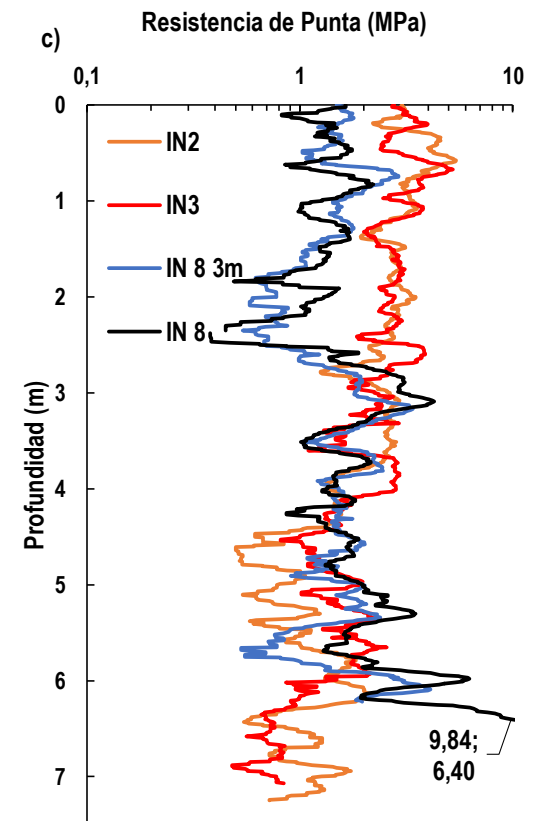
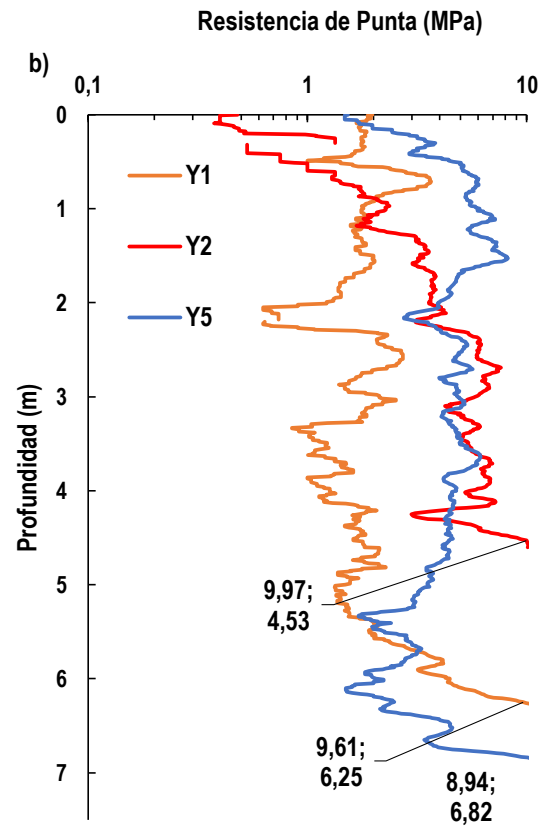
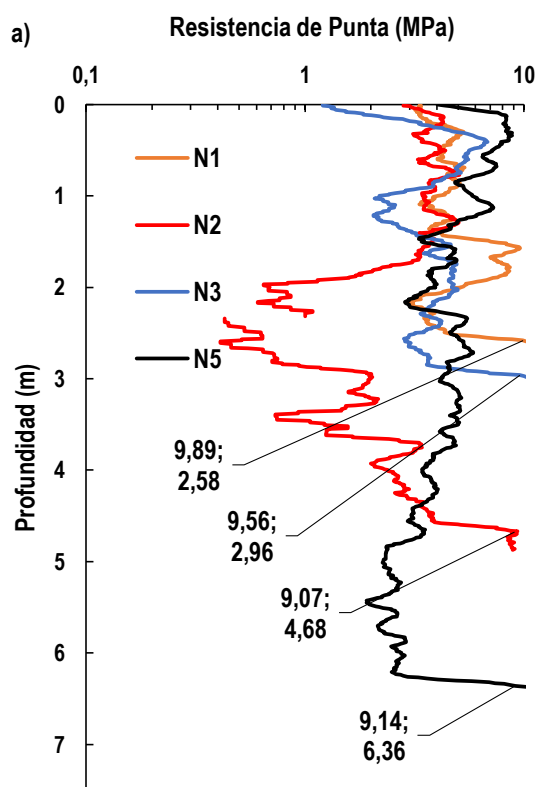


Figura 5-19–Penetrogramas a) N1, N2, N3 y N5 b) Y1, Y2 y Y5 c) IN2, IN3, IN 8 3, IN 8. Fuente: elaboración propia.

d) Eje sur y IS:

Las proyecciones de la Figura 5-20 a,b y c corresponden al eje Norte Sur. Se observan los valores de resistencia por punta mas elevados de todo el depósito, adicionalmente hay un aumento de la profundidad a lo largo del eje y se observa que se alcanza el sello de fundación con los ensayos.

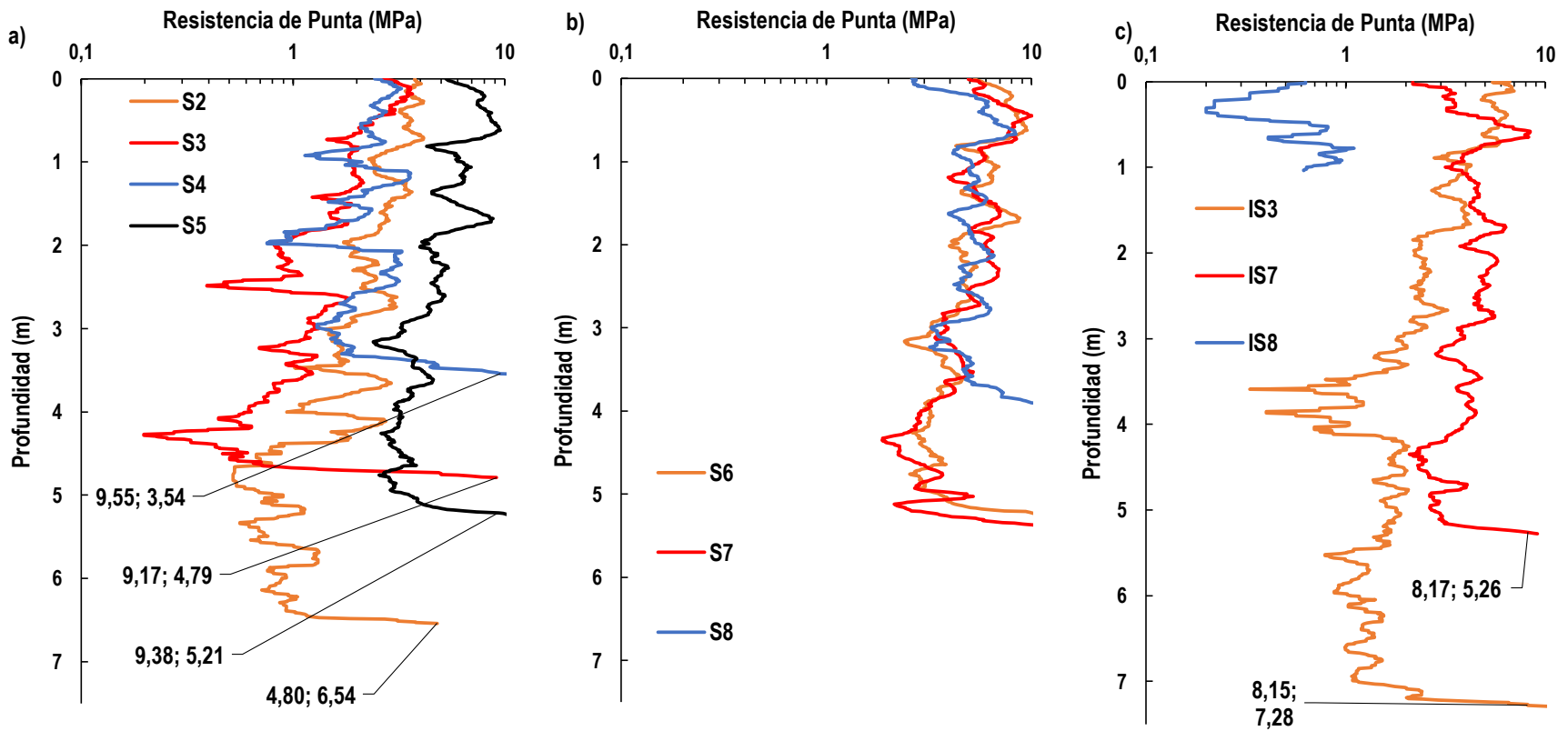


Figura 5-20 –Penetrogramas a) S2,S3,S4 y S5 b) S6,S7 y S8 c) IS3, IS7 y IS8. Fuente: elaboración propia.

A partir de los resultados obtenidos, considerando los criterios propuestos por Espinace et al. (2016) y Zúñiga (2018), para el depósito de relaves espesados Delta-ENAMI, se concluye:

- La resistencia dinámica de punta (q_d) es igual a 2,91 (Mpa), valor asociado a un estado de compacidad clasificado como medianamente denso.
- Los valores inferiores de q_d inferiores a 2,0 (Mpa), se asocian con un estado de compacidad clasificado como suelto y/o con un estado hídrico clasificado como húmedo.
- Los valores superiores a 6,0 (Mpa), se relacionan con un estado de compacidad denso o con un estado hídrico inferior al límite de contracción de los relaves depositados, condición observada a nivel superficial del depósito.

De un análisis cualitativo de la información se observa que hay una diferencia marcada en la zona de depositación 1, esto guarda relación posiblemente con el tiempo transcurrido y un mayor grado de secado generando densidades mas altas. En la zona de depositación 2 hay un aumento de la resistencia a lo largo del eje y corresponde a la zona de mayores alturas de depositación relativas al sello de fundación. La resistencia superficial es mayor que en profundidad, esto se debe principalmente a depositaciones a bajo contenido de sólidos en las etapas tempranas de operación, así como el mayor tiempo de secado de las capas superficiales (primer metro). Del análisis de los penetrogramas se puede obtener la profundidad del sello de fundación para posterior comparación con ensayos geofísicos Ver Tabla 5-12

Tabla 5-12 - Profundidad de Rechazo. Fuente: elaboración propia.

Identificación	Profundidad Rechazo (m)	q_d (MPa)	Identificación	Profundidad Rechazo (m)	q_d (MPa)
C9	6.98	10.85	S3	4.79	9.16
C18	5.17	7	S4	5.21	11.67
IN8	6.4	10.2	S5	6.54	12.91
IS7	5.26	9.14	S6	5.36	14.1
N1	2.58	14.37	S7	3.88	10.75
N2	2.96	8.86	S8	2.61	8.63
N3	4.68	11.67	Y1	6.25	10.5
N5	6.36	11.38	Y2	4.53	10.11
S2	3.54	10.1	Y5	6.82	10.44

5.4.4 ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW)

Estudio del perfil sísmico de suelo mediante la medición de la velocidad de onda Rayleigh para obtención del perfil de propagación de velocidad de onda de corte (V_s) en profundidad del suelo. El presente acápite entrega los resultados de las mediciones geofísicas realizadas en el depósito de relave de la minera.

El Método de Análisis multicanal de ondas superficiales (Multichannel Analysis of Surface Wave – MASW) es una técnica de exploración geofísica del terreno. Esta permite medir la velocidad de propagación de la onda superficial rayleigh del suelo, posteriormente se obtiene la curva de dispersión de dicha medición para finalmente mediante el proceso de 'inversión' se obtiene el perfil (V_s) en profundidad. Este valor es posible correlacionarlo con las propiedades geotécnicas del terreno necesarias para su caracterización.

Este método, en su versión activa utiliza como instrumentación un computador, geófonos, y las ondas sísmicas generadas a partir del golpe del combo sobre la placa a distintas distancias de los geófonos. No se utiliza el ruido ambiental en esta ocasión debido a que no existen la amplitud necesaria de dichas ondas para su identificación.

a) Equipos de medición:

El equipo utilizado para la medición geofísica consta de un total de 24 geófonos de frecuencia natural 4.5 (Hz), carrete de extensión trigger, placa de polímero de alta densidad, masa estandarizada de 14 (lbs) y adquisición de datos mediante conexión a equipo portátil. La data fue analizada mediante software comercial. Figura 5-21.



Figura 5-21 - Equipo MASW. Fuente: elaboración propia.

b) Ubicación de ensayos:

Se realizaron un total de 4 ensayos geofísicos (MASW), los cuales se denominan con las siglas PG, todos los arreglos tienen un largo total de 27.6 (m), con una separación entre geófonos de 1.2 [m], lo que resulta en una profundidad de validez entre 0.6 (m) y 13.8 (m). El arreglo PG1 comienza en C2 y se extiende en dirección de C3. El arreglo PG2 comienza en C4 y se extiende en dirección del punto C5. Arreglo PG3 comienza en el punto C8 y se extiende en dirección del punto C9. PG4 comienza en punto C9 y se extiende en dirección del punto C10.

c) Resultados:

Para cada punto de medición se presenta el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) en profundidad de manera unidimensional (1D), este es representativo del punto medio del arreglo. De manera complementaria se obtuvo el valor de (V_{s30}) y (V_{s10}). Los datos obtenidos presentan validez en el rango de profundidad 0.6 (m) y 13.8 (m) según recomendaciones realizadas por el “manual de aplicación de técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie para la determinación del parámetro (V_{s30})”.

El primer arreglo PG1 consiste en un Perfil Unidimensional, el perfil de Velocidad de Onda de Corte (V_s) tiene un valor de (V_{s30}) de 268.1 (m/s) y un (V_{s10}) de 167 (m/s) (Ver Figura 5-2222 a). Por otra parte el arreglo PG2, tiene un perfil de Velocidad de Onda de Corte (V_s) con un valor de (V_{s30}) de 226.4 (m/s) y un (V_{s10}) de 149.8 (m/s) (Ver Figura 5-22 b).

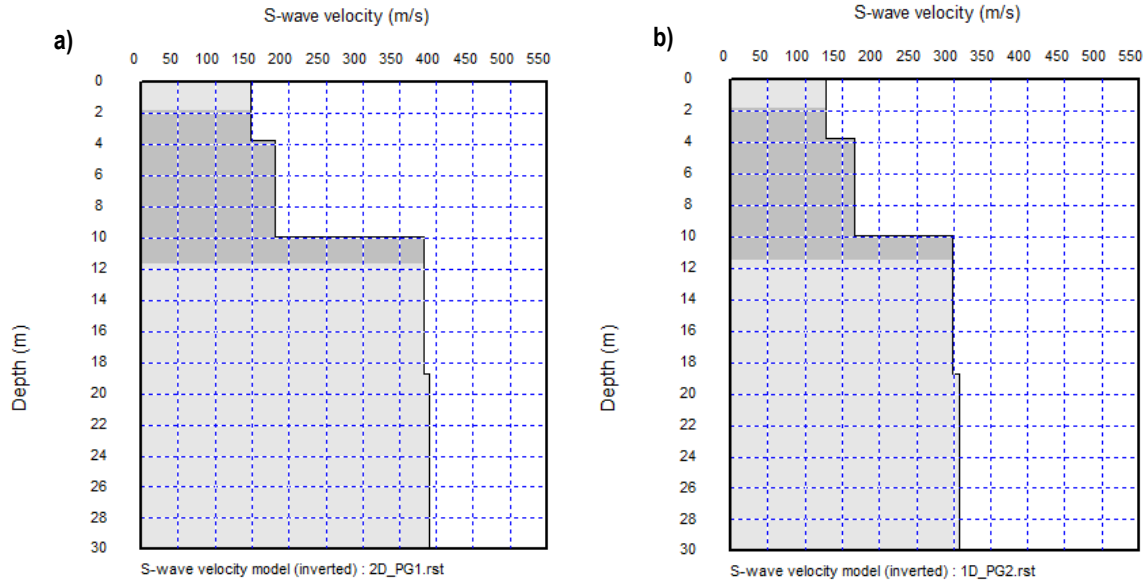


Figura 5-22 – Perfil de velocidad de onda de corte a) PG1 b) PG2. Fuente: elaboración propia.

El tercer arreglo PG3 consiste en un Perfil Unidimensional, el perfil de Velocidad de Onda de Corte (V_s) tiene un valor de (V_{s30}) de 295.3 (m/s) y un (V_{s10}) de 168.7 (m/s) (Ver Figura 5-2323 a). Por otra parte el arreglo PG4, tiene un perfil de Velocidad de Onda de Corte (V_s) con un valor de (V_{s30}) de 326.8 (m/s) y un (V_{s10}) de 181.4 (m/s) (Ver Figura 5-23 b).

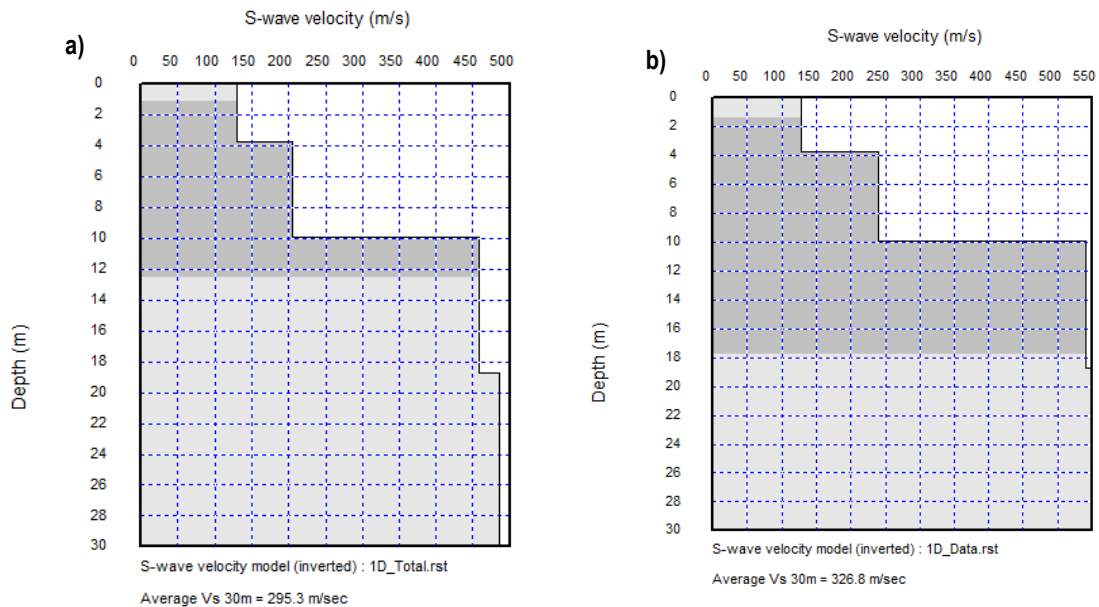


Figura 5-23 - Perfil de velocidad de onda de corte a) PG3 b) PG4. Fuente: elaboración propia.

5.5 TRABAJO DE LABORATORIO

En la Tabla 5-13 se detallan los trabajos de laboratorio realizados para la presente investigación.

Tabla 5-13 - Resumen ensayos de laboratorio. Fuente: elaboración propia.

Tipo de Ensayo	Cantidad
Granulometría	12
Gravedad específica	12
Humedad por secado en horno	76
Densidad Mínima	1
Densidad máxima Proctor	1
Límites de Atterberg	3
Resistencia al corte	1

a) **Propiedades índice:**

En la presente sección se adjuntan los ensayos de caracterización realizados al material transportado de los trabajos de campo. El material presenta una granulometría con alto contenido de finos (Ver Figura 5-24- a) Granulometría Gruesa b) Segregación de Contenido de Finos. Fuente: elaboración propia.

a), el promedio de contenido de finos corresponde a 71,43 (%). Al graficar los datos que corresponden al eje central del punto C1 al C20 no se observa segregación del contenido de finos (Ver Figura 5-24- a) Granulometría Gruesa b) Segregación de Contenido de Finos. Fuente: elaboración propia.

b).

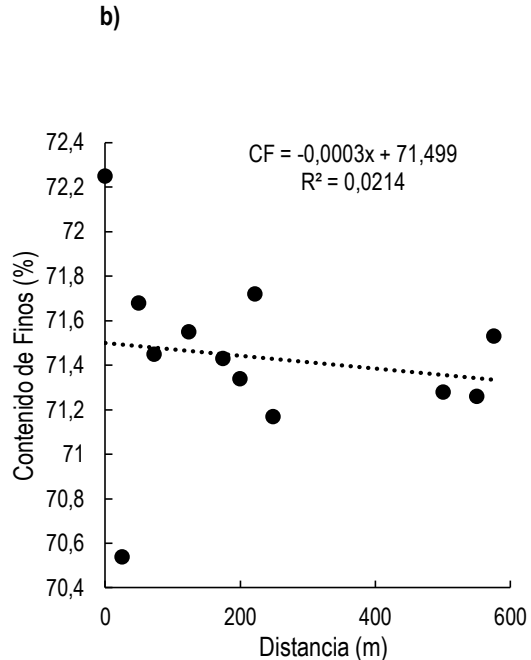
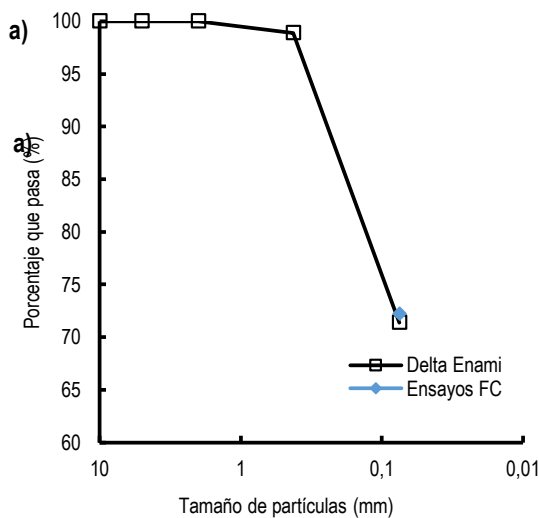


Figura 5-24- a) Granulometría Gruesa b) Segregación de Contenido de Finos. Fuente: elaboración propia.

La gravedad específica tuvo un valor medio de 2,80 de un total de 12 ensayos, la estadística descriptiva de los datos se detalla en la Figura 5-25 - a) Estadística descriptiva Gravedad específica b) Segregación de Gravedad específica. Fuente: elaboración propia.

a) y el gráfico de Gravedad específica en el eje central del punto C1 al C20 se observa en la Figura 5-25 - a) Estadística descriptiva Gravedad específica b) Segregación de Gravedad específica. Fuente: elaboración propia.

b, a partir de este tampoco se presenta una variación o segregación de la gravedad específica en la horizontal.

Indicador	Valor
Promedio	2,80
Mínimo	2,75
Máximo	2,83
Desv.Est	0,03
CV	0,93

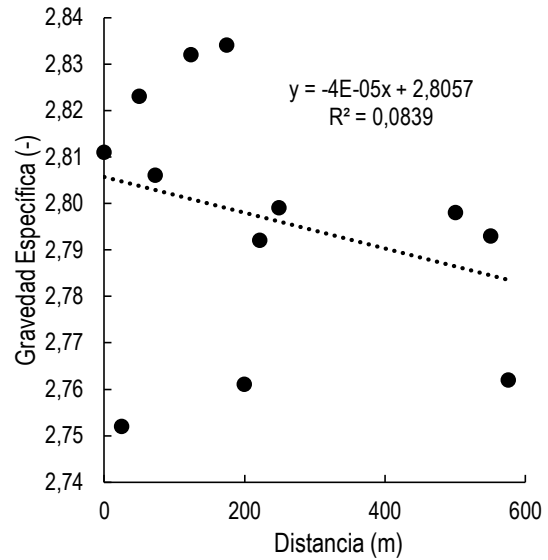


Figura 5-25 - a) Estadística descriptiva Gravedad específica b) Segregación de Gravedad específica. Fuente: elaboración propia.

De los ensayos de límites de Atterberg se obtuvo un límite líquido de 18,4% sin embargo se obtuvo un límite plástico nulo. Por lo que la clasificación del material es **Limo de baja plasticidad (ML)**. La densidad mínima fue de 1,25 g/cc y la densidad máxima seca Proctor de 1,87 (g/cc) con una humedad óptima de 13,51% (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

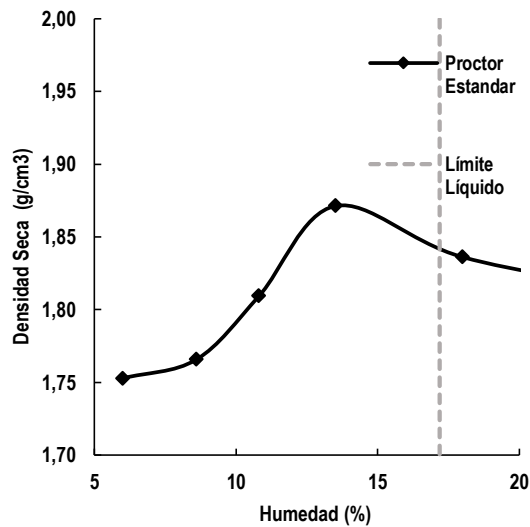


Figura 5-26 - Ensayo de Proctor estándar y límite líquido. Fuente: elaboración propia.

b) **Resistencia al corte:**

En términos de resistencia al corte se realizó un ensayo drenado. Este fue preparado a densidad seca suelta de 1.4 g/cc, humedad de compactación de 14% y posterior saturación y consolidación. Luego de realizados los ensayos de corte (Ver Figura 5-27 –a) Resistencia al corte de relave DELTA-ENAMI b) Ley de falla Mohr Coulomb. Fuente: elaboración propia. a) se encontró un ángulo de fricción de 25° y 0 kPa de cohesión (Ver Figura 5-27 –a) Resistencia al corte de relave DELTA-

ENAMI b) Ley de falla Mohr Coulomb. Fuente: elaboración propia. b). Para la elaboración de los cálculos de estabilidad aún no se tenían estos resultados por lo que se utilizó un antecedente que indicaba que el ángulo de fricción era de 31°.

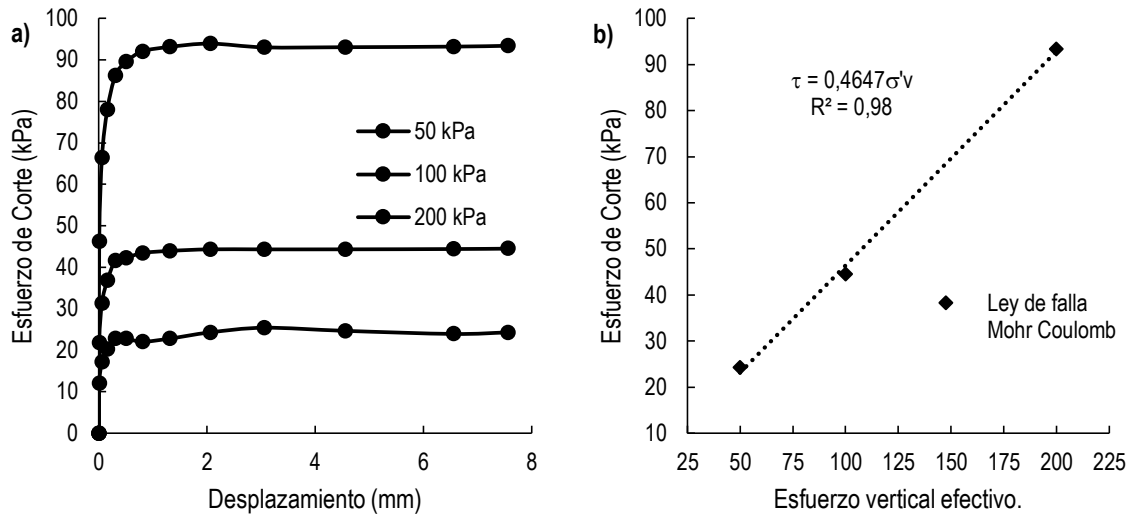


Figura 5-27 –a) Resistencia al corte de relave DELTA-ENAMI b) Ley de falla Mohr Coulomb. Fuente: elaboración propia.

5.6 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS EN SUPERFICIE

Una gran parte de la variabilidad de los parámetros geotécnicos tiene relación con la distribución espacial, tanto de parámetros intrínsecos del material como en el estado in-situ. De esta manera es posible identificar sectores o zonas que se encuentran conformados por materiales particulares y/o que podrían presentar diferentes comportamientos mecánicos. Sin embargo, un análisis de este tipo se condiciona fuertemente con la cantidad de ensayos que pueden ser realizados dentro del contexto de un estudio geotécnico, que habitualmente se condicionan a un número reducido puntos de prospección debido a los elevados costos y tiempos requeridos para su ejecución.

La rapidez y bajo costo de las herramientas empleadas en la presente campaña de trabajos de campo, abren nuevas perspectivas para evaluar y determinar la variabilidad espacial que presentan los relaves durante la fase operacional del depósito Delta-ENAMI.

5.6.1 INTERPOLACIÓN INVERSO DE LA DISTANCIA

A continuación, se presentan los resultados obtenidos desde los análisis bi y tridimensionales (2D y 3D), para evaluar la variabilidad de la resistencia a la penetración dinámica de punta (q_d) y la humedad natural (W_{nat}) in-situ. Para ello ha sido empleado el método del inverso de la distancia, mediante el uso del programa computacional RockWorks 16.

a) Grilla de interpolación:

Se definió una grilla con las siguientes características, de acuerdo a las coordenadas del proyecto (UTM) la cual se detalla en la Tabla 5-144.

Tabla 5-14 - Grilla de análisis. Fuente: elaboración propia.

Coordenada	Mínimo	Máximo	Espaciamiento	Nodos	Rango
X	285,879	286,813	5	188	934

Y	6,622,474	6,623,271	5	160	797
Z	-4	0	0.5	9	8

En la - Ubicación y dimensiones de la grilla. Depósitos de relaves Delta-ENAMI. Fuente: elaboración propia. se detalla la grilla de análisis y su ubicación en relación al depósito de relaves espesados. Para mayor claridad los modelos de interpolación fueron truncados con un polígono que tiene la forma del depósito.

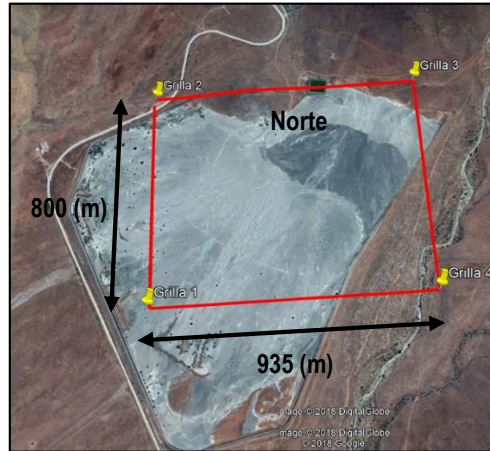


Figura 5-28 - Ubicación y dimensiones de la grilla. Depósitos de relaves Delta-ENAMI. Fuente: elaboración propia.

b) Interpolación de la resistencia dinámica de punta, qd:

A continuación, se presenta un análisis espacial de la resistencia a la penetración encontrada mediante penetrómetro ligero dinámico. A continuación, se muestran vistas en planta a diferentes profundidades desde la superficie del depósito partiendo por Z = 0 (m). Ver Figura 5-29 a) y b).

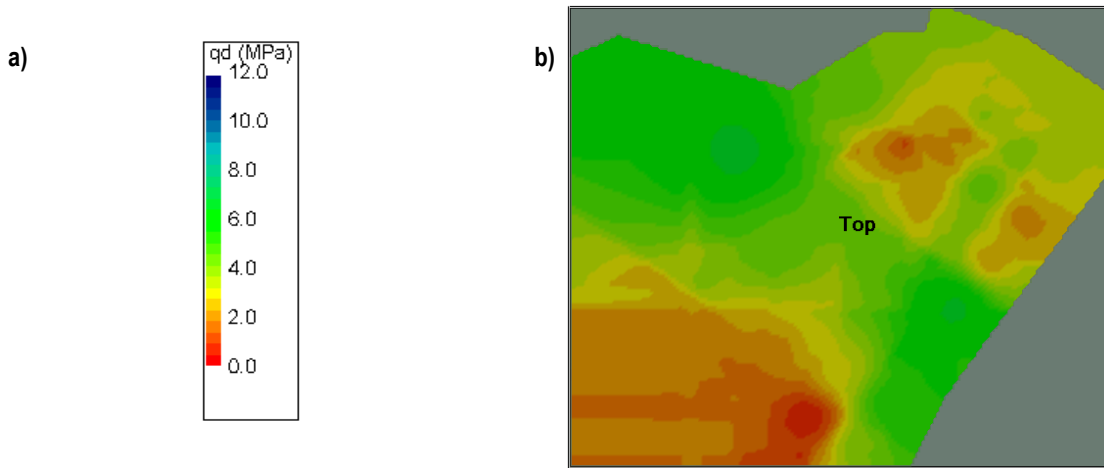


Figura 5-29 –Resistencia a la penetración a) Paleta de colores b) z = 0 (m). Fuente: elaboración propia.

En la Figura 5-30 – Resistencia a la penetración a) z = 1 (m) b) z = 2 (m). Fuente: elaboración propia.

a y b se detallan cortes horizontales a profundidades z = 1 (m) y z = 2 (m).

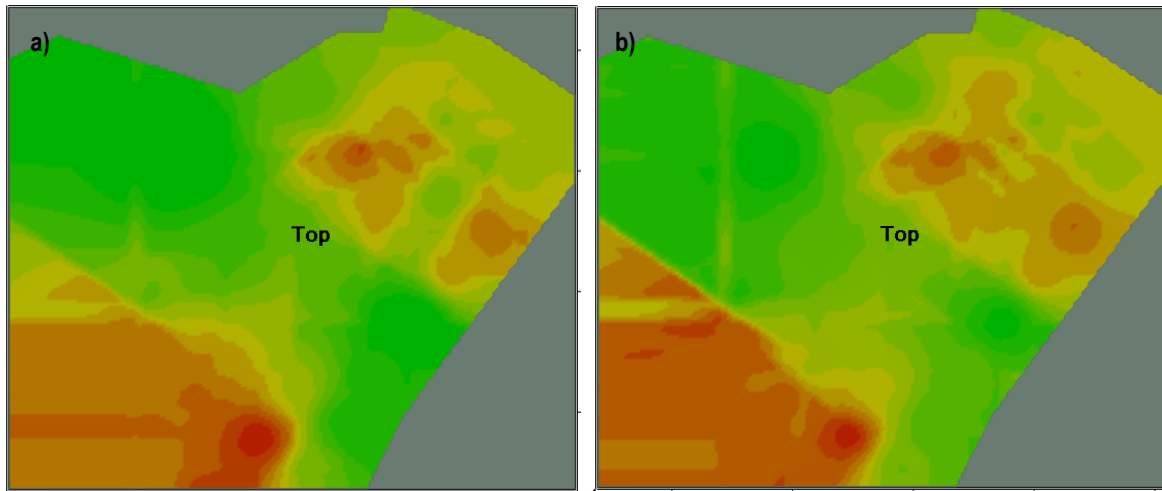


Figura 5-30 – Resistencia a la penetración a) $z = 1$ (m) b) $z = 2$ (m). Fuente: elaboración propia.

En la Figura 5-31- Resistencia a la penetración a) $z = 3$ (m) b) $z = 4$ (m). Fuente: elaboración propia.

a y b se detallan cortes horizontales a profundidades $z = 3$ (m) y $z = 4$ (m).

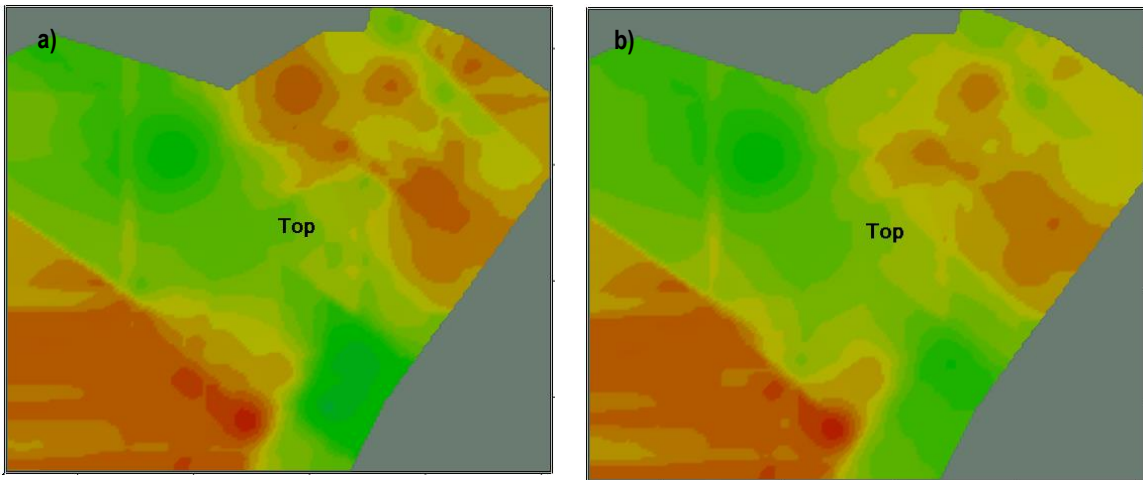


Figura 5-31- Resistencia a la penetración a) $z = 3$ (m) b) $z = 4$ (m). Fuente: elaboración propia.

Del análisis en planta a diferentes altura de las Figura 5-29 –Resistencia a la penetración a) Paleta de colores b) $z = 0$ (m). Fuente: elaboración propia.

, Figura 5-30 – Resistencia a la penetración a) $z = 1$ (m) b) $z = 2$ (m). Fuente: elaboración propia.

a y b Figura 5-31- Resistencia a la penetración a) $z = 3$ (m) b) $z = 4$ (m). Fuente: elaboración propia.

a y b, se observa que las zonas con resistencias más alta corresponden a la etapa de deposición 1, adicionalmente la zona de deposición 1 posee una resistencia relativamente homogena aun en profundidad, observación consistente con el análisis de los penetrogramas sin uso de técnicas de espacialización. Sin embargo se debe considerar el efecto de otras variables como el confinamiento. Esto debe ser analizado en más detalle para posteriores cálculos. La zona 1 es la de mayor antigüedad, de acuerdo con la cronología de deposición, por lo que su mayor resistencia se debe principalmente a un mayor tiempo de secado. Las zonas más débiles corresponden al sector Sur - Oeste del depósito y la Zona Nor-Este

en la profundidad. Utilizando las elevaciones se obtiene un modelo mas refinado del depósito el cual se muestra en la Figura 5-32.

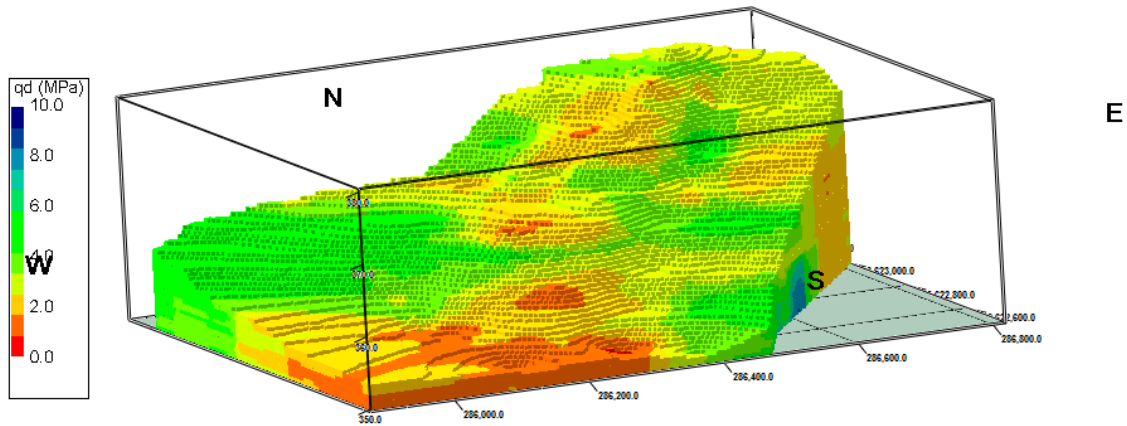


Figura 5-32 – Modelo tridimensional del depósito, resistencia por punta (MPa). Fuente: elaboración propia.

c) Definición de zonas de riesgo:

Basado en los valores de resistencia a la penetración es posible identificar zonas débiles que pudiesen generar problemas durante la operación del depósito, para esto es necesario tener una visión general del depósito, para esto se realizará un diagrama que permita visualizar los ejes estudiados en mayor detalle. A continuación, se presenta una vista tridimensional del depósito, los ejes se señalan en la figura. Los cortes corresponden a los ejes de análisis principales, Norte, Central y Sur. Ver Figura 5-33.

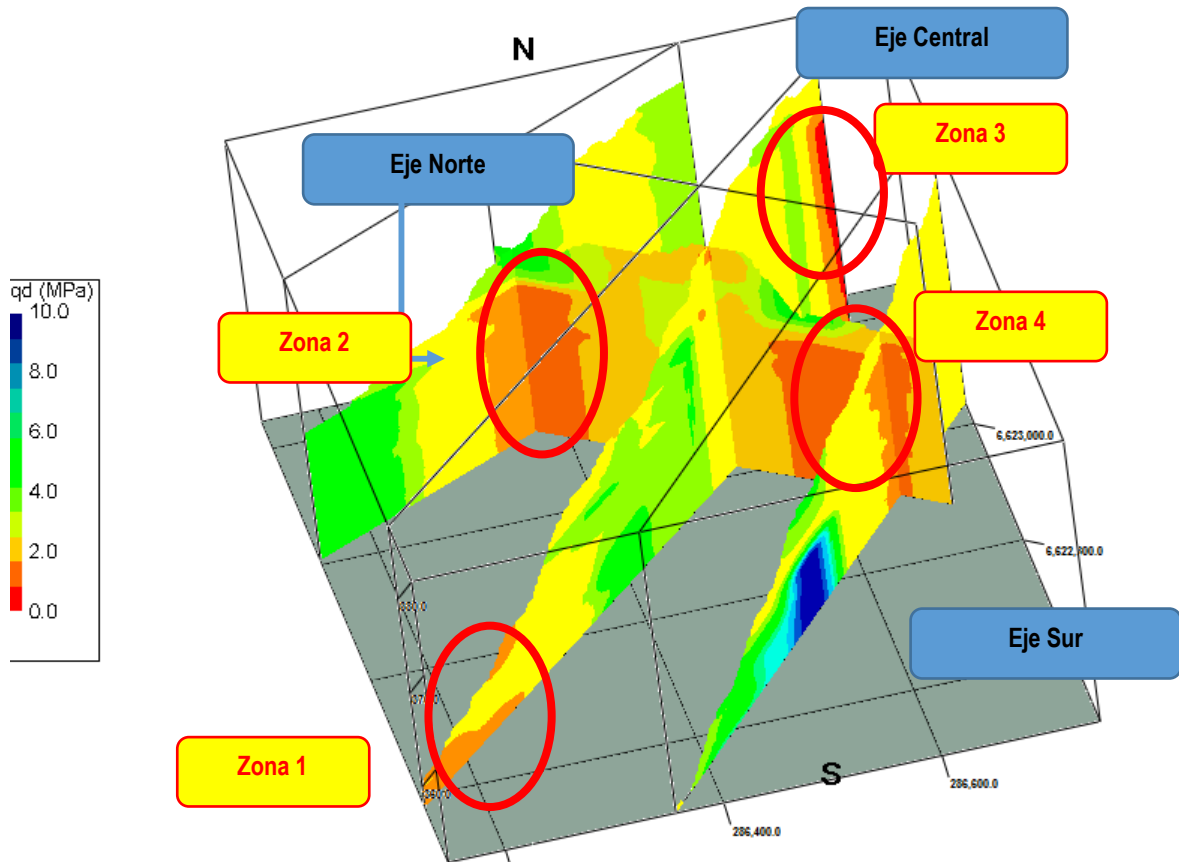


Figura 5-33- Definición de zonas de riesgo. Fuente: elaboración propia.

Se puede observar 4 zonas de baja resistencia, de las cuales 3 son de importancia debido a que se encuentran bajo zonas que en superficie presentan un bajo porcentaje de humedad, generando mayores resistencias en superficie que en profundidad. Especial énfasis se hace en la zona 2 y 4 ya que se encuentran en zonas antiguas del depósito, lo cual puede significar problemas de estabilidad para futuras expansiones del depósito. La Zona 1 no resulta de interés ya que esta zona se encuentra cerca de la depositación hidráulica actual, la Zona 3 por otro lado presenta una baja altura de relave en la actualidad. Ver Figura 5-34.

Zona	Coordenada	
	Este	Norte
1	286130	6622555
2	286464	6623057
3	286662	6622908
4	286667	6623160

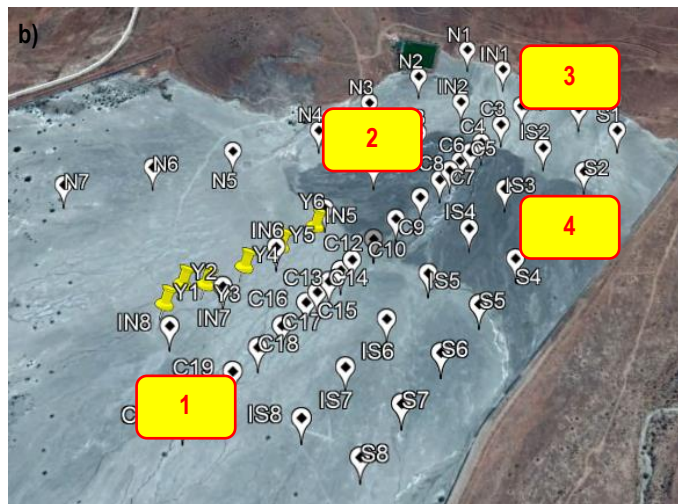


Figura 5-34 - Identificación de zonas de riesgo a) Coordenadas UTM b) Ubicación en planta. Fuente: elaboración propia.

d) **Interpolación del contenido de humedad:**

A partir de los datos de medición mediante sensor de humedad y prospección mediante barreno se obtiene un análisis espacial de la humedad. Como se puede observar en las Figura 5-35 a) y b), el contenido de humedad predominante es alrededor de un 15 % consistente con el promedio de datos del sensor superficial (sólo datos en superficie), adicionalmente se observa claramente una zona con mayores contenidos de humedad lo cual es consistente con la etapa 3 de depositación.

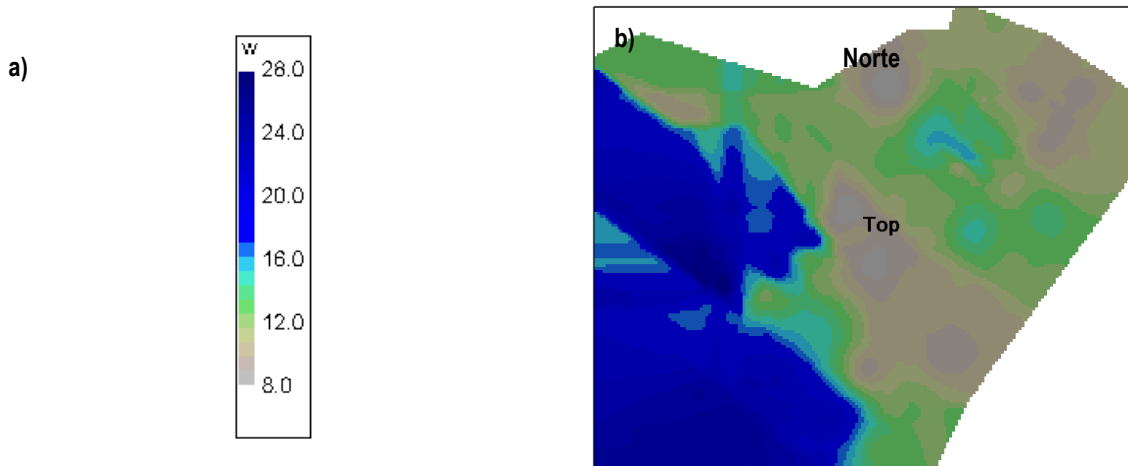


Figura 5-35- a) Paleta de colores b) Contenido de humedad gravimétrico, z = 0 (m). Fuente: elaboración propia.

En la Figura 5-36 a) y b) se observan mapas de humedades a distintas profundidades Z = 1 (m) y Z = 2 (m) respectivamente.

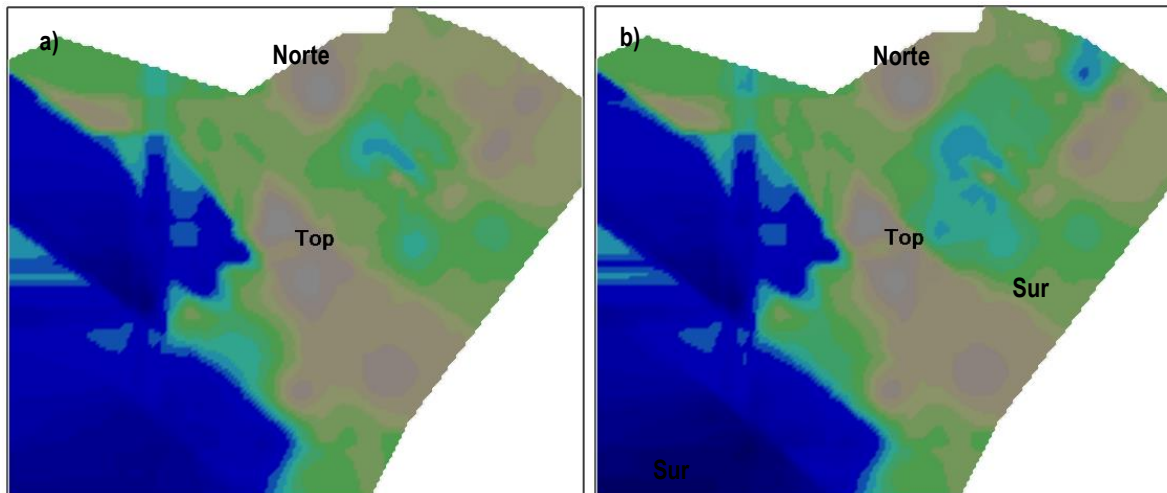


Figura 5-36 - Contenido gravimétrico de humedad a) z = 1 (m) b) z = 2 (m). Fuente: elaboración propia.

En la Figura 5-37 - Contenido gravimétrico de humedad a) z = 3 (m) b) z = 4 (m). Fuente: elaboración propia. a y b se observan mapas de humedades a distintas profundidades Z = 3 (m) y Z = 4 (m) respectivamente.

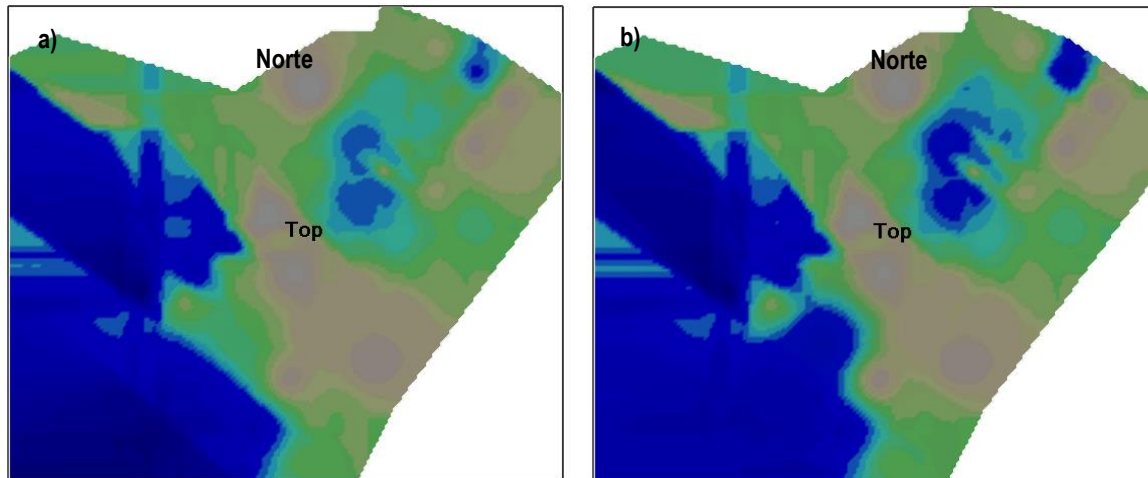


Figura 5-37 - Contenido gravimétrico de humedad a) $z = 3$ (m) b) $z = 4$ (m). Fuente: elaboración propia.

e) **Comparación contenido de humedad y resistencia por punta:**

Las modelaciones realizadas en dos dimensiones (2D) de la resistencia dinámica de punta (q_d) y de la humedad natural, presentan una adecuada consistencia física (Figura 5-38 Modelación en dos dimensiones (2D) obtenida a igual profundidad. a) Resistencia dinámica de punta (q_d). b) Humedad natural (W_{nat}). Depósito ENAMI-Delta. Fuente: elaboración propia.

), considerando que ambos parámetros se correlacionan de manera inversa. En efecto, los valores bajos de q_d se correlacionan con los porcentajes altos de humedad, mientras que los valores altos de q_d con porcentajes bajos de humedad.

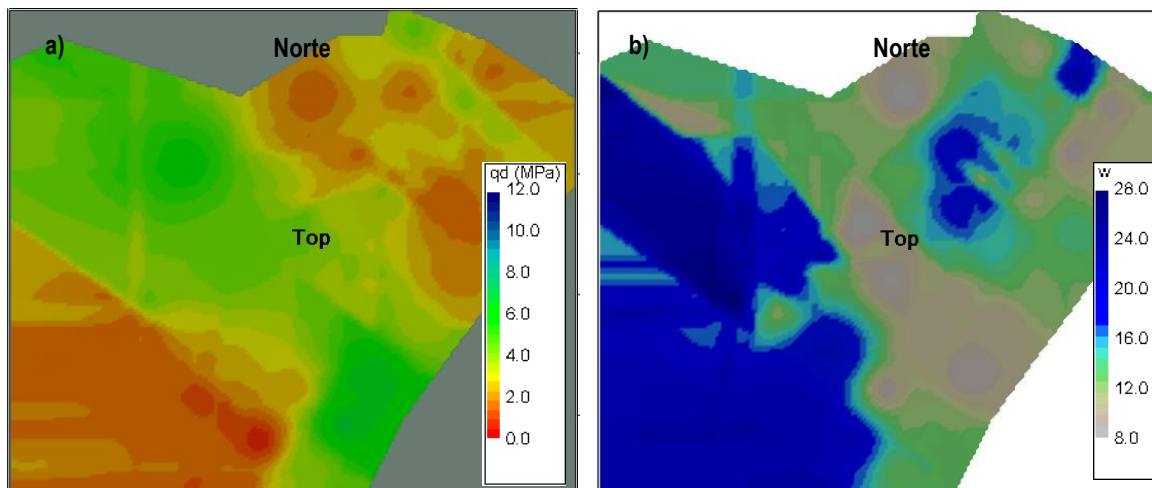


Figura 5-38 Modelación en dos dimensiones (2D) obtenida a igual profundidad. a) Resistencia dinámica de punta (q_d). b) Humedad natural (W_{nat}). Depósito ENAMI-Delta. Fuente: elaboración propia.

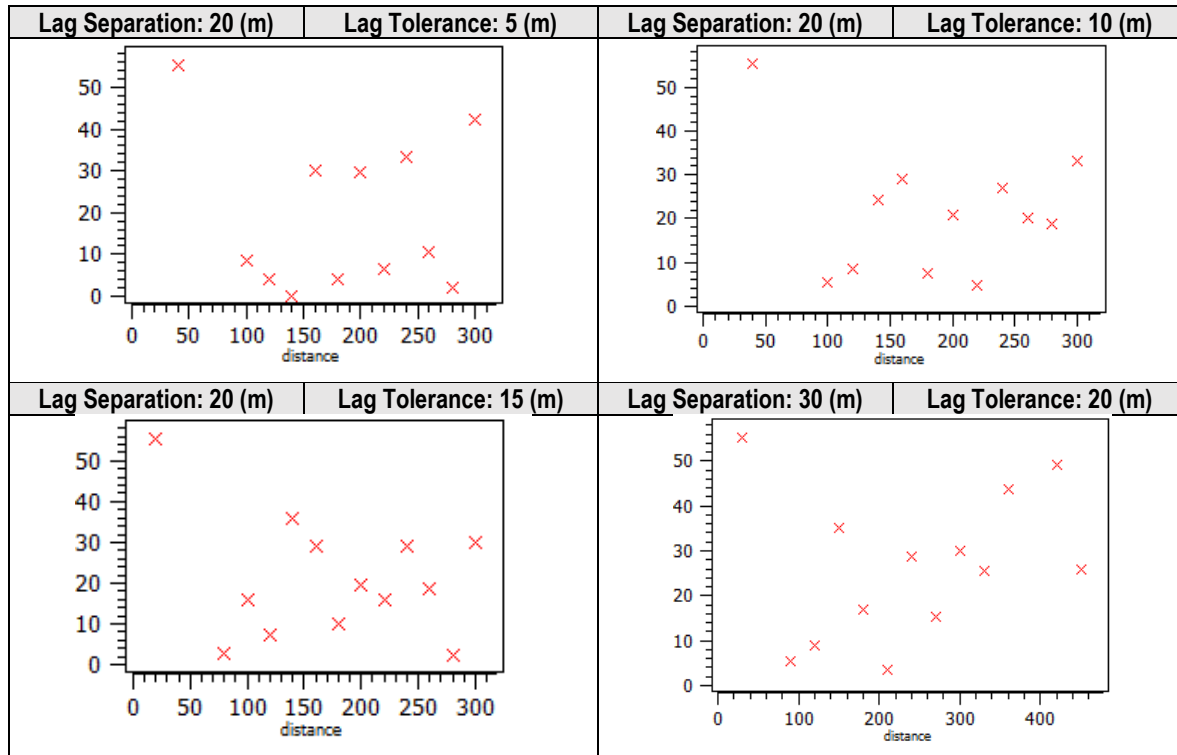
5.6.2 INTERPOLACIÓN GEOESTADÍSTICA

a) **Cálculo y ajuste de variograma para humedad natural:**

Para realizar un análisis geoestadístico es necesario formar un variograma experimental y posteriormente ajustar un modelo a dicho variograma experimental. Para el cálculo del variograma experimental se sensibilizó respecto al parámetro Lag y los parámetros de la esfera de búsqueda para identificar alguna dirección con una estructura de variación definida.

El número de lags se dejó fijo en 30, se realizó el análisis considerando la dirección de 90° de azimuth y 0° de Dip, con una tolerancia de 22.5 y ancho de banda fijo de 10 (m) en la Tabla 5-15 se observan los variogramas experimentales parametrizados respecto al lag.

Tabla 5-15 - Parametrización de Lag. Fuente: elaboración propia.



Se observa una tendencia para el caso de Lag 30 (m) y tolerancia de 20 (m) por lo que se procede a ajustar un modelo para dichos parámetros. Resulto inviable ajustar una única estructura de variación para todos los puntos por lo que se utilizaron 2 estructuras con los parámetros de la Tabla 5-16.

Tabla 5-16 - Parámetros modelo de variograma. Fuente: elaboración propia.

Variograma	Estructura 1	Estructura 2
Modelo	Gaussiano	Gaussiano
Varianza	14.953	10
Máximo	450	450
Medio	450	130.5
Azimuth	45	90

El ajuste de los modelos se observa en la Figura 5-39- Modelo de variograma ajustado. Fuente: elaboración propia.

, la dirección de 160° es la que presenta el peor ajuste, sin embargo las dirección de interés del modelo corresponde a 45° y 90° las cuales presentan un ajuste razonable considerando que la suma de las varianzas debe sumar la varianza de los

datos experimentales. Esto último para que el análisis sea válido fuera del alcance ya que el variograma experimental se obtuvo con la mitad del dominio aproximadamente como se suele realizar en geoestadística.

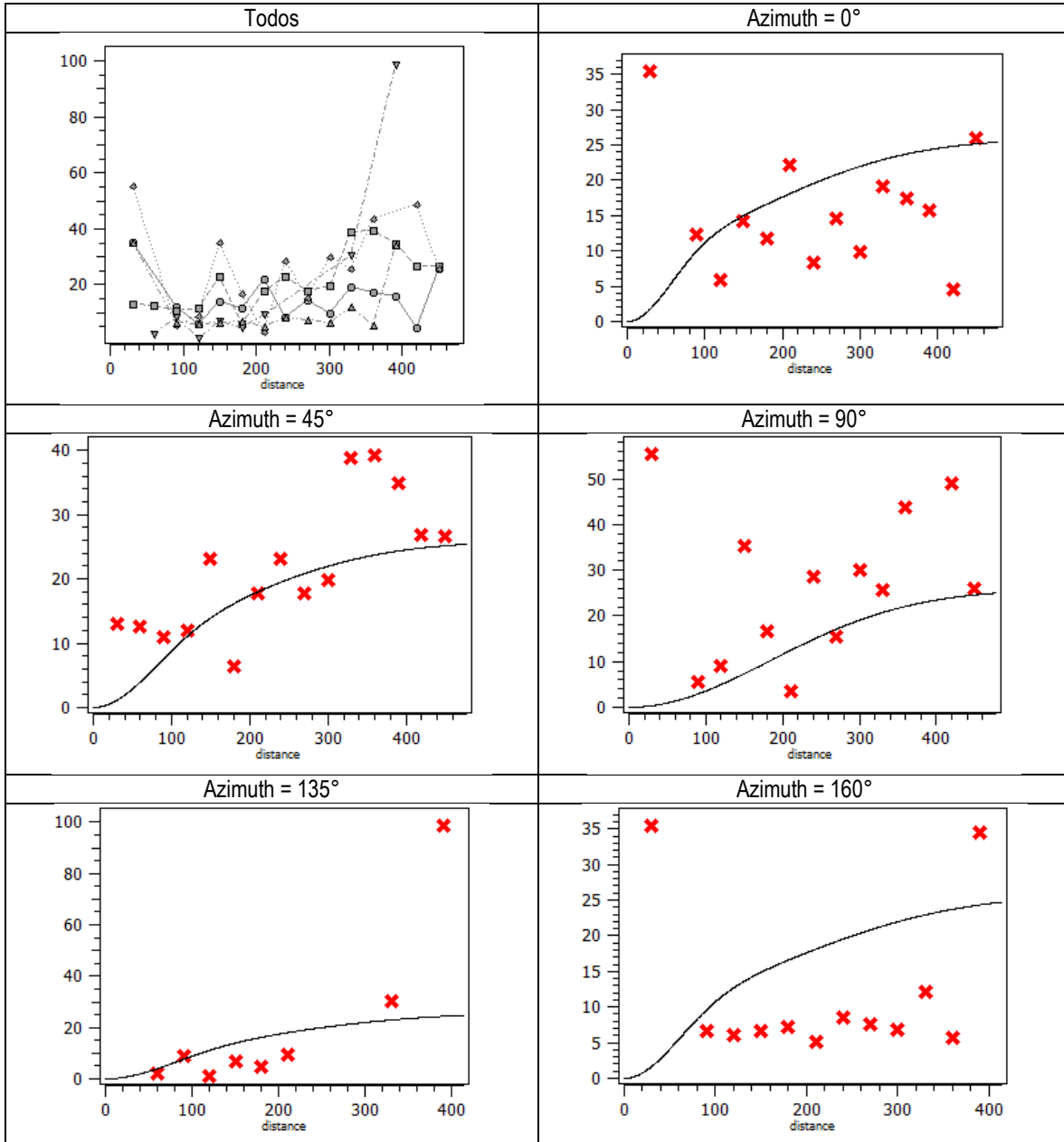


Figura 5-39- Modelo de variograma ajustado. Fuente: elaboración propia.

b) Kriging Ordinario de humedad natural:

Los parámetros del elipsoide de búsqueda corresponden a radio máximo y mínimo de 300 (m), azimuth de 0° y se varió el número máximo de datos cercanos a considerar en la estimación en 3,5,6 y 9 como se observa en la Figura 5-40.

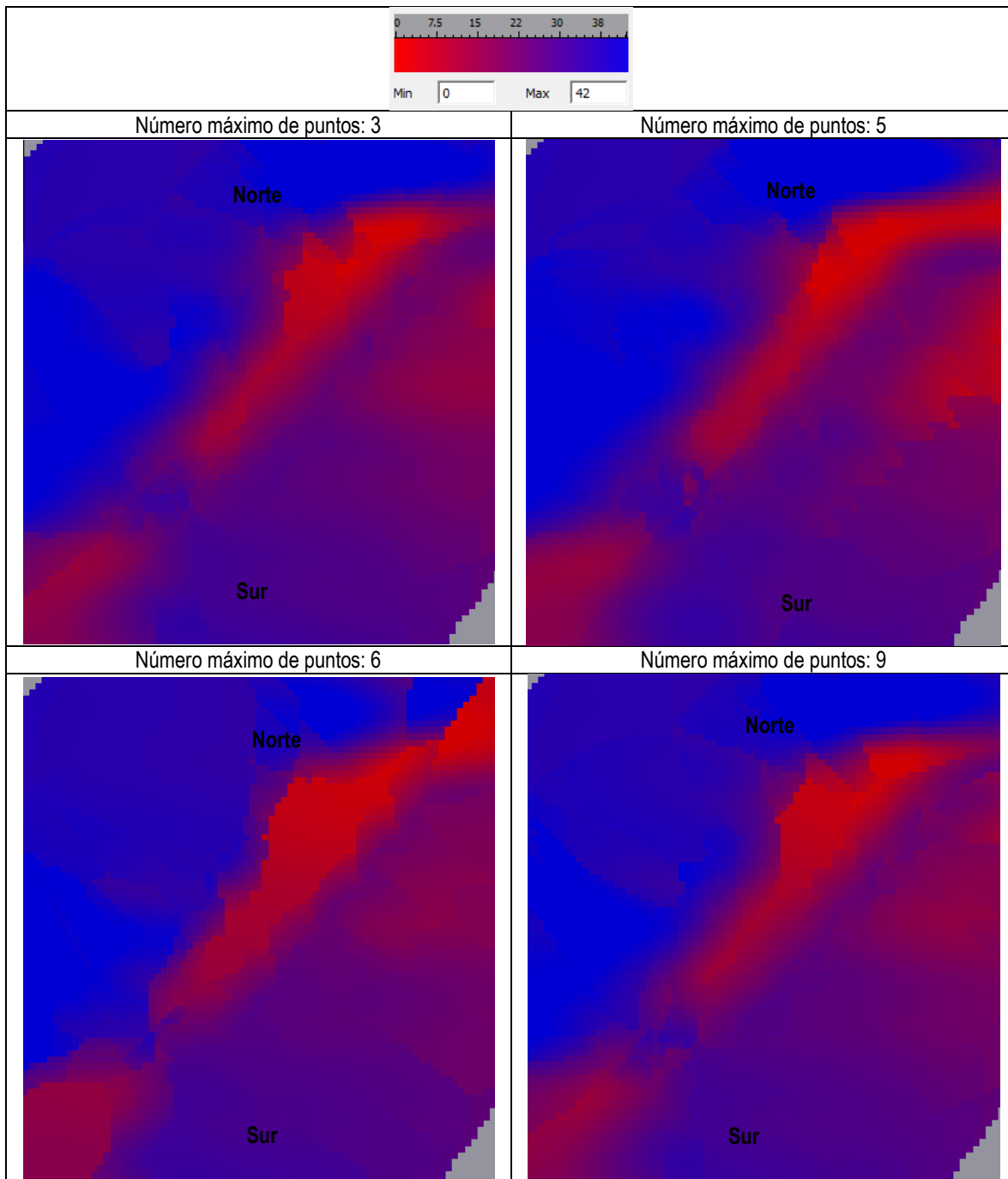


Figura 5-40-Parametrización de número máximo de puntos. Fuente: elaboración propia.

Es posible observar que al variar el número máximo de puntos principalmente varía el contenido de humedad del eje central.

c) Comparación Kriging Ordinario y Interpolación inverso de la distancia:

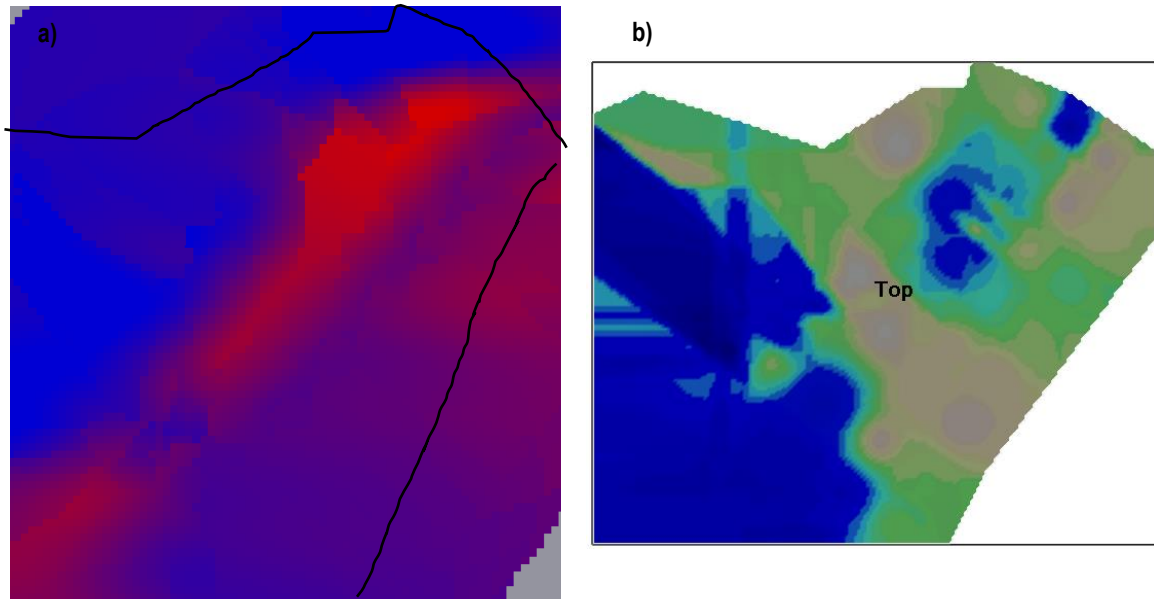


Figura 5-41- Comparación a) Geoestadística b) Kriging. Fuente: elaboración propia.

Se observa de la comparación de ambas técnicas en la Figura 5-41- Comparación a) Geoestadística b) Kriging. Fuente: elaboración propia.

que la técnica de inverso de la distancia fue capaz de identificar los cambios de humedad drásticos observados en el depósito. La geoestadística al tener cambios suaves no permitió estimar este cambio entre zonas homogéneas de secado lo cual sí se observaba en el depósito. Es decir, se debió haber realizado un análisis para 2 poblaciones las cuales corresponden con la etapa 1 y 2 de depositación y la etapa 3 para tener un análisis completo del depósito, por lo que la interpolación de kriging generada sería válida sólo para la etapa 3 de depositación considerando lo observado mediante imágenes satelitales.

d) Cálculo y ajuste de variograma para resistencia la penetración, qd:

Análisis previos de la zona mediante técnicas de geoestadística determinan que el variograma omnidireccional horizontal no fue concluyente (Figura 5-42- a) Variograma Omidireccional b) Variograma Eje Sur. Fuente: elaboración propia

a). Que el variograma vertical tiene una estructura definida y que el eje sur pareciera tener una estructura definida en la zona sur o etapa de depositación 1 o 3, sin embargo, al pasar a la zona Norte del depósito o etapa de depositación 2 la varianza vuelve a disminuir (Figura 5-42- a) Variograma Omidireccional b) Variograma Eje Sur. Fuente: elaboración propia

b). Esto sumado a los antecedentes de análisis cualitativo parecen indicar que se está trabajando con 2 poblaciones de datos. Una homogénea en la Zona Norte o etapa de depositación 2 y una que presenta una estructura definida correspondiente a la Zona Sur o etapa de depositación 1 o 3.

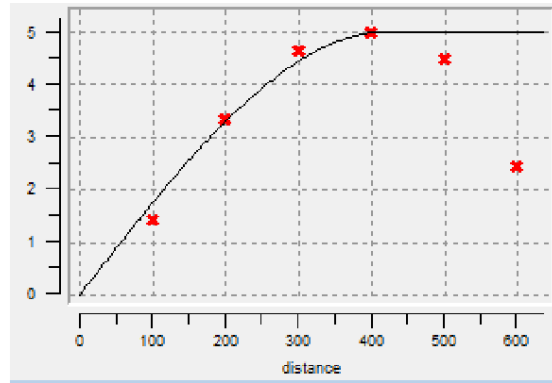
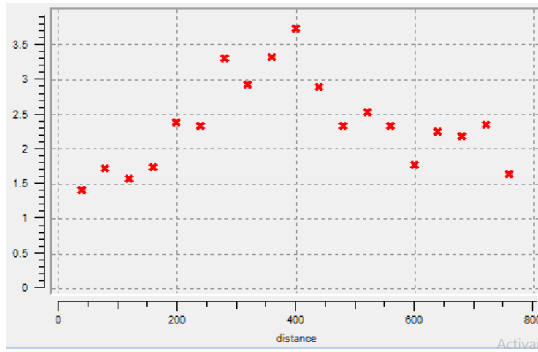


Figura 5-42- a) Variograma Omidireccional b) Variograma Eje Sur. Fuente: elaboración propia

Considerando los antecedentes de análisis geoestadístico en el depósito se separa en 2 zonas de similares características, principalmente tiempos de depositación y secado semejantes. Del análisis anterior se concluyó que esta forma de análisis es más apropiada dadas las características del depósito. Como se determinó en el análisis de humedad y considerando la demanda computacional de realizar un análisis en variadas direcciones se analizan las direcciones de 45° y 135° perpendiculares entre sí a lo largo del depósito. Algunas de las características necesarias para el cálculo del variograma experimental se detallan en la Tabla 5-177.

Tabla 5-17 - Parámetros para Variograma. Fuente: elaboración propia.

Zona	Norte	Sur
Promedio	2.79	3.02
Varianza	2.05	3.26
Histograma		

Para la zona Norte se calcula el variograma experimental utilizando como parámetros aquellos determinados según análisis de sensibilidad que permitió (o no permitió) encontrar una estructura de variación espacial. Los parámetros son; número de lags 9, separación de lags 30 (m), tolerancia de lag de 20 (m), azimut de 45°, Dip de 0°, Tolerancia de 22.5° y Ancho de banda de 10 (m). Se determinó que para todas las direcciones se sigue un comportamiento similar al de azimut de 45°, se concluye que no hay estructura de variación en la zona Norte, sino que se sigue un modelo de efecto Pepita con un valor de 1.8 de varianza el cual no coincide con la varianza de los datos, esto puede deberse a que en el cálculo del variograma se están promediando con menor importancia los valores extremos o se han omitido algunos de acuerdo con la tolerancia seleccionada. Ver Figura 5-43.

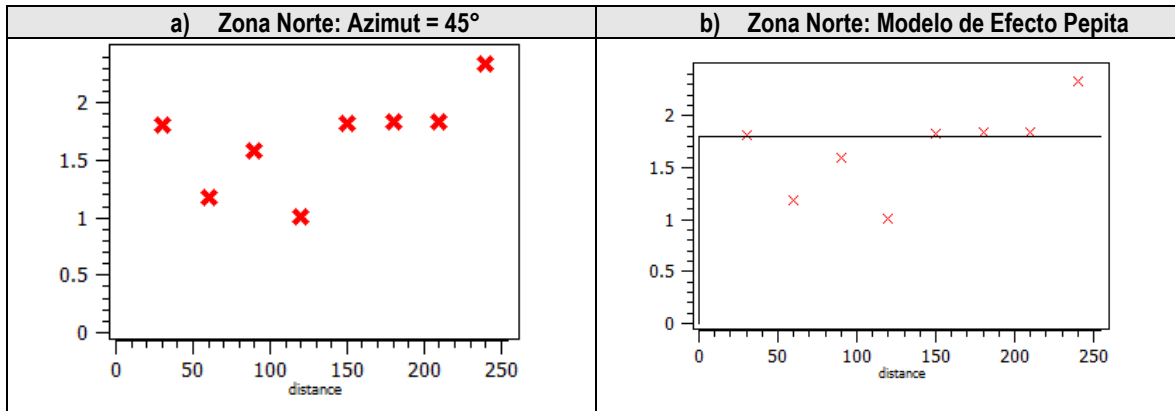


Figura 5-43 – Zona Norte a) Variograma Experimental y b) Teórico. Fuente: elaboración propia.

Como resultado de este análisis no es de interés realizar un análisis geoestadístico de la Zona Norte. Por otra parte para la zona sur Si es posible obtener una estructura de variación ver Figura 5-44 - Zona Sur a) Variograma Experimental y b) Teórico. Fuente: elaboración propia.

a).Para su estimación se utilizó número de lags de 9, separación de lags de 30 (m), tolerancia de lags de 20 (m), azimut de 45°, Dip de 0°, Tolerancia de 22.5° y Ancho de banda de 10 (m). Figura 5-44.

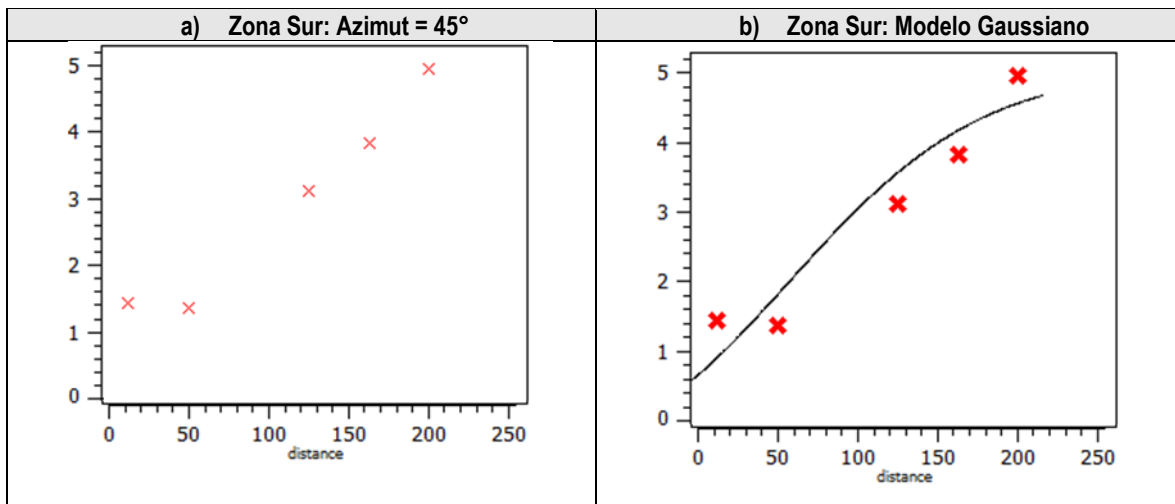
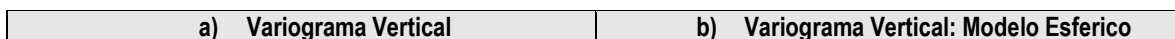


Figura 5-44 - Zona Sur a) Variograma Experimental y b) Teórico. Fuente: elaboración propia.

Luego se ajustó un modelo gaussiano (Ver Figura 5-44 - Zona Sur a) Variograma Experimental y b) Teórico. Fuente: elaboración propia.

Figura 5-44 b) de parámetros; varianza 4.4, Alcance máximo de 232.2 y azimuth de 45° con el resto de los parámetros en 0. Para ambas zonas el variograma vertical fue similar, en la Figura 5-45- a) Variograma experimental Vertical b) Variograma teórico Vertical. Fuente: elaboración propia. a) se muestra el variograma experimental vertical de la Zona Norte. A ambas zonas se les ajustó el mismo variograma vertical teórico esférico el cual se muestra en la Figura 5-45- a) Variograma experimental Vertical b) Variograma teórico Vertical. Fuente: elaboración propia. b) con varianza 0.5, azimuth 45°, Dip de 90° y alcance de 0.44 (m).



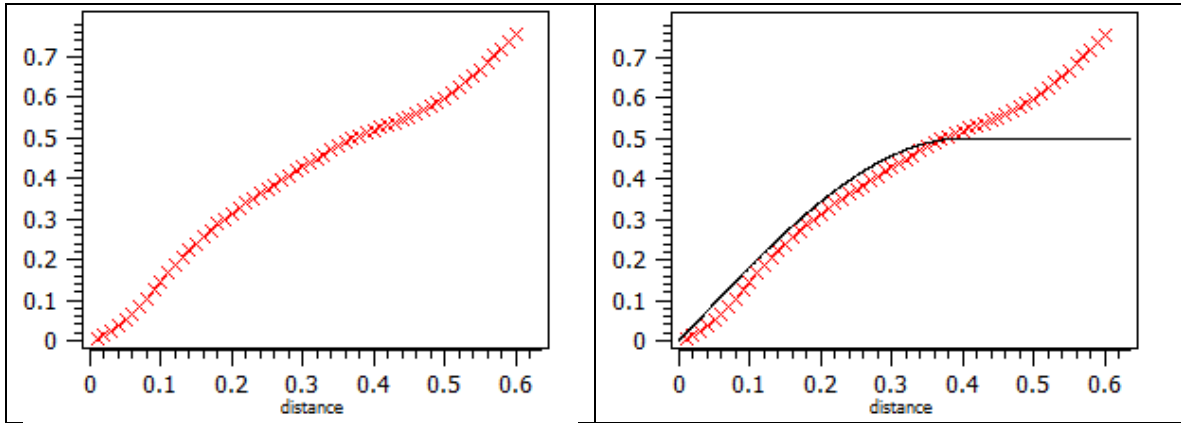


Figura 5-45- a) Variograma experimental Vertical b) Variograma teórico Vertical. Fuente: elaboración propia.

e) **Kriging Ordinario para resistencia la penetración, qd:**

Seleccionando una esfera de búsqueda con dimensiones de 450x450x0.02 utilizando aproximadamente las dimensiones de la zona y la discretización de datos del penetrograma, se dejaron las direcciones de análisis fijas y se varió el número máximo de puntos a considerar en la estimación de un dato. Los resultados de dicha sensibilización se muestran en la Figura 5-46.

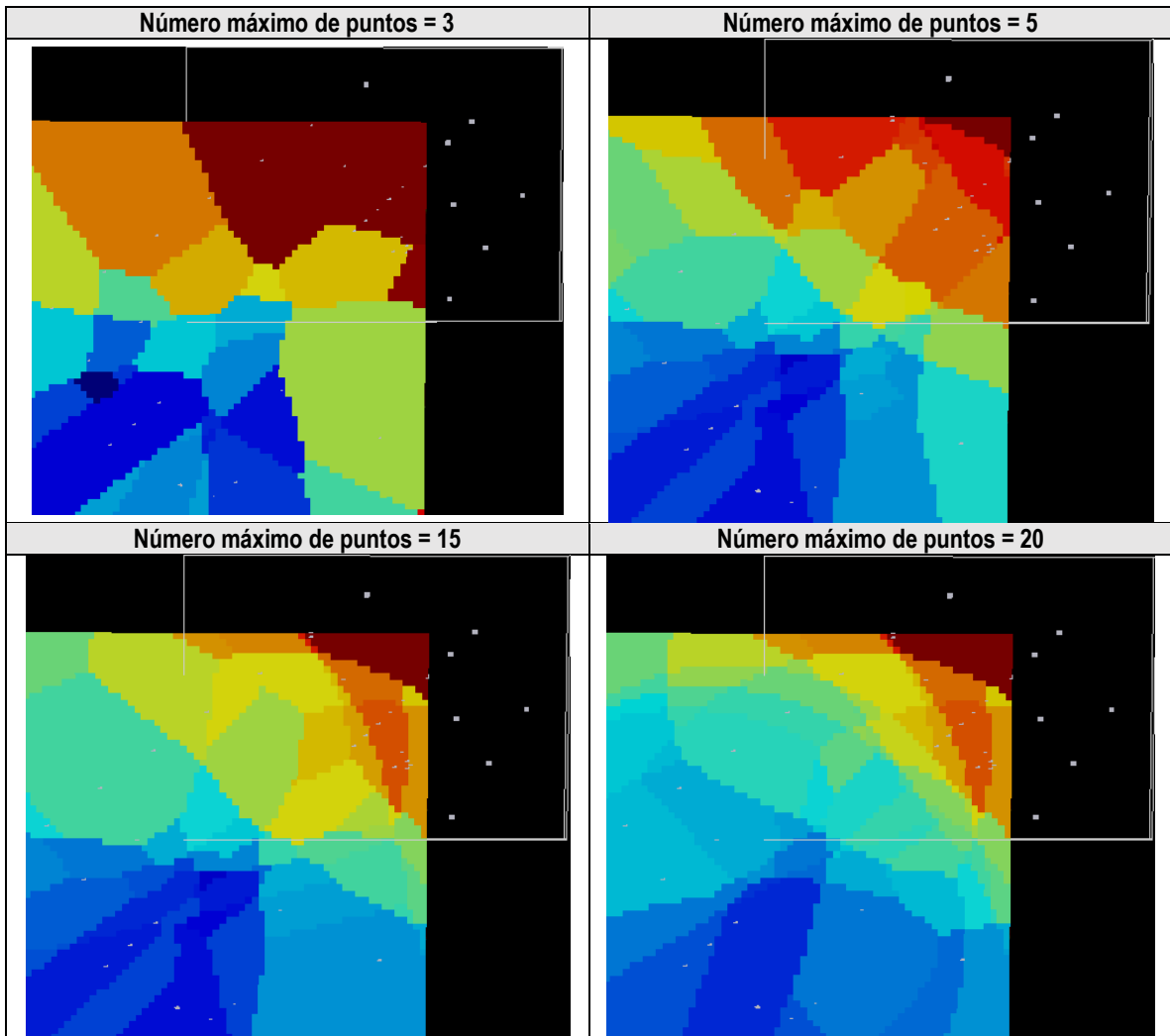


Figura 5-46- Kriging Ordinario Zona Sur variando número máximo de puntos. Fuente: elaboración propia.

Se observa en la Figura 5-46- Kriging Ordinario Zona Sur variando número máximo de puntos. Fuente: elaboración propia.

que el resultado más consistente con lo observado en terreno corresponde a un número máximo de puntos de 15.

f) Comparación Kriging Ordinario e interpolación:

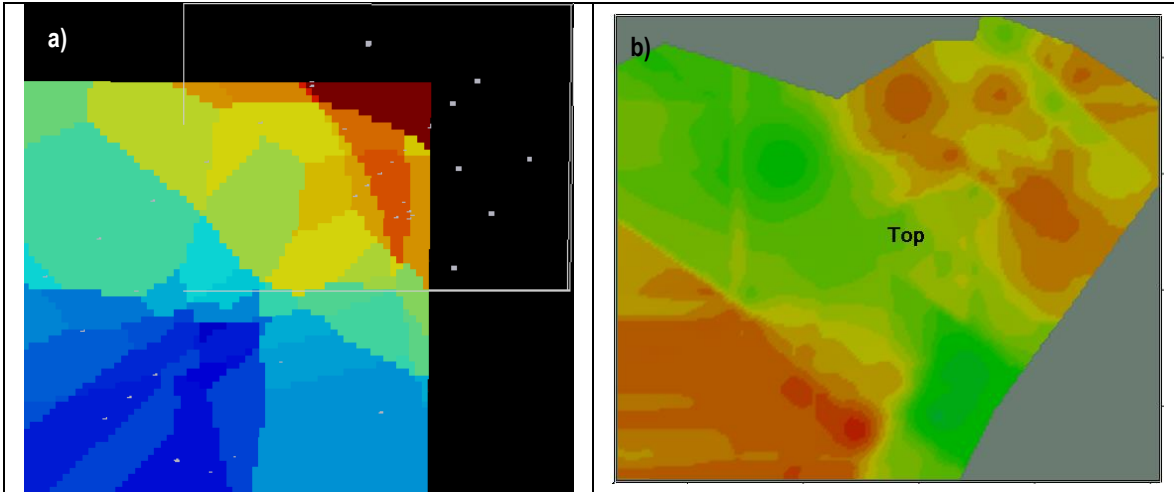


Figura 5-47- a) Geoestadística resistencia por punta b) Inverso de la distancia resistencia por punta. Fuente: elaboración propia.

Se observa que en este caso ambos análisis presentan resultados semejantes (Figura 5-47). Sin embargo, la geoestadística no resulto apropiada para la zona de depositación 1. Como conclusión de este análisis se determina que cuando no se presenten estructuras variográficas definidas es conveniente utilizar la técnica de inverso de la distancia para tener una estimación de los datos en la zona.

5.7 CORRELACIÓN ENTRE PENETROMETROS Y VARIABLES DE ESTADO

En esta sección se realizan regresiones experimentales de terreno entre la resistencia por punta y las variables de estado estudiadas para determinar tendencias para los materiales prospectados. Como se mencionó en el acápite anterior hay evidencia que sustenta una relación entre la variable resistencia por punta y el contenido de humedad gravimétrico en este tipo de materiales.

Para eliminar el efecto de la presión de confinamiento del análisis es necesario realizar una corrección mediante un Factor de corrección por confinamiento para penetrómetros ligeros, se utilizará el factor de corrección de la ecuación 5.1 (Zúñiga, Rojas, Suazo, & Villavicencio, 2018), con la mejor información disponible a la fecha de la elaboración del presente informe se utilizó un valor m de 0,192 análogo al valor obtenido en laboratorio para arenas de relaves.

$$(5.1) \quad C_q = \left(\frac{100}{\sigma'_v} \right)^m$$

a) Relación profundidad – resistencia por punta, qd:

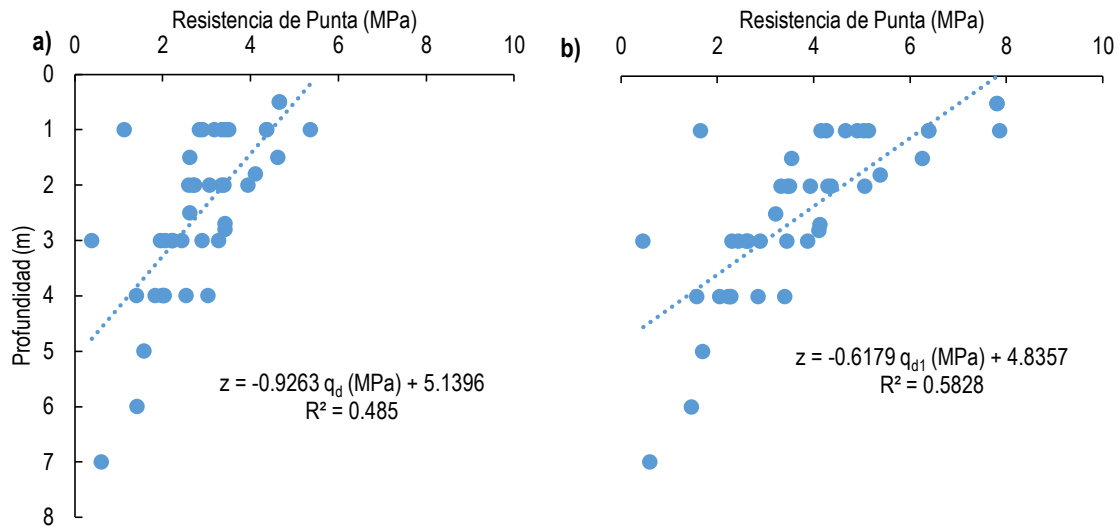


Figura 5-48 – a) Correlación profundidad resistencia por punta b) Correlación resistencia por punta profundidad.
Fuente: elaboración propia.

Se observa en la Figura 5-48 una disminución de la resistencia por punta al aumentar la profundidad.

b) Relación Densidad – resistencia por punta, q_d:

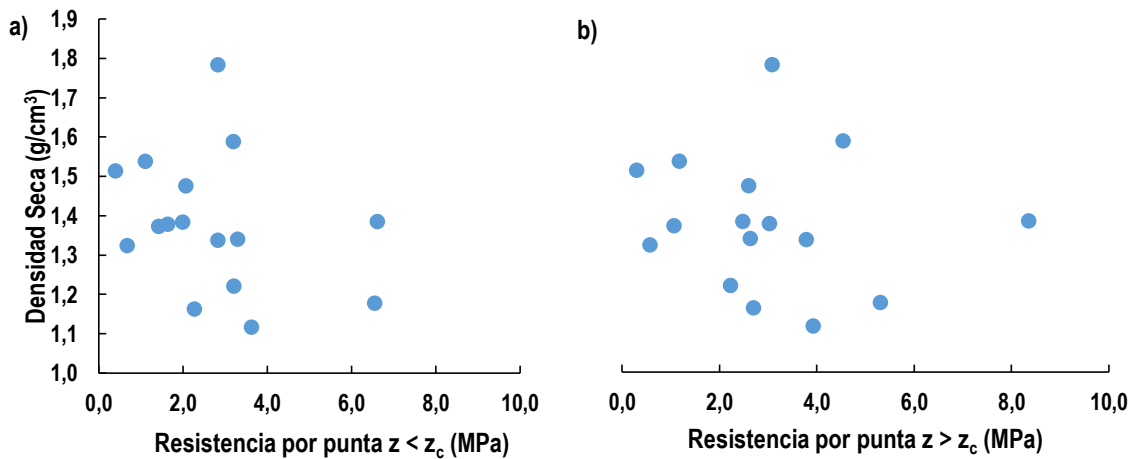


Figura 5-49– Relación resistencia por punta densidad seca a) Resistencia por punta bajo la profundidad crítica b) sobre la profundidad crítica. Fuente: elaboración propia.

De la Figura 5-49 se observa que no hay relación clara. Debido a la variedad de estados encontrados en el depósito.

c) Relación humedad – resistencia por punta, q_d:

Utilizando las variables independientes humedad y profundidad, es posible con un fundamento físico predecir valores de resistencia por punta o viceversa. Esto porque ambas corresponden a variables que determinan el estado tensional del suelo. Ver Figura 5-50 a) y b).

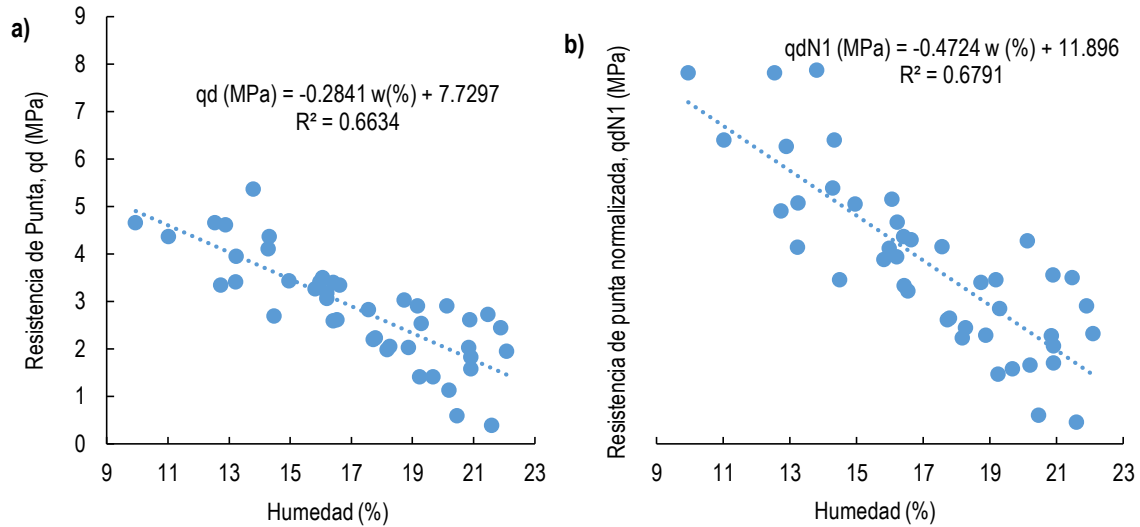


Figura 5-50- Correlación resistencia por punta normalizada a) q_d b) q_{dN1} . Fuente: elaboración propia.

Para entender la relación resistencia por punta-humedad se comparan los datos obtenidos con aquellos analizados por Espinace et al (2016). En la Figura 5-51 se detallan los pares humedad, resistencia por punta separados por depósito prospectado, en esta Figura se adjuntan los Datos Depósito 1 que corresponde a aquellos presentados por Espinace, así como los datos presentados previamente en el Capítulo de Faena Cerro Negro Norte y los del presente capítulo.

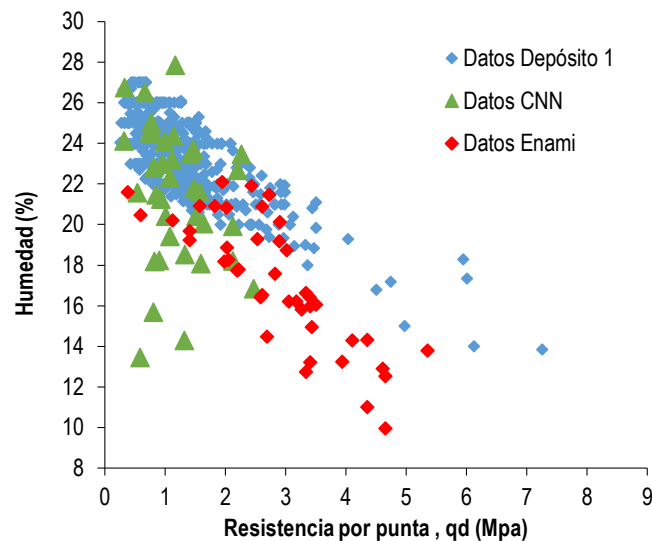


Figura 5-51 - Datos de resistencia por punta versus humedad. Fuente: elaboración propia.

Para el caso del depósito Delta-ENAMI se realiza ajuste de diversos modelos, los que entregaron mejores resultados se detallan en la

Tabla 5-18. El mejor coeficiente de ajuste lo presenta para el caso de Delta- ENAMI la relación presentada por Espinace et. Al (2016) con un valor de 0,78.

Tabla 5-18 - Modelos de resistencia por punta para Data Delta-ENAMI. Fuente: elaboración propia.

Modelo	Parámetros			Coeficiente de ajuste (R_2)
	a	b	c	
$w(\%) = 1/(a + bq_d)$	0,039	0,006	-	0,78
$w(\%) = b + aq_d$	-2,34	23,84	-	0,66
$w(\%) = bq_d + aq_d^2 + c$	-0,22	-1,078	22,306	0,68

Para Cerro Negro Norte se realizó algo similar sin embargo como ya se mencionó en acápite anteriores los resultados no resultan muy favorables encontrándose que no hay clara relación entre las variables (Ver Tabla 5-19).

Tabla 5-19 - Modelos de resistencia por punta para Cerro Negro Norte. Fuente: elaboración propia.

Modelo	Parámetros			Coeficiente de ajuste (R_2)
	a	b	c	
$w(\%) = 1/(a + bq_d)$	0,044	0,00019	-	0,01
$w(\%) = b + aq_d$	-0,062	22,343	-	0,0001
$w(\%) = bq_d + aq_d^2 + c$	5,12	-15,44	31,44	0,36

Con el objetivo de identificar porque varían las tendencias encontradas se enumeran en la Tabla 5-20 las propiedades índice de los materiales analizados.

Tabla 5-20 –Propiedades índice de sitios de estudio. Fuente: elaboración propia.

Material	1	2	3
Propiedades Índice y estado	Depósito de Cerro Negro Norte	Delta de ENAMI	Depósito de relaves
G_s (-)	3.09	2.8	2.64
FC (%)	80	71.43	64.73
IP (%)	3.88	0	4.53
LL (%)	19.68	18,4	17.56
Densidad de terreno Media	1.73	1.38	1.616

Por inspección visual es posible identificar que la pendiente de la relación podría depender de alguna de estas propiedades índice. Sin embargo, al tenerse solo 3 depósitos de relaves aún no se intentará ajustar una relación multivariable debido a que esta carecería de datos para el ajuste. A pesar de esto como primera aproximación la densidad de terreno media parece variar la pendiente de la relación, lo cual tiene sentido físico según las investigaciones de laboratorio la densidad es la variable más influyente en la resistencia a la penetración. En la Figura 5-52 se detallan las regresiones válidas encontradas junto a sus datos asociados.

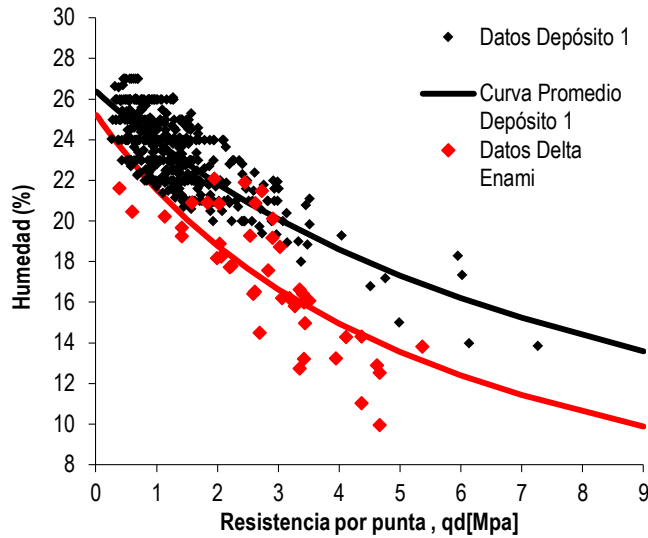


Figura 5-52 - Regresiones encontradas para depósito Delta. Fuente: elaboración propia

5.8 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL DEPÓSITO

5.8.1 ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Como primera aproximación en el estudio de la estabilidad se realizó un análisis de equilibrio límite mediante 2 métodos.

a) Método 1:

Utilizando el método del talud infinito y considerando los parámetros de la Tabla 5-21 para la evaluación de la estabilidad se calcula el factor de seguridad el cual tuvo un valor de 3.6.

Tabla 5-21 - Parámetros para estabilidad física. Fuente: elaboración propia.

Parámetro	Valor	Unidad
c	5	kPa
ϕ	31	°
b	0.08	-
γ_d	14	kN/m ³
γ_{sat}	17.6	kN/m ³
H	11	(m)
FSs	3.6	-

Agregando una fuerza pseudo-estática representativa de una aceleración sísmica según la ecuación 72, utilizando una aceleración sísmica de 0.372 se obtiene un factor de seguridad sísmico de 1.43.

b) Método 2:

Utilizando el método de las dovelas se analiza la estabilidad del depósito. A pesar de que el depósito no se encuentra en un estado de saturación completa, la práctica asume al realizar análisis de equilibrio el comportamiento del depósito como si este estuviera en un estado total de saturación. Se realizará un análisis de la zona más desfavorable mediante un único método de cálculo (Morgenstern & Price, 1957). Utilizando un ángulo de fricción de 31° y cohesión 5 kPa, se realiza un análisis preliminar del estado tensional del depósito, así como del factor de seguridad (A la fecha de elaboración del informe se tenían estas propiedades). Ver Tabla 5-22.

Tabla 5-22 –Resultados análisis de equilibrio límite

Tipo de análisis	Factor de seguridad
Pseudoestático	13
Sísmico	11

5.8.2 ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN

La licuefacción es un fenómeno en el que el suelo pierde gran parte de su resistencia o rigidez, en un periodo relativamente corto de tiempo (licuefacción sísmicamente inducida), debido a un aumento de la presión intersticial del suelo. Siendo una de las principales causas de desastres, en particular para el caso de los depósitos de relave, este fenómeno es relevante a la hora de evaluar la estabilidad física.

La Movilidad Cíclica corresponde a fenómenos de licuefacción caracterizados por limitadas deformaciones. Suele ocurrir en lugares con altas concentraciones de esfuerzo, este fenómeno corresponde a una migración del agua en la que una región pierde sus propiedades.

La Licuefacción de Flujo por otro lado o licuefacción verdadera, corresponde a pérdidas de resistencia frágiles. Ocurre cuando se alcanza la resistencia no drenada del suelo. Se caracteriza por una pérdida de la estructura del suelo y un flujo del mismo alcanzándose una condición de desequilibrio.

a) Susceptibilidad de licuefacción:

El primer análisis que se debe realizar para estimar el potencial de licuefacción es verificar si el suelo es susceptible de experimentar licuefacción cíclica. Para esto en la literatura existen diversos criterios que consideran el caso de suelos con alto contenido de finos, como es el caso del relave depositado en Delta. Estos métodos se basan en el estado hídrico del suelo, así como las propiedades de plasticidad de este, el más reciente corresponde al desarrollado por Bray et al., (2010), descrito en el acápite 4.10. Ver Figura 5-53.

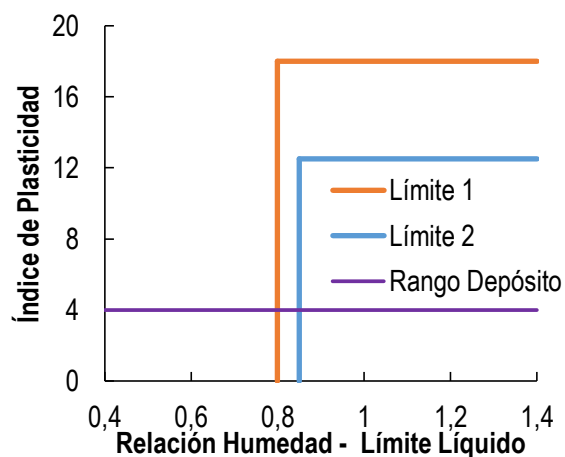


Figura 5-53- Susceptibilidad de licuefacción depósito de relaves. Fuente: elaboración propia.

Considerando que el Índice de plasticidad del relave a analizar es de manera estimada de 4, y que en controles operacionales anteriores se señaló un Índice de plasticidad de 0 (NP), en ambos casos la susceptibilidad de licuefacción está controlada por la razón w_c/LL , para lo cual se considera el límite líquido obtenido en el presente monitoreo de 17.18%. Utilizando análisis espacial se determinó la distribución de la humedad en el depósito, de acuerdo con este análisis, se encuentra que dentro de la grilla, la cual corresponde a gran parte del volumen del depósito, la susceptibilidad de licuefacción se detalla en la Tabla 5-23 la cual muestra que el 50.3% del depósito tiene una alta susceptibilidad de licuefacción.

Tabla 5-23 - Susceptibilidad del depósito

Susceptibilidad	Porcentaje del Volumen
Alta	50.3
Media	9.7
Baja	40

Esto se debe principalmente a la humedad en profundidad. Superficialmente se observa un porcentaje de humedad bajo, para entender estos resultados de mejor forma se presentan a continuación cortes a distintas profundidades del modelo utilizado. Graficando zonas de razón $\frac{w_c}{LL} > 0.85$. Ver Figura 5-54.

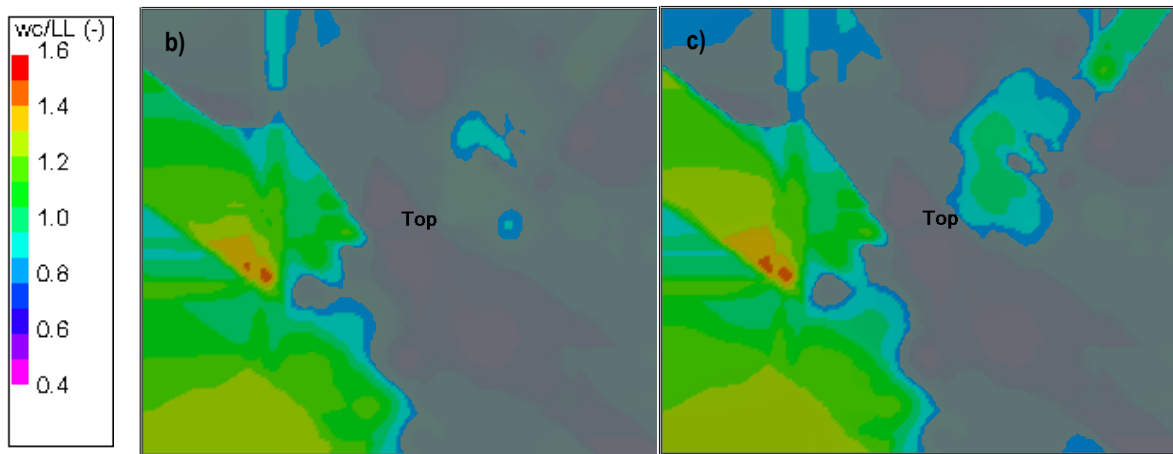


Figura 5-54 - a) Paleta de colores b) $w_c/LL > 0.85$ $z=0$ (m) c) $w_c/LL > 0.85$ $z=3.5$ (m). Fuente: elaboración propia.

Es claro que las mayores zonas susceptibles de licuefacción se encuentran a profundidades bajo los 3.5 (m), considerando que los fenómenos de licuefacción pueden ocurrir típicamente hasta profundidades de 20 (m), se concluye que es necesario realizar un análisis más acabado del fenómeno.

b) Ocurrencia de licuefacción:

En la siguiente sección se presentan los resultados del análisis de licuefacción CRR (Resistencia) y CSR (Demanda) para los puntos analizados en el eje central (Ver Figura 5-55– Resistencia a la licuefacción cíclica a) C19 b) C18. Fuente: elaboración propia.55, 56, 57 ,58, 59).

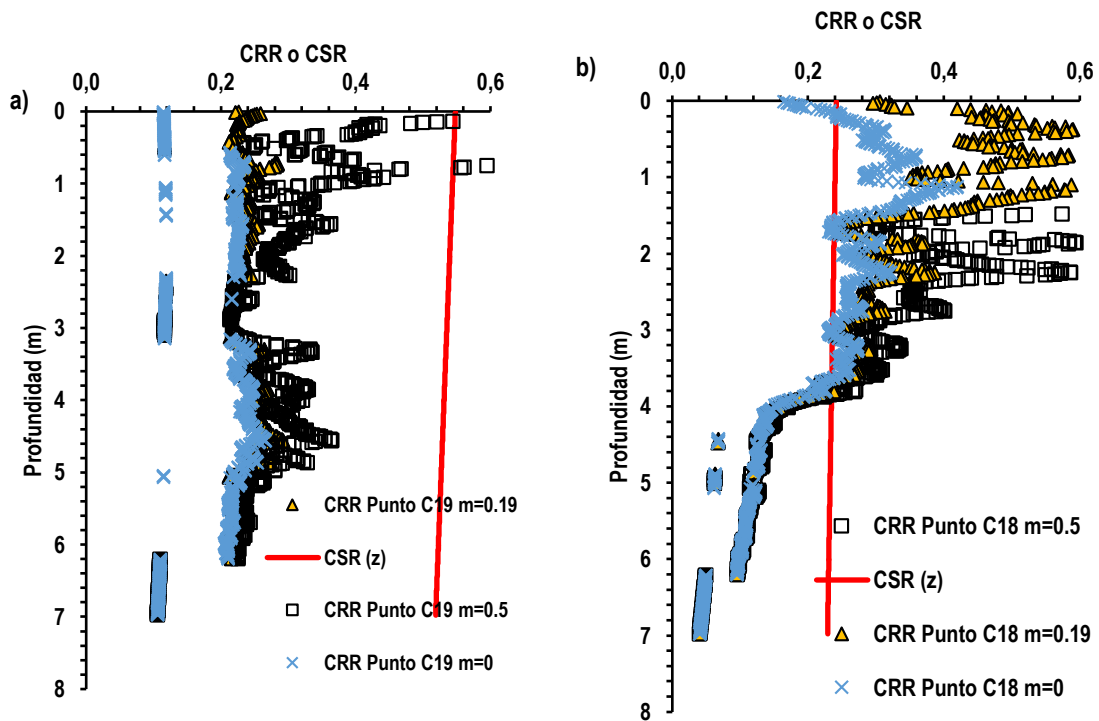


Figura 5-55– Resistencia a la licuefacción cíclica a) C19 b) C18. Fuente: elaboración propia.

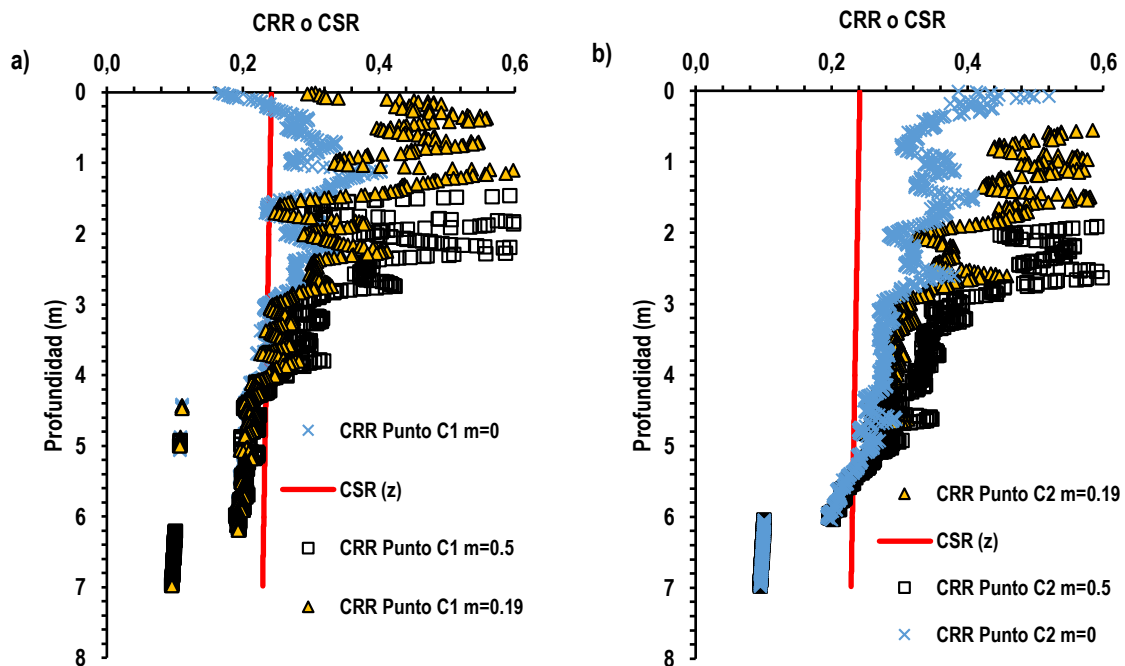


Figura 5-56- Resistencia a la licuefacción cíclica a) C1 b) C2. Fuente: elaboración propia.

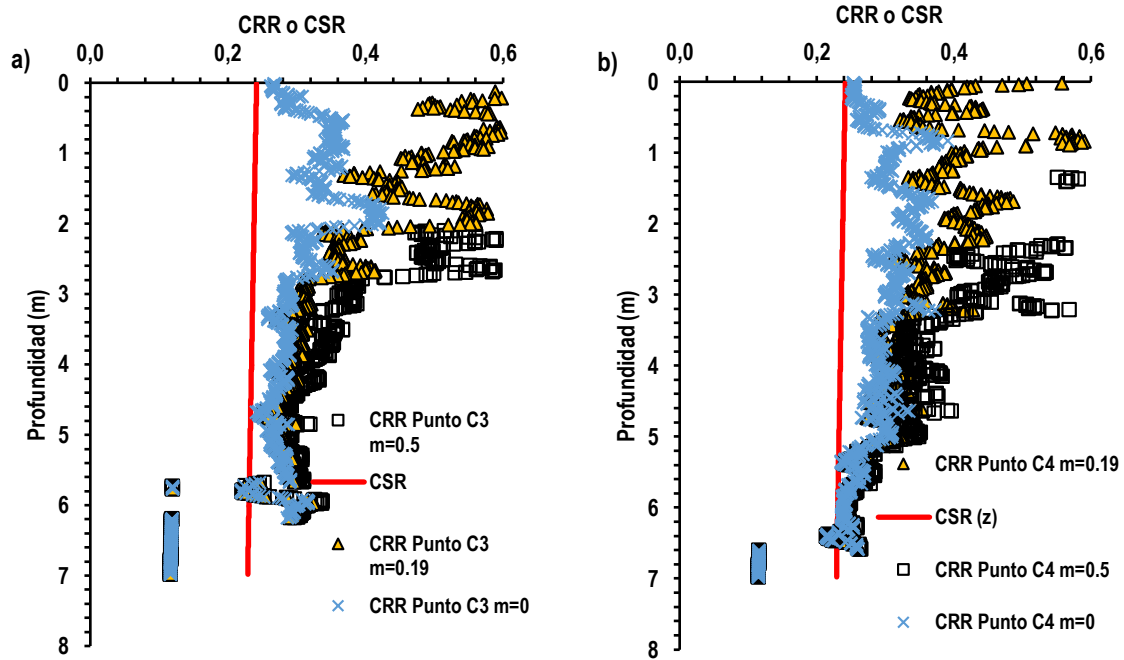


Figura 5-57 - Resistencia a la licuefacción cíclica a) C3 b) C4. Fuente: elaboración propia.

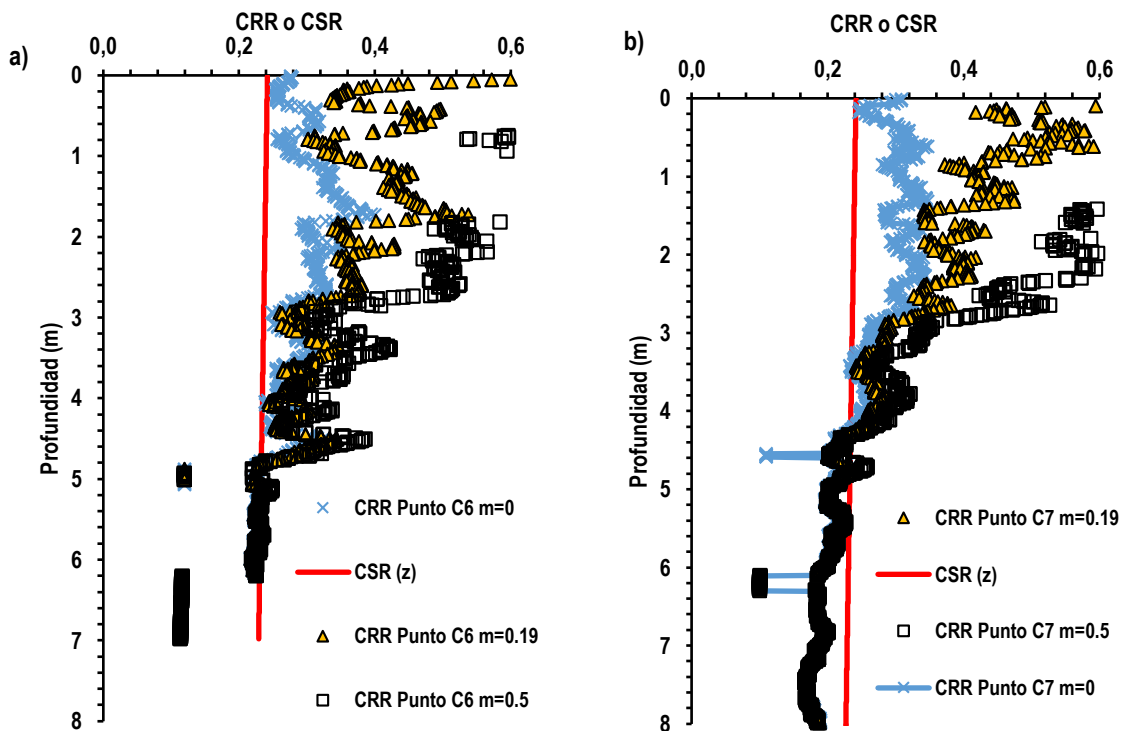


Figura 5-58- Resistencia a la licuefacción cíclica a) C6 b) C7. Fuente: elaboración propia.

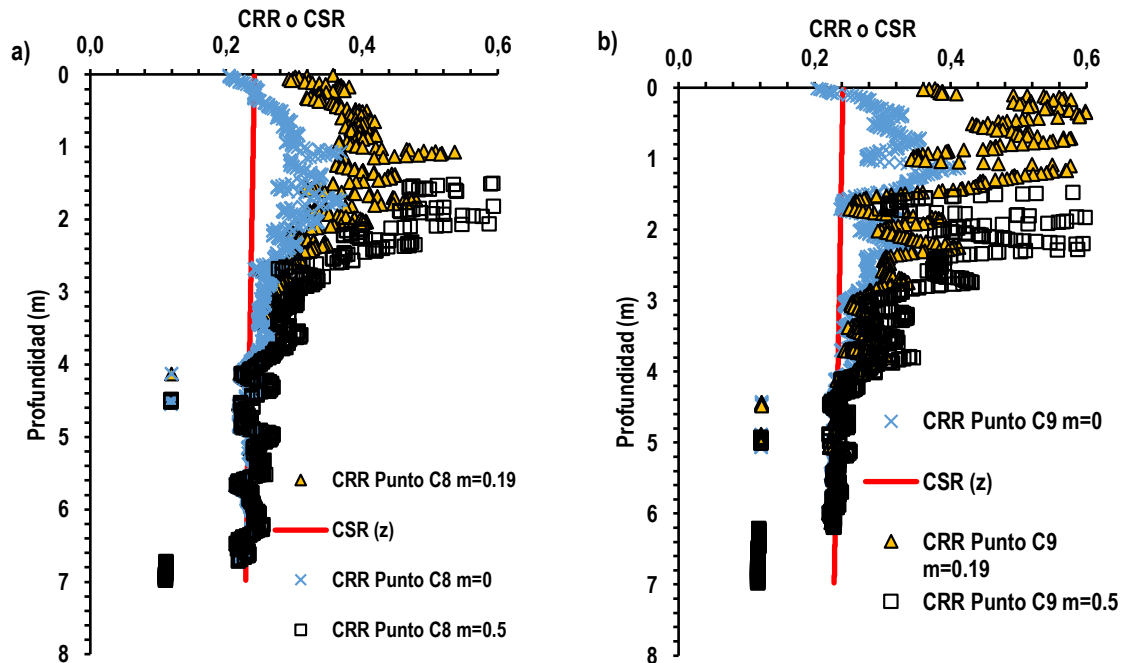


Figura 5-59- Resistencia a la licuefacción cíclica a) C8 b) C9. Fuente: elaboración propia.

c) Conclusión del análisis de licuefacción:

Se observa un estrato licuable en profundidad, así como la licuefacción total de los puntos C19 y C20 dado su alto grado de saturación. Como se desconoce el tipo de licuefacción cíclica que experimentaría el relave, es decir, licuefacción de flujo o fenómenos de movilidad cíclica. Es necesario analizar escenarios post licuefacción para la ocurrencia de ambos tipos de licuefacción. La licuefacción de flujo se caracteriza por la licuación del suelo pasando de comportarse como un sólido a un líquido, ocurre una pérdida del ordenamiento de las partículas así como de la estructura matricial del suelo, siendo este capaz de fluir con una viscosidad. El caso más desfavorable de la licuefacción de flujo es asumir un comportamiento semejante al agua, sin embargo, esto no es del todo realista, por lo que se considerará una pendiente de 2% para el estado final del relave.

Por otra parte, los fenómenos de movilidad cíclica implican deformaciones importantes, sin una pérdida de la estructura matricial del suelo, pero sí de resistencia pasando a un estado residual. Para esto es necesario conocer dichas deformaciones, en caso de ser considerables podría considerarse que se está más bien en el caso de licuefacción de flujo.

d) Escenario ocurrencia movilidad cíclica:

Una vez ocurrida la licuefacción es necesario analizar las deformaciones esperadas del depósito, para esto por lo general se considera que el relave movilizó su resistencia al valor residual (S_u) resistencia no drenada residual. De acuerdo con los ensayos in-situ un valor esperado de resistencia residual se considera de $S_u / \sigma'_{v_{res}} = 0.2$.

Dada la ocurrencia de un sismo de las características del registro escalado obtenido en acápite 5.8, se realizó un análisis de la estabilidad del depósito (Ver Figura 5-60- Modelo para análisis de estabilidad a) Modelo Completo b) Zona de falla. Fuente: elaboración propia.60 a). En la condición de resistencia post-licuefacción respecto al análisis dinámico se observa una pérdida de la estabilidad general del depósito, para la zona de máxima pendiente C5-C10, (Ver Figura 5-60- Modelo para análisis de estabilidad a) Modelo Completo b) Zona de falla. Fuente: elaboración propia.60 b).

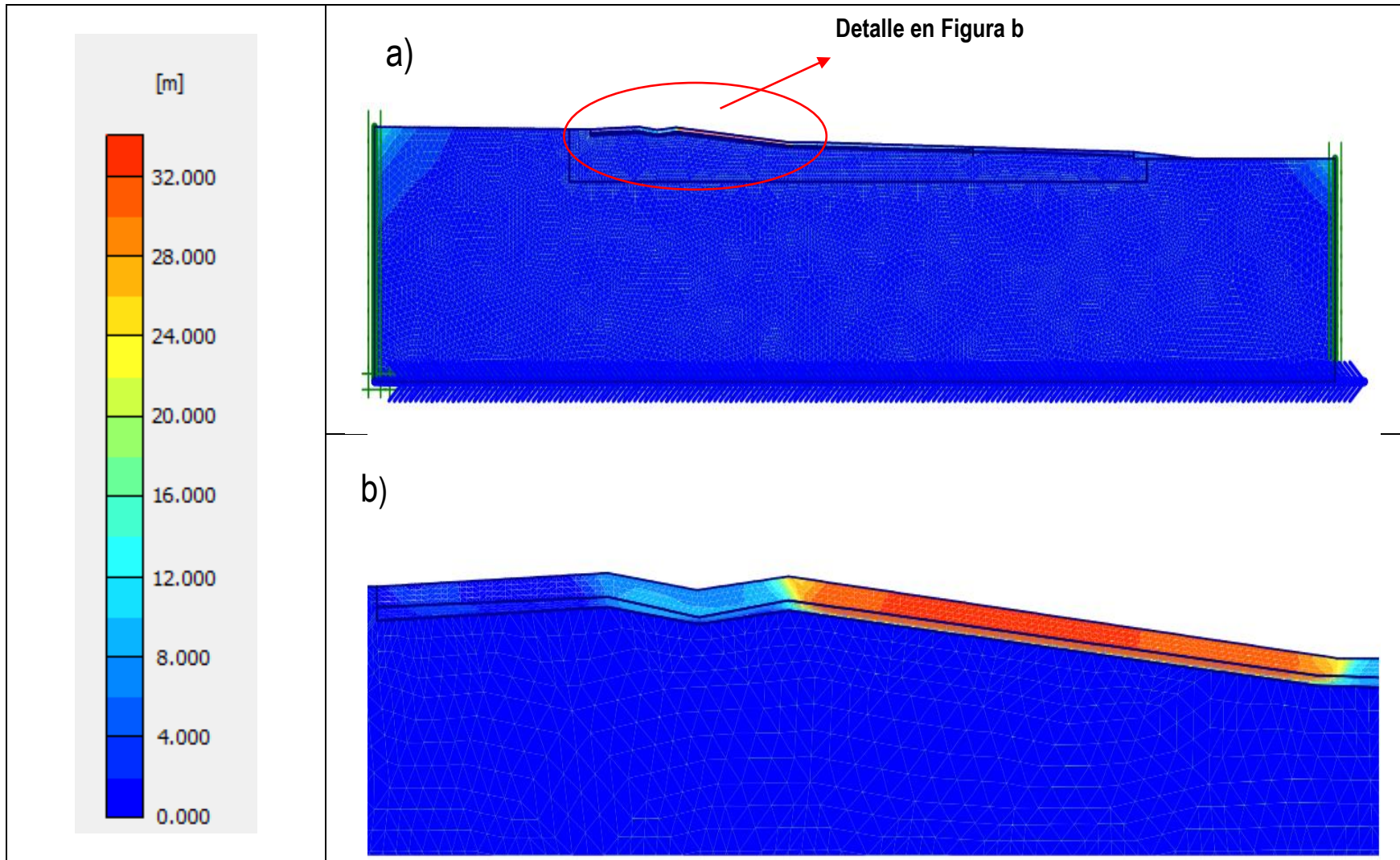


Figura 5-60- Modelo para análisis de estabilidad a) Modelo Completo b) Zona de falla. Fuente: elaboración propia.

e) Escenario ocurrencia de licuefacción de flujo:

Considerando los escenarios de análisis más desfavorable se considera la licuación total del sector sur del depósito dado su alto grado de saturación. Es decir, desde el Punto de prospección C19 en adelante (para el eje central), se realiza un análisis geométrico considerando que el relave licuado puede aún presentar una pendiente del 2%. A partir de esto se determinó que la altura mínima requerida para el muro que puede contener el relave licuado corresponde a 8 (m) de altura, con la pendiente actual del talud.

5.9 DISCUSIÓN EN RELACIÓN CON LOS TRABAJOS DE CAMPO

- a) La eficiencia de los DLP's es altísima considerando que en sólo 5 días se prospectó la totalidad del depósito de relaves espesados. La tasa de ensayos fue de aproximadamente 8 por día, de las cuales 6 corresponden a prospecciones entre 0 y 7 m y 2 prospecciones cortas entre 0 y 2 (m). Este alto nivel de eficiencia permite detallar zonas de debilidad y determinar la extensión de dichas zonas para este tipo de depósitos.
- b) La interpolación mediante la metodología del inverso de la distancia de los resultados permitió identificar zonas débiles, así como visualizar de manera simple el estado actual del depósito. Por lo que dicha metodología de visualización es útil para control operacional de depósitos de relaves espesados. Una de sus falencias es la cuantificación del error del mapa generado, debido a que esta por si sola no tiene una medida del ajuste.
- c) Los DLP's pudieron identificar variaciones en la resistencia por punta producto de aumento del contenido de humedad. A pesar de esto los DLP's al ser una herramienta de prospección que no permite la extracción de muestras una disminución en la resistencia por punta no siempre estará ligada a un aumento del contenido de humedad, por ello se recalca la importancia de complementar los DLP's con herramientas del tipo taladro helicoidal u otro tipo de prospección adecuada para obtener información adicional del estado del depósito.
- d) Se observa la necesidad de una metodología de control operacional que incluya un cálculo del potencial de licuefacción que sea menos conservador. Además, que incluya las características particulares para depósitos de relaves espesados. Algunas de estas características son su alto contenido de finos, diferentes estados de saturación, niveles de plasticidad y bajos estados de compacidad.

6 CONCLUSIONES GENERALES

En el presente trabajo se encontraron relaciones de laboratorio entre la resistencia por punta de penetrometros dinámicos ligeros y las variables densidad, humedad y presión de confinamiento bajo condiciones controladas de laboratorio y de campo para diferentes materiales. Se encontraron estructuras de variación espacial de la resistencia por punta en depósitos de relave y se analizó la estabilidad física con la información prospectada dando énfasis en la evaluación del potencial de licuefacción.

6.1 EN RELACIÓN AL TRABAJO DE LABORATORIO

En laboratorio se utilizó arena estandarizada (SP), para la cual se determinó que la presión de confinamiento tiene un efecto significativo. Esto se traduce en un factor de corrección C_N con un valor de exponente m cercano a 0.5. La densidad tiene una relación logarítmica con la resistencia por punta para arena estandarizada, por otra parte la humedad no tiene un efecto significativo para este material.

Para arenas de relaves (SM) se determinó que la densidad y presión de confinamiento siguen relaciones similares a aquellas encontradas para arena estandarizada, pero con una menor resistencia por punta para todo nivel de densidad y presión de confinamiento. Esto sugiere que un aumento del contenido de finos disminuye la resistencia por punta (o un aumento de plasticidad). Para este segundo material se determinó que la resistencia por punta sigue un comportamiento parabólico (similar al del ensayo proctor estandar) cuando se relaciona con la humedad; esto significa que bajo un umbral de humedad la resistencia por punta disminuye cuando aumenta el contenido de humedad y sobre dicho umbral (la rama seca del proctor) disminuye al disminuir la humedad. El efecto de la presión de confinamiento para este material fue menos importante que en el caso de la arena estandarizada, siendo las variables más influyentes la densidad y la humedad. El exponente m del factor de corrección C_N fue de 0.19 para este tipo de material, aspecto discutido en acápite de trabajo de laboratorio.

Considerando ambas arenas se propuso un modelo general de factor de corrección por estado. En este se incluyó un segundo material para tener una mayor representatividad del tipo de material de arenas de relaves, utilizado a través del parámetro contenido de finos. Se determinó que para arenas, la resistencia por punta aumenta con la densidad y presión de confinamiento, por otra parte disminuye con un aumento en la humedad y el contenido de finos. El factor de corrección general obtenido sigue dichas tendencias ya que corresponde a una normalización en base a resultados de resistencia por punta.

Para un último material Limo de baja compresibilidad (ML), proveniente de la cubeta de un tranque de relave, se calibró la relación de resistencia por punta en función de la densidad. Se encontro que el modelo logarítmico no presenta un ajuste tan bueno como para el caso de las arenas, siendo más bien un comportamiento de tipo bilineal para toda presión de confinamiento. Se determinó que la influencia de la presión de confinamiento es poco significativa. Esto se puede ver al generar el factor de corrección por confinamiento C_N en el cual el exponente m fue de 0.05, lo cual para efectos prácticos es equivalente a $C_N = 1$. Para este material al relacionar resistencia por punta con humedad se encuentra un comportamiento proctor semejante al caso de las arenas de relave.

La influencia de la fábrica no pudo ser analizada ya que la consolidación del material en condición slurry no fue satisfactoria, sin embargo se observa que los valores obtenidos mediante depositación slurry son consistentemente más bajos que aquellos obtenidos mediante compactación húmeda para la misma densidad.

Como conclusión del trabajo de laboratorio, se determinó que para todos los materiales la resistencia por punta aumenta al aumentar la densidad y la presión de confinamiento, sin embargo al aumentar el contenido de finos el efecto de la presión de confinamiento es menor, pero sigue siendo significativo estadísticamente. En general la relación de resistencia por punta y humedad sigue un comportamiento parabólico tipo proctor, con un peak de resistencia por punta, salvo para la arena estandarizada. Comportamiento que se atribuye a las características no saturadas de los materiales analizados.

6.2 EN RELACIÓN A LOS TRABAJOS DE CAMPO

En los trabajos de campo realizados en Cerro Negro fue posible encontrar relaciones para la densidad, la presión de confinamiento y la humedad con la resistencia por punta de penetrómetros ligeros. Las relaciones encontradas son semejantes a las de laboratorio lo cual valida el trabajo de laboratorio para condiciones de campo, salvo para el caso de la densidad en la que no sigue tendencia clara. En general los valores obtenidos de resistencia por punta en campo son más bajos que los obtenidos en cámara de calibración ya que se analizaron estados medios y densos que no ocurren en el depósito analizado.

En los trabajos de campo realizados en el depósito de relaves espesados de la faena Delta por otra parte se encontraron relaciones para la presión de confinamiento (Profundidad) y humedad, sin embargo no fue posible establecer una regresión empírica entre densidad y resistencia por punta. La diferencia entre ambos materiales es que la resistencia por punta se relaciona de forma lineal con la humedad para el caso del material de Delta y de forma polinomial para el caso de Cerro Negro.

Es posible encontrar relaciones de campo similares a las de laboratorio para la humedad y presión de confinamiento. No así para el caso de la densidad, esto se debe principalmente a que la prueba cono de arena se realiza a profundidades inferiores a la crítica por lo que el valor de la resistencia por punta obtenido no es fiable debido a la alta variabilidad que ocurre en dicha zona.

En base a ambos trabajos de campo es posible decir que los penetrómetros dinámicos ligeros efectivamente corresponde a una herramienta de prospección costo-eficiente, en el caso de Delta se realizaron 38 prospecciones en 5 días y en el Caso de Cerro Negro 18 prospecciones en 3 días lo cual es un rendimiento de 6-7 ensayos por día abarcando superficies de hasta 19 hectareas.

6.3 CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

Se observa que los materiales provenientes de residuos mineros tienen altos contenidos de finos y alta densidad de partículas sólidas en relación a suelos naturales. El efecto de las variables de estado en la resistencia por punta se ve fuertemente afectado por el tipo de material y por ende las propiedades índice del mismo.

6.4 EN RELACIÓN A LAS ESTIMACIONES DE PARÁMETROS

Se realizó un análisis de la información prospectada en base a métodos geoestadísticos y regresiones ponderadas. En relación a la resistencia a la penetración se determinó que los métodos geoestadísticos son beneficiosos cuando se presentan estructuras de variación definidas, como lo fue en el caso del sector sur de depósito Delta. Sin embargo cuando dicha estructura no está claramente definida o corresponde a una variación de efecto pepita es preferible utilizar métodos simples como regresiones ponderadas (inverso de la distancia) debido a que no se aprovecha la rigurosidad matemática del modelamiento geoestadístico.

El alcance de los variogramas no parece representar una herramienta para definir el número de prospecciones ya que no es posible conocerlo de manera preliminar. Por otra parte la obtención del mismo en la horizontal es una tarea que requiere sensibilización de parámetros. Tolerancias de lag de 2/3 de la magnitud de la distancia de lag ofrecieron buenos resultados en el caso del depósito Delta tanto para la humedad como para la resistencia a la penetración. Esto significa que se promedian más datos para una misma distancia de separación de puntos, lo cual puede deberse a que de esta manera se evita el "peso" de tener una mayor discretización en la vertical que en la horizontal.

Los resultados del análisis de estimación espacial permitieron definir zonas de debilidad y por lo tanto realizar una evaluación de la estabilidad del depósito determinando la zona más desfavorable para realizar un análisis.

6.5 EN RELACIÓN A LA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD FÍSICA

A partir de la resistencia por punta se estimó el potencial de licuefacción. Esto se hizo en base a un método propuesto en este trabajo de titulación que considera el contenido de humedad. Se adaptó la metodología para arenas corrigiendo la resistencia a la licuefacción cíclica por contenido de humedad. Esto con el fin de considerar el aumento de la resistencia a la licuefacción con la disminución del grado de saturación. Sin embargo es necesaria la validación de este método mediante ensayos de resistencia cíclica y asociaciones a valores de resistencia por punta.

Se observa en el caso de análisis de equilibrio límite que resulta muy conservador analizar el depósito con único par de parámetros resistentes ϕ, c , obteniéndose factores de seguridad del orden de 10. Se recomienda para el caso de las cubetas de depósitos o relaves espesados utilizar el método del talud infinito. Una alternativa a esto es utilizar el método de las dovelas pero realizar una estimación de un único ángulo de fricción y generar zonas con cohesión homogénea en base a prospecciones mediante DLP's y muestras de humedad. Sustentando el análisis en las propiedades no saturadas del material.

7 PERSPECTIVAS FUTURAS

Se propone continuar estudiando las variables incidentes en la resistencia a la penetración en condiciones controladas de laboratorio. Para esto se debería analizar el efecto de las propiedades índice de cada material, es decir, granulometría, plasticidad de la fracción fina y gravedad específica. Esto porque en la presente investigación se centró el esfuerzo en las variables de estado independientes del material prospectado y en menor medida el tipo de material ya que se analizaron 3 tipos de suelos (Arena Limpia, Arena de relaves, Limo de baja compresibilidad).

Por otra parte se recomienda estudiar el efecto de la relación de diámetro utilizando diferentes sondas y/o cámaras de calibración. Aspecto que no fue el foco de interés de la presente investigación. Sin embargo durante el desarrollo de la misma surgió la interrogante en relación a las condiciones de la experiencia realizada.

Considerando las dificultades técnicas encontradas al consolidar relave fluidizado en la cámara de calibración se propone continuar la investigación con una cámara de calibración adecuada para consolidar relaves en estado fluidizado. Esto con el objetivo de imitar el proceso de depositación y posterior sedimentación de los residuos. Lo necesario para ello serían módulos desmontables que permitan consolidar la probeta por tramos de no más de 10 cm considerando las grandes deformaciones que alcanza el relave durante este proceso.

Adicionalmente se podría instrumentar la cámara con sensores de presión, para controlar la presión de poros generada en la consolidación. O utilizar celdas de carga y un sensor de presión en la base que permitan verificar que la tensión efectiva se distribuye a lo largo de todo el espécimen de manera adecuada.

En la presente investigación se trabajó en el rango parcialmente saturado de los suelos, por lo que las presiones intersticiales de dilatación pueden ser ignoradas, en el caso de relaves con elevados grados de saturación sería posible generar en el hincado una respuesta no drenada, lo cual podría abordarse adicionando una medición adicional al penetrómetro aparte de la resistencia por punta. Las mediciones para considerar este fenómeno en ensayos CPTu son resistencia de fuste y el exceso de presión de poros.

Penetrómetros portátiles a la fecha no tienen la tecnología incorporada para realizar este tipo de mediciones, por lo que en el acápite siguiente se presenta un breve estudio de factibilidad para incorporar un sensor de presión en el penetrómetro utilizado en esta investigación.

7.1 PENETROMETRO DINÁMICO LIGERO CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE POROS

a) Fenómenos físico:

Una de las interrogantes del uso de penetrómetros dinámicos es el efecto de la presión de poros generada durante la hincada. La presión se genera en medios saturados como los que se prospectan en los trabajos de campo realizados en la presente investigación.

El problema de estas mediciones es la tasa de muestreo la cual debe ser muy alta para capturar fenómenos de impacto. La duración de un pulso de martillo es de aproximadamente 2.5 ms (Ver Figura 7-1), por lo que el sensor, así como el adquisidor de datos deben ser capaces de muestrear a al menos una tasa que permita realizar 8 lecturas en dicho tiempo. Al realizar un barrido de tecnologías disponibles se encuentran sensores con dicha tasa.

Otra limitación del posible desarrollo consiste en que las secciones utilizadas son pequeñas por lo que las presiones desarrolladas son altas. Esto se traduce en un equipo que debe ser lo suficientemente robusto como para soportar presiones de hasta 1.2 MPa.

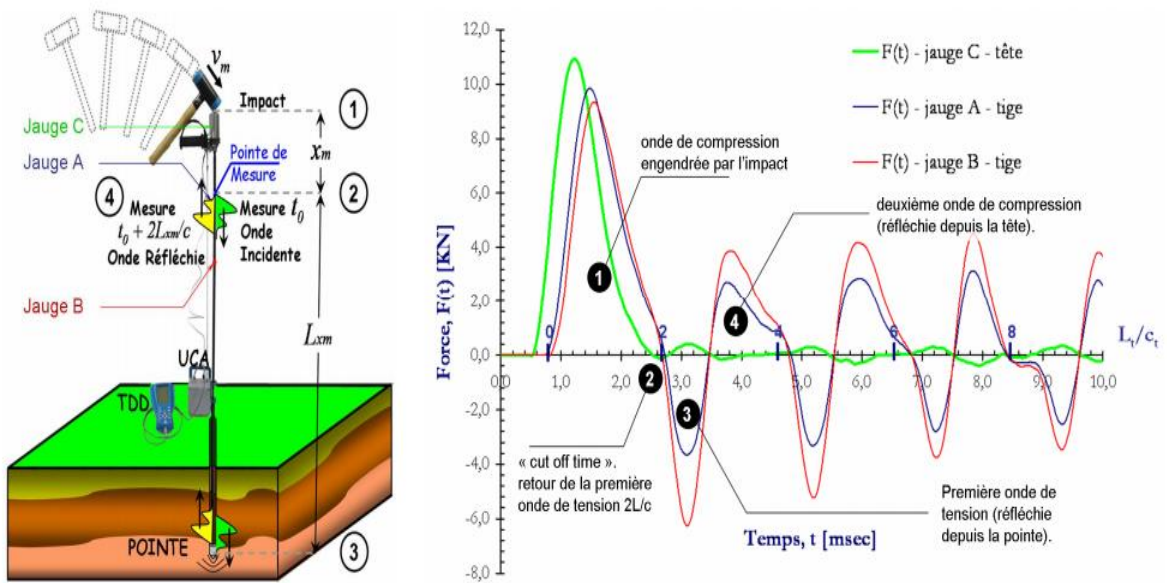


Figura 7-1 - Pulso de martillo capturado por prototipo Panda 3 (Benz, 2009)

El tiempo de llegada de la primera onda depende del largo de la barra y de la velocidad de la onda, como se aprecia en la Figura 7-2.

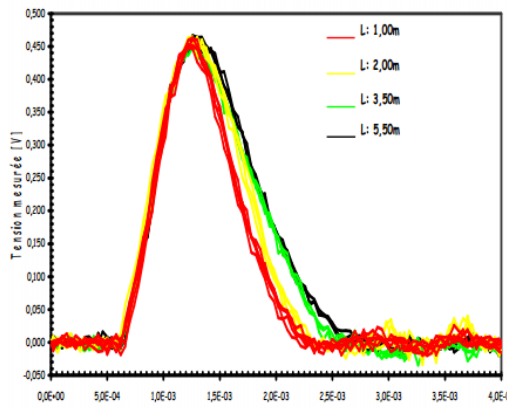


Figura 7-2 - Influencia del largo de la barra en el pulso

De esto, se propone que la tasa del sensor debe ser de 0.5 ms, de esta manera se realizarán al menos 4-5 mediciones en la duración del pulso, lo cual equivale a una frecuencia de 2000 Hz o 2 kHz, de doblarse el número de mediciones la frecuencia debiese ser 4000 Hz o 4 kHz, en este caso serían de 8-10 mediciones.

b) Adquisición de datos:

El dispositivo de adquisición de datos Arduino Uno puede muestrear a una tasa verificada de 1000 Hz, sin embargo, según especificaciones puede llegar hasta una tasa de 9615 Hz dada por la conversión de señal analógica a digital, para aumentar esto habría que utilizar un convertidor análogo digital (Ver Figura 7-3).

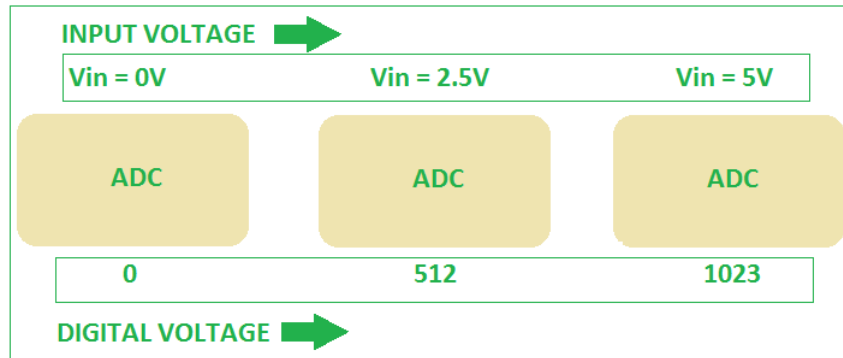

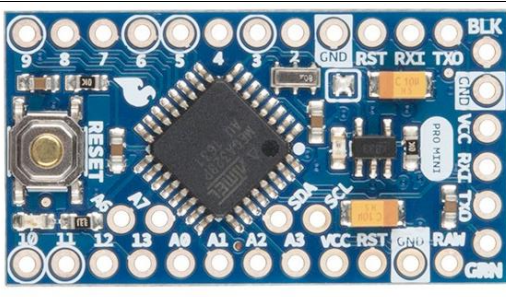


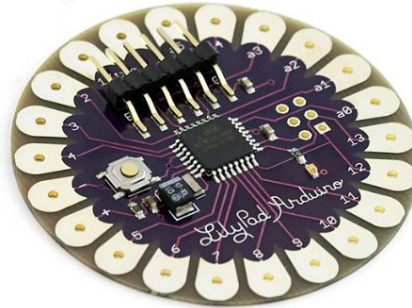
Figura 7-3 - Esquema de conversión análogo digital

Otras alternativas de adquisición que podrían insertarse en un penetrómetro portátil son las detalladas en la Tabla 7-1. Teniendo todas diferentes tasas de muestreo y particularidades, debido al bajo costo de estas sería factible probarlas.

Tabla 7-1 - Adquisidores de datos pequeños

Descripción	Imagen
<p>Arduino Nano V3.0 4.3 x 1.8 x 1.5 cm</p>	
<p>Arduino Pro Mini 328 18 x 33mm</p>	

Arduino Lilypad 328
5 cm de diámetro



c) Maqueta:

Utilizando los sensores existentes en el laboratorio, se propone modificar una punta y un sensor de presión de tal manera que el sensor quede inserto en el tren de barras y conectado con la punta. Se podrían utilizar diversas puntas con superficie de 4, 10 y 15 cm², tomando las dimensiones de la utilizada por ensayo de penetración mediante piezo-cono (CPT_u). Adicionalmente se deberá comparar las mediciones de presión en el manto cónico así como las medidas en el cilindro parametrizando así la ubicación del sensor más apropiada. Un penetrómetro de gran superficie podría ser utilizado en materiales con bajo nivel de compacidad.

d) Sensor de presión:

Las opciones técnicamente viables encontradas son las que se detallan en la Tabla 7-2.

Tabla 7-2 - Sensores de presión viables

Descripción	Imagen de referencia
<p>Sensor de presión de agua 10 kHz -100 A 250 kPa</p>	
<p>Dispositivo de presión de 10 kHz Mayor a 14000 kPa</p>	

Meggitt SENSOR DE PRESIÓN PIEZORRESISTIVO /
ROSCADO

5 kHz
1400 kpa a 14000 kPa



e) **Discusión:**

Se concluye que en base a la información levantada en el presente acápite el proyecto es viable. Se recomienda explorar distintas implementaciones para medir la presión debido a que el impacto del martillo dificulta la instalación del sensor en las ubicaciones de piezoconos. Posibles campos de aplicación son cubetas de depósitos de relaves, relaves espesados y pilas de lixiviación dinámicas.

8 BIBLIOGRAFÍA

- AFNOR. (2000). *Measuring compaction quality*. Paris.
- Amokrane, K. (1988). *Contribution à l'analyse statistique des diagraphies instantanées en génie civil*. Université de Bordeaux I.
- Araya, V., Suazo, G., Villavicencio, G., & Silva, M. (2018). Monitoreo de la Humedad en Tranques de Relave Mediante la Reflexión de la luz Sobre la Superficie. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*.
- Arbaoui, H. (2012). *Measure de la Déformabilité des Sols en Place avec un Pénétrömètre*. Université Blaise Pascal - Clermont II.
- ASTM. (2002a). *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil* (Vol. 04). New York.
- ASTM. (2002b). *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and / or Centrifuge*.
<https://doi.org/10.1520/D6836-02R08E02.characteristic>
- ASTM. (2008). Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing 1. In *D 7400-08*. <https://doi.org/10.1520/D7400-08.1.4.1>
- ASTM. (2011). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*.
- ASTM. (2012). Standar Test Method for Electronic Friction cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. In *Current* (Vol. 04). <https://doi.org/10.1520/D5778-12.agreed>
- ASTM. (2015). *Standard Test Method for Soil Compaction Determination at Shallow Depths Using 5 - lb (2,3 kg) Dynamic Cone Penetrometer*. <https://doi.org/10.1520/D7380-08.Copyright>
- Babak, O., & Deutsch, C. (2008). Statistical approach to inverse distance interpolation. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 5, 543–553.
- Baise, L. G., Brankman, C. M., & Higgins, R. B. (2006). Liquefaction Hazard Mapping — Statistical and Spatial Characterization of Susceptible Units. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(June), 705–716.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & Pasqualini, E. (1986). Proceedings 4th international geotechnical seminar. *Interpretation of CPT's and CPTU's. 2nd Part: Drained Penetration*, 143–156. Singapore.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & Pasqualini, E. (1982). Desing parameters for sand from CPT. In *Proc., 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESPOT II. Amsterdam*, 422–432. Balkema Pub., Rotterdam. Netherlands.
- Bohnhorst, H. (1967). *Geología de la Hoja Ovalle*. Ovalle.
- Boulanger, R. (2004). High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129, 1071–1082.
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2010). *SPT - BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES*. California.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). *Center for Geotechnical Modeling Cpt and Spt Based Liquefaction Triggering Procedures Cpt and Spt Based Liquefaction Triggering Procedures*. California.
- Bray, J., Seed, R., & Sancio, R. (2010). Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. In *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A unified and Consistent Framework*. California.
- Cabal, K., & Robertson, P. (2015). *Guide To Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. California.
- Casanova, C. (2018). *Aplicación de geo estadística para analizar la relación de resistencia de punta entre los ensayos*

panda y cpt en suelos granulares. Universidad Técnica Federico Santa María.

- Chaigneau, L. (2001). *Caracterisation des milieux granulaires de surface al'aide d'un penetrometre*. Universite Blaise Pascal - Clermont II.
- Das, B. M., Farooq, K., Mujtaba, H., & Sivakugan, N. (2018). *Evaluation of Relative Density and Friction Angle Based on SPT- N Values*. 22, 572–581. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1899-5>
- Deger, T. (2014). *Overburden stress normalization and rod length corrections for the standard penetration test (SPT)*. University of California.
- Dikmen, U. (2009). Statical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. *Journal Geophys Eng*, 6, 61–72.
- Dobry, R., & Alvarez, L. (1967). Seismic Failure of Chilean tailings Dams. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 237–259.
- Dolovan, D. (2016). *Control Operacional de Depósitos de Relaves Mediante la Aplicación de Geoestadística*. Polytech Clermont - Ferrand.
- Eberhardt, E., & Stead, D. (2009). Geotechnical Instrumentation. In R. Rajapakse (Ed.), *Geotechnical Engineering Calculations and Rules of Thumb* (2nd ed., pp. 269–272). <https://doi.org/10.1016/b978-075068764-5.50020-9>
- ENAMI. (2007a). *Adenda N°1 "Proyecto Delta."* Ovalle.
- ENAMI. (2007b). *Planos Topográficos Depósito Enami* (p. 1). p. 1. Copiapó: ENAMI.
- Espinace, R., Plaza, C., González, M., & Espinace, B. (2018). Lessons from thirty years of operational control and continuous R & D in the tailings dam of Enami Matta. *Proceedings of International Tailings Seminar*.
- Espinace, R., Torrejón, J., & Villavicencio, G. (2016). IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. *Últimos Avances En El Control Operacional de Depósitos de Relaves Con La Tecnología Panda Resumen*, 10. Valdivia: Sociedad Chilena de Geotecnia.
- Fourie, A., & Jewell, R. (2007). Rheological Concepts. In *Paste and Thickened Tailings - A guidencepts* (pp. 25–37). <https://doi.org/10.4324/9781315247809-9>
- Fredlund, D., Fredlund, M., & Rahardjo, H. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Fredlund, D., & Krahn, J. (n.d.). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, 429–439. <https://doi.org/10.1139/t77-045>
- Fredlund, D., Lins, Y., & Schanz, T. (2009). Modified Pressure Plate Apparatus and Column Testing Device for Measuring SWCC of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 5, 111–127.
- García, M., Gourves, R., Benz, M., & Villavicencio, G. (2016). Desarrollo de una metodología de cálculo para el dimensionamiento de fundaciones superficiales mediante penetrómetro dinámico Panda. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*. Valdivia: Sociedad Chilena de Geotecnia.
- Gibbs, H. J., & Holtz, W. G. (1957). Research on determining the density of sand by spoon penetration test. *Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 35–39.
- Gourves, R., & Barjot, R. (1995). Proceedings of the Eleventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Copenhagen. *The Panda Ultralight Dynamic Penetrometer*, 83–88. Grenoble: Danish Geotechnical Society.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlations between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soil Foundations*, 4, 1–10.
- Herbert, M., Maturano, R., & Romanel, C. (2018). Numerical Analysis of Nonlinear Coupled Problems. *Numerical Analysis of Nonlinear Coupled Problems*, (Sustainable Civil Infrastructures). <https://doi.org/10.1007/978-3-319-61905-7>

- Hermosilla, D. (2016). *Interferometría radar de apertura sintética (InSar) aplicada al estudio del movimiento de laderas adenañas al volcán Calbuco con ayuda de imágenes Sentinel-1A*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- ICOLD. (2001). *Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences, Lessons learnt from practical experiences*. Paris.
- INN. (1979). *Determinación de la densidad en el terreno - Método del cono de arena*.
- INN. (2012a). *Depósitos de relave Control de compactación con penetrómetro dinámico ligero*. Santiago.
- INN. (2012b). *Diseño Sísmico de Edificios*.
- INN. (2014). *NCh3364 Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar*.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. ., & Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *In Proc. 11th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 57–154. San Francisco.
- Khalili, N., Pourmoghiazar, M., & Russell, A. R. (2012). Linking cone penetration resistances measured in calibration chambers and the field. *Géotechnique Letters*, 2(2), 29–35. <https://doi.org/10.1680/geolett.11.00040>
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundations design*. California.
- Liao, C., Samson, S., & Whitman, F. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373–377.
- Londoño, L., Ordóñez, C., Ramírez, G., & Ramírez, J. (2010). Spatial interpolation model using geographic information to study the spatial variability of the resistance to penetration of soil. *Revista de Ingeniería Dyna*, 77, 109–118.
- Lunne, T., & Christophersen, H. . (1983). Interpretation of cone penetration data for offshore sands. *In Proc., 15th Annual Offshore Technology Conf*, 181–192. Houston, Texas.
- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. London: Chapman Hall Publishers.
- Marcuson, W., & Bieganousky, W. (1977). Laboratory standard penetration test on fine sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 103, 565–588.
- Meyerhof, G. (1957). *Procednigs, 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London. Discussion on Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Testing*, 110–114.
- Minería, M. de. (2007). *Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves*. Santiago.
- Minero, C. (2019). *Cifras actualizadas de Minería*.
- Moraes, M., Debiassi, H., Franchini, J., & Silva, V. (2012). Correction of resistance to penetration by pedofunctions and a reference soil water. *Revista Brasileira de Ciencia Do Solo*, 36, 1704–1713.
- Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundao Dam*. Fundao.
- Moss, R. E. S., Seed, R. B., & Olsen, R. S. (2006). Normalizing the CPT for Overburden Stress. *Jornal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (March), 378–387.
- Musso, J. (2018). *Determinación de la curva de retención de agua para minerales multimetálicos de la industria chilena*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- Oliver, M., & Webster, M. (2007). *Geostatistics for Environmental Scientists*. Glasgow: British Library Cataloguing in Publication Data.
- Olsen, R., & Mitchell, J. (1995). *Proceedings International, Symposium on cone penetration testing. CPT Stress Normalization and Prediction of Soil Classification*, (January 1995), 257–262. Amsterdam: Linköping, Sweden.
- Pannel, E. (2015). *Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach*. Columbia.

- Parkin, A. K., & Lunne, T. (1982). Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer in sand. *In Proc., 2nd European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II)*, 761–768. Amsterdam, Netherlands.
- Régnier, J. (1995). *Statistique: Estimer un paramètre, tester une hypothèse*. l'Université Lumière-Lyon 2.
- Robertson, P. (2009). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 1337–1355.
- Robertson, P., Campanella, R., & Wightan, A. (1983). SPT - CPT correlations. *Journal Geotechnical Eng*, 11, 1449–1459.
- Robertson, P., & Wride, C. (1997). Proceeding of NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Cyclic Liquefaction and Its Evaluation Based on SPT and CPT*, 41–88. Buffalo: State University of New York.
- Robinson, K., Cubrinovski, M., & Bradley, B. (2013). Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. *Comparison of Actual and Predicted Measurements of Liquefaction - Induced Lateral Displacements from the 2010 Darfield and 2011 Christchurch Earthquakes*. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Rodriguez, M. (2010). *Caracterización geoestadística del subsuelo del ex lago Texcoco*. Universidad Autónoma de México.
- Ross, C., Charlie, W., & Thompson, P. (1989). Transmission of pressure waves in partially saturated soils. *Experimental Mechanics*, 4, 80–83.
- Saavedra, T. (2017). *Análisis de los efectos de la desaturación en la resistencia al corte de relaves espesados*. Universidad Técnico Federico Santa María.
- Salgado, B. R., Boulanger, R. W., & Mitchell, K. (1997). *LATERAL STRESS EFFECTS ON CPT LIQUEFACTION RESISTANCE*. (August), 726–735.
- Salgado, R., Jamiolkowski, M., & Mitchell, J. K. (1998). Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(September), 878–888.
- Salgado, R., Mitchell, J. K., ASCE, & Jamiolkowski, M. (1998). *Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand*. (September), 878–888.
- Sheng, D., Fredlund, D., & Zhou, A. (2009). Shear Strength Criteria for Unsaturated Soils. *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, 2, 145–159.
- Skempton, A. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Getechnique*, 3, 425–447.
- Solution, S. (1995). *Folleto sol solution*.
- Stroud, M. (1975). European symposium on penetration testing2. *The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rcks*, 367–375. Amsterdam.
- Teng, W. (1962). *Foundation Design Civil Engineering and Engineering Mechanics Series* (Estern Eco). USA.
- Terzagui, K., & Peck, R. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (Wiley). New York.
- Tien, H. (1996). *A Literature Study of the Arching Effect*. (1990).
- Tokimatsu, K., & Yoshimi, Y. (1983). Empirical Correlation of Soil liquefaction base don SPT N-value and fines content. *Japanese Societe of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4, 56–74.
- Troncoso, J. H., Verdugo, R., & Valenzuela, L. (2017). 16th World Conference on Earthquake. *Seismic Performance of Tailings Sands Damns in Chile*, 13. Santiago.
- Troncoso, J., Vergara, A., & Avendaño, A. (1993). The Seismic Failure of Barahona Tailings Dam. *Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, (2), 1473–1479.
- Valenzuela, D. (2016). *Cantata el cobre 28*. Universidad de Chile.

- Vargas, D. (2013). *Aplicación De La Herramienta De Modelación De Aguas Subterráneas Feflow Para La Evaluación De Impactos Y Medidas De Mitigación De Obras Mineras Memoria*. Universidad de Chile.
- Villarroel, P. (2018). *Estudio del control de compactación de tranques de relaves mineros utilizando modelos geoestadísticos*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- Villavicencio, G., Breul, P., Espinace, R., & Valenzuela, P. (2012). Control de compactación con penetrómetro ligero en tranques de relaves, considerando su variabilidad material y estructural. *Revista de La Construcción*, 11(1), 119–133.
- Villavicencio, G. (2009). *Methodologie Pour Evaluer La Stabilité Des Barrages De Residus Miniers*. Unisersite Blaise Pascal - Clermont II.
- Villavicencio, G., Bacconnet, C., Breul, P., & Espinace, R. (2016). Liquefaction potential of sand tailings dams evaluated using a probabilistic interpretation of estimated in-situ relative density. *Revista de La Construcción*, 15, 9–18.
- Villavicencio, Gabriel, Espinace, R., Fourie, A., Palma, J., & Valenzuela, P. (2014). *Failures of sand tailings dams in a highly seismic country*. 464(April 2013), 449–464.
- Wolff, T. (1989). Predictal and observed axial behavior of piles, results of a pile prediction symposium. *Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions*, 96–106. New York: ASCE, Geotechnical Special Publication 23.
- Wrana, B. (2016). Pile Load Capacity – Calculation Methods. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37, 83–93. <https://doi.org/10.1515/sgem-2015-0048>
- Yimsiry, S., & Soga, K. (2009). DEM analysis of soil fabric effects on behaviour of sand. *Geotechnique*, 6, 483–495.
- Zhou, S. (1997). *Caracterisation des sols de surface a l'aide du penetrometre dynamique léger a energie variable type Panda*. Unisersite Blaise Pascal - Clermont II, Paris.
- Zúñiga, R., Rojas, S., Suazo, G., & Villavicencio, G. (2018). X Congreso Sochige. *Efectos de Las Variables de Estado En La Resistencia Por Punta de Penetrómetros Ligeros*, (1). Valparaiso: Sociedad Chilena de Geotecnia.