CONTRATO NO. S-CON-16-2024-X-0

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”



Kawsus

CONSULTORÍA Y ASESORÍA

PROYECTO:

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”

DISEÑO DE CIMENTACIONES PUENTE 1

MARZO-2024

Cliente:	**PREFECTURA DEL GUAYAS**
Proyecto:	“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”
Documento:	KAW-PG-INF-CIM-P1-001
Título:	DISEÑO DE CIMENTACIONES PUENTE 1

Preparó:	KAWSUS CIA LTDA.	
Preparó:	Ing. Mario Almache Especialista en Geotecnia y Pavimentos	Firmado electrónicamente por: LUIS MARIO ALMACHE SANCHEZ Validar únicamente con FirmaEC
Revisó	Ing. Danilo Bustos DIRECTOR DE PROYECTO	Firmado electrónicamente por: CRISTIAN DANILO BUSTOS CABRERA Validar únicamente con FirmaEC
Aprobó:	Ing. Byron Chacha ADMINISTRADOR DEL CONTRATO	Firmado electrónicamente por: BYRON RODRIGO CHACHA CABRERA Validar únicamente con FirmaEC

CONTROL DE CAMBIOS	
Rev. 00	
Rev. 00	

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES 6
2. OBJETIVO 6
   2.1. OBJETIVO GENERAL 6
      2.1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
   2.2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO 7
   2.3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO 8
      2.3.1. TRABAJOS DE CAMPO 8
      2.3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO 9
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA DE ESTUDIO 10
   3.1. INTERPRETACIÓN DEL ESTUDIO GEOFÍSICO 10
      3.1.1. Línea Sísmica LM1-1 10
      3.1.2. Línea Sísmica LS1-1 10
      3.1.3. Línea Sísmica LM1-2 11
      3.1.4. Línea Sísmica LS1-2 12
   3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 13
      3.2.1. Perforación P1-1 13
      3.2.2. Perforación P1-2 14
   3.3. RESULTADOS SPT 16
4. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 18
   4.1. ANÁLISIS DEL ESTRIBO 1.1 21
      4.1.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS 21
   4.2. ANÁLISIS DEL ESTRIBO 1.2 24
      4.2.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS 24
5. CARGAS DE DISEÑO DE ACUERDO A INFORME ESTRUCTURAL 27
   5.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA 27
   5.2. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO 27
   5.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 28
6. FORMULACIÓN PARA DISEÑO Y ANÁLISIS PARA PILOTES PERFORADOS 28
   6.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA PARA PILOTES PERFORADOS 29
      6.1.1. Resistencia A Fricción (Fuste) 30
      6.1.2. Resistencia Nominal En La Punta 31
      6.1.3. Análisis de esfuerzos de Tracción (Uplift) 32
      6.1.4. Análisis de Fricción Negativa (Downdrag) 33
   6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 36
      6.2.1. Asentamientos Elásticos o Inmediatos 36

6.2.2. Asentamientos por Consolidación 37
6.2.3. Asentamientos permisibles....38
7. ANÁLISIS DE PILOTES PARA ESTRIBO 1.1....38
7.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA....38
7.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN (LEVANTAMIENTO)....41
7.3. ANÁLISIS DE FRICCIÓN NEGATIVA (DOWNDRAG) 41
7.4. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO....42
7.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO....42
8. ANÁLISIS DE PILOTES PARA ESTRIBO 1.2....44
8.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA....44
8.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN (LEVANTAMIENTO)....46
8.3. ANÁLISIS DE FRICCIÓN NEGATIVA (DOWNDRAG) 46
8.4. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO....47
8.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO....48
9. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES PERFORADOS 49
9.1. PRUEBAS INSITU PARA PILOTES PERFORADOS....51
9.1.1. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA 51
9.2. PRUEBA DE INTEGRIDAD O CONTINUIDAD (PRUEBA NO DESTRUCTIVA) 54
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 55
11. BIBLIOGRAFÍA. 56

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Coordenadas del proyecto.... 7
Tabla 2-1: Campaña de exploración geofísica. Sísmica de refracción.... 8
Tabla 2-2. Campaña de exploración geofísica. MASW.... 8
Tabla 2-3: Campaña de perforación rotacional y/o percusión.... 8
Tabla 2-4: Campaña de sondeos SPT.... 9
Tabla 2-5: Ensayos de laboratorio realizados.... 9
Tabla 3-1. Parámetros geomecánicos LM1-1....10
Tabla 3-2. Parámetros geomecánicos. LS1-1....11
Tabla 3-3. Parámetros geomecánicos. LM1-2....12
Tabla 3-4. Parámetros geomecánicos LS1-2....13
Tabla 3-5. Propiedades Físicas Perforación P1-1 13
Tabla 3-6. Parámetros mecánicos Perforación P1-1 y SPT-24....14
Tabla 3-7. Parámetros físicos perforación Perforación P1-2....15
Tabla 3-8. Parámetros mecánicos perforación P1-2 y SPT-25....16
Tabla 3-9 Número de golpes SPT-24 puente 1 margen izquierdo....16
Tabla 3-10 Número de golpes SPT-25 puente 1 margen derecho....17
Tabla 3-11 Número de golpes SPT Perforación 1-1....17
Tabla 3-12 Número de golpes SPT Perforación 1-2....17
Tabla 4-1: Descripción cualitativa de depósito granulares de suelo....20

Tabla 4-2: Parámetros geomecánicos definitivos. 24
Tabla 4-3: Parámetros geomecánicos definitivos – Estratos para el análisis 27
Tabla 5-1.Combinación de cargas estado límite de resistencia para pilotes de los estribos 27
Tabla 5-2. Combinación de cargas estado límite de evento extremo para pilotes de los estribos 28
Tabla 5-3. Combinación de cargas estado límite de servicio para pilotes para estribos 28
Tabla 6-1. Factores de Resistencia para pilotes perforados. 29
Tabla 6-2: Condiciones en las que la fricción negativa es significante en el diseño. 34
Tabla 7-1: Dimensionamiento de los pilotes- Estribo 1-1 39
Tabla 7-2: Estado límite de resistencia (fuste y punta) de un pilote perforado 40
Tabla 7-3: Resistencia última del grupo de pilotes 41
Tabla 7-4. Análisis de Estado Límite de Evento Extremo 42
Tabla 7-5. Parámetros elásticos estudio geofísica. 43
Tabla 7-6: Parámetros de consolidación perforación para estribo 1.1 43
Tabla 7-7. Estado límite de servicio pilotes estribo 1.1 43
Tabla 8-1: Dimensionamiento de los pilotes estribo 1.2. 44
Tabla 8-2: Estado límite de resistencia (fuste y punta) de un pilote perforado 45
Tabla 8-3: Resistencia última del grupo de pilotes 46
Tabla 8-4. Análisis de Estado Límite de Evento Extremo 47
Tabla 8-5. Parámetros elásticos estudio geofísica. 48
Tabla 8-6: Parámetros de consolidación perforación para estribo 1.2 48
Tabla 8-7. Estado límite de servicio pilotes estribo 1.2 48
Tabla 9-1. Sistema de reacción. 52
Tabla 9-2. Equipo de aplicación de la carga. 53
Tabla 9-3. Dispositivos de medición de los asentamientos. 53
Tabla 9-4: Parámetros característicos, ensayo sónico. 54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Ubicación del proyecto 7
Figura 4-1: Envolventes de resistencia drenada y no drenada para esfuerzos efectivos y totales en una arcilla saturada (Fuente: Duncan y Wright,2005) 19
Figura 4-2. Nomenclatura de estribos. 21
Figura 4-3: Caracterización geotécnica de la perforación P1-1. 23
Figura 4-4: Caracterización geotécnica de la perforación P2-2. 26
Figura 6-1: Grupo de pilotes. 29
Figura 6-2: Resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos. (AASHTO LRFD 2020) 32
Figura 6-3: Fricción negativa del grupo de pilotes (AASHTO LRFD 2020) 33
Figura 6-4: Definición y localización del plano neutro (Fellenius. 1984) 34
Figura 6-5: Interdependencia de la longitud de zona de transición, la ubicación del plano neutro y la magnitud de la resistencia de punta del pilote como una función de la penetración de la punta en un suelo homogéneo. 35
Figura 6-6: Zapata equivalente para el cálculo de asentamientos 36
Figura 7-1: Grupo de pilotes para estribo 1.1. 39

Figura 7-2. Ubicación del eje neutro, estribo 1.1 42
Figura 8-1: Grupo de pilotes para estribo 1.2 44
Figura 8-2. Ubicación de eje neutro, estribo 1.2 47
Figura 9-1. Esquema de instalación del pilote de prueba. 54
Figura 9-2. Resultados de prueba de integridad.....54

ESTUDIO DE CIMENTACIONES PARA PUENTES

1. ANTECEDENTES

El proyecto “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO-LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS” representa una medida estratégica para optimizar la infraestructura y la conectividad vial en la provincia del Guayas. Este proyecto está destinado a mejorar la conectividad entre Fátima, Villao y el límite provincial con Manabí, repercutiendo positivamente en la vida de aproximadamente 38,509 personas.

Con miras a cumplir el objeto del contrato, como parte de los estudios viales y la proyección de los puentes que contempla la consultoría, se ejecutaron ensayos de índole geofísica y perforaciones a rotación y percusión en diferentes tramos de la actual carretera, en zonas donde se ejecutará el emplazamiento de puentes.

Debido a las cargas que representan y en función de la litología del sector y las características geomecánicas obtenidas de las exploraciones realizadas, se ha optado para el diseño de cimentaciones profundas y superficiales, siendo en este caso el objeto de estudio el diseño de pilotes hincados.

Dentro del presente estudio se detallan todos los procesos desde el punto de vista geotécnico que garanticen un diseño adecuado de todas las cimentaciones para los puentes, enfocándose en desarrollar soluciones viables desde el punto técnico y económico.

2. OBJETIVO

2.1. OBJETIVO GENERAL

Desarrollar procesos y soluciones geotécnicas para complementar los “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS”.

2.1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Determinar características geomecánicas de las muestras de suelos obtenidas de las perforaciones, mediante ensayos de laboratorio.
- Definir las potencias de cada estrato de los perfiles establecidos en función del estudio geofísico, geología local, y los resultados de laboratorio de las muestras de suelos obtenidas de las perforaciones.
- Diseñar la cimentación de los estribos considerando los estados límite de servicios y de resistencia recomendado por la “AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS 2020”.

2.2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El proyecto está ubicado en la provincia de Guayas y, se estructura en dos fases claramente establecidas. La Fase I comprende el tramo desde Fátima hasta el recinto Paraíso de Villao, dentro del cual se localizan dos puentes, cuyas abscisas se encuentran en los apartados correspondientes. A lo largo de la zona en estudio se generaron los diversos ensayos geotécnicos para el diseño de la infraestructura vial. En la **Figura 2-1** se presenta la localización de la intersección previamente descrita.

Figura 2-1: Ubicación del proyecto

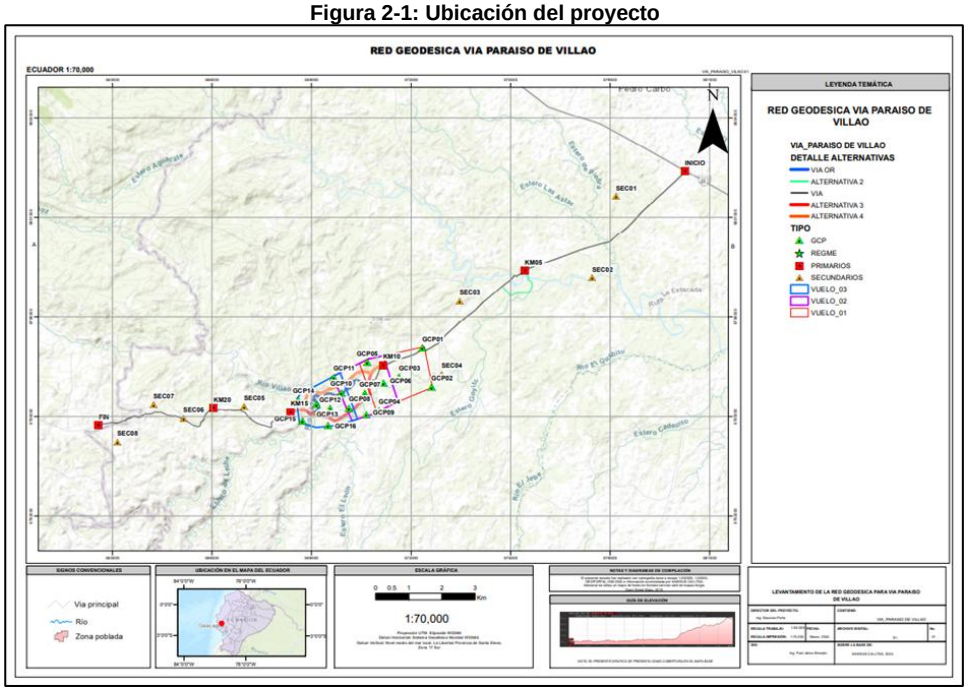


Tabla 2-1: Coordenadas del proyecto

ABSCISA		COORDENADAS	
		NORTE	ESTE
VÍA INCIO	0+000	9’802,394.03	580,262.49
PUENTE 1 INCIO	3+135	9’800,262.36	577,971.88
PUENTE 1 FIN	3+185	9’800,251.07	577,918.97
VÍA FIN	11+200	9’796,491.80	571,057.93

2.3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

La metodología de estudio que se siguió para estructurar el presente informe es la que se describe a continuación.

2.3.1. TRABAJOS DE CAMPO

- Reconocimiento del área de estudio
- Análisis de la información geológica a detalle
- Ejecución de líneas geofísicas, en la **Tabla 2-2** se presente la campaña de exploración realizada.

Tabla 2-2: Campaña de exploración geofísica. Sísmica de refracción

Coordenadas UTM 17S. Elipsoide de referencia WGS 84				Perfil #	Longitud (m)	Cota de exploración (m.s.n.m)
INICIO		FIN				
ESTE	NORTE	ESTE	NORTE			
578018	9800293	577953	9800261	LS1-1	72	70
577929	9800254	577859	9800237	LS1-2	72	65
575022	9799165	575110	9799249	LS2-1	120	70
574995	9799117	574903	9799039	LS2-2	120	71
569134	9795927	569304	9796096	LS3-1	240	125
569073	9795894	569073	9795894	LS3-2	72	106

Fuente: Informe Geofísico

Tabla 2-3. Campaña de exploración geofísica. MASW

Coordenadas UTM 17S. Elipsoide de referencia WGS 84				Perfil #	Longitud (m)	Cota de exploración (m.s.n.m)
INICIO		FIN				
ESTE	NORTE	ESTE	NORTE			
577971	9800258	577957	9800304	LM1-1	36	65
577906	9800232	577928	9800276	LM1-2	48	65
575063	9799165	575023	9799195	LM2-1	48	70
574998	9799089	574960	9799119	LM2-2	48	70
569146	9795894	569105	9795921	LM3-1	48	103
569080	9795875	569041	9795904	LM3-2	48	105

Fuente: Informe Geofísico

- Ejecución de las perforaciones a rotación y/o percusión, en la **Tabla 2-4** se presenta las perforaciones con sus respectivas coordenadas y profundidades alcanzadas.

Tabla 2-4: Campaña de perforación rotacional y/o percusión.

COORDENADAS			PERFORACION	PROFUNDIDAD (m)
ESTE	NORTE	COTA		

585462.0	9798171.0	70.0	P1-1	9.0
577923.0	9800233.0	71.0	P1-2	20.0
575050.0	9799182.0	71.5	P2-1	15.0
574995.0	9799110.0	74.1	P2-2	12.60
569124	9795913	102	P3-1	10.80
569063.0	9795876.0	112.0	P3-2	13.00

Fuente: Informe Geotécnico

- Ejecución de ensayos SPT a ambos márgenes de los puentes. En la **Tabla 2-5** se presenta las coordenadas de ubicación de los SPT´s realizados.

Tabla 2-5: Campaña de sondeos SPT.

COORDENADAS		SPT	PROFUNDIDAD (m)
ESTE	NORTE		
577973	9800262	SPT 24	8.50
577914	9800249	SPT 25	10.5
575047	9799177	SPT 26	10.5
574987	9799112	SPT 27	10.5

Fuente: Informe Geotécnico

2.3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

Durante la campaña de exploración se obtuvieron muestras alteradas y muestras inalteradas (tipo shelby) con la finalidad de determinar parámetros físicos y geomecánicos.

De las muestras obtenidas de las perforaciones, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.

Tabla 2-6: Ensayos de laboratorio realizados

ENSAYO	NORMA
Contenido de agua	ASTM D-4643
Distribución granulométrica	ASTM D-422
Limite líquido y limite plástico	ASTM D-4318
Ensayo de corte directo	ASTM D-3080
Ensayo Triaxial no Consolidado no Drenado	ASTM D-2850
Ensayo de compresión simple	ASTM D-2166
Ensayo de consolidación	ASTM D-2435

Para determinar el contenido de humedad natural (ASTM D-4643) se tomaron muestras in-situ conforme el avance de la perforación, con esto se aseguró conservar el mayor grado de exactitud de las muestras de humedad. Una vez terminada la perforación y corroborando la información detallada de los logs de perforación se realizaron ensayos de clasificación (ASTM D-4318, ASTM D-422) a los estratos más representativos de cada perforación. Finalmente, con un criterio técnico se eligieron muestras para determinar parámetros geomecánicos en base a los ensayos de compresión simple (ASTM D-2166), corte directo (ASTM D-3080) y ensayo Triaxial no consolidado no drenado (ASTM D-2850).

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1. INTERPRETACIÓN DEL ESTUDIO GEOFÍSICO

De las líneas geofísicas ejecutadas (ver **Tabla 2-2** y **Tabla 2-3**) se han obtenido los siguientes resultados.

3.1.1. Línea Sísmica LM1-1

El primer ensayo geofísico MAS W – REMI (LM1 - 1), expone tres capas geofísicas hasta los 30 m de profundidad las mismas se infieren a continuación:

- Desde la cota de exploración hasta aproximadamente 4.04 m, se infiere un material fino posiblemente arcillas y limos con bajo porcentaje arenas, suelos con medianas relaciones de vacíos, húmedos. Vp = 240.83 m/s y Vs = 147.48 m/s
- Desde los 4.04 m a 9.94 m, se presentan velocidades concordantes son suelos finos con porcentaje de arena fina. Vp = 386.97 m/s y Vs = 236.97m/s
- Desde los 9.94 m a más de 30 m, se presentan velocidades concordantes con arenas limosas con presencia de humedad. Vp = 607.87 m/s y Vs = 372.24 m/s.

El gráfico siguiente y la tabla subsiguiente se exponen los parámetros geo – mecánicos y elásticos de cada estrato geofísico inferido, encasillando al perfil del suelo como tipo D hasta los 30 m de profundidad, desde la cota de exploración, con un periodo de vibración de 0.42. En esta exploración no se identificó material rocoso.

Los parámetros geomecánicos obtenidos se presentan en la **Tabla 3-1**.

Tabla 3-1. Parámetros geomecánicos LM1-1

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

Línea Sísmica Ejecutada	Estratos geofísicos definidos				Velocidades de ondas			Peso especifico	Capacidad admisible	Resistencia a la penetracion y capacidad de carga en función de N			Modulo de corte	Coeficiente Poisson	Módulo Young	Módulo Edométrico	Módulo Bulk	Módulo Balasto	Cohesiòn	Ángulo de fricciòn
	capas presentes	Variaciòn estrato		Potencia estrato (i)	Vp	Vs	ci/Vsi	γ	q_a	q_a	$q_{a\,(prom)}$	N referencial	G	υ	E	E_c	kb	k	C	Φ
		[m]		[H]	[m/s]	[m/s]		$[KN/m^3]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$		$[kN/m^2]$	[-/-]	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^3]$	KN/m²	°
LM1 -1	1	0	4,04	4,04	240,83	147,48	0,02739	15,35	75,46	86,39	80,93	7	34033,42	0,30	8848,69	2949,66	7373,91	9723,84	1,09	24,7
	2	4,04	9,94	5,9	386,97	236,97	0,02490	15,98	126,23	140,53	133,38	11	91473,33	0,30	23783,07	7927,70	19819,22	26135,24	10,32	26,1
	3	9,94	30	20,06	607,87	372,24	0,05389	17,60	218,38	222,35	220,37	17	248593,48	0,29	64137,12	21378,71	50902,48	70026,33	51,48	28,4
	Σci =			30	Σci /Vs =		0,10618	Vs, media (Vs30)												

Fuente: Informe Geofísico

3.1.2. Línea Sísmica LS1-1

El segundo ensayo geofísico MAS W – REMI (LS1 - 1), expone tres capas geofísicas hasta los 30 m de profundidad, las mismas se infieren a continuación:

- Desde la cota de exploración hasta los 9.67 m, se infiere un material fino posiblemente arcillas y limos con bajo porcentaje arenas, suelos con medianas relaciones de vacíos, húmedos. Vp = 380.16 m/s y Vs = 232.08 m/s
- Desde los 9.67 m a 23.01 m, se presentan velocidades concordantes con suelos finos con porcentaje de arena fina, presentando una velocidad Vp = 665.83 m/s y una Vs = 407.74 m/s
- Desde los 23.01 m a más de 30 m, se presentan velocidades concordantes con arenas limosas con un proceso de meteorización. Vp = 879.99 m/s y Vs = 538.88 m/s

El gráfico siguiente y la tabla subsiguiente expone los parámetros geo – mecánicos y elásticos de cada estrato geofísico inferido, encasillando al perfil del suelo como tipo D hasta los 30 m de profundidad, desde la cota de exploración, con un periodo de vibración de 0.35.

En la **Tabla 3-2** se presentan los parámetros geomecánicos establecidos para esta exploración geofísica.

Tabla 3-2. Parámetros geomecánicos. LS1-1

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."																				
Línea Sísmica Ejecutada	Estratos geofísicos definidos				Velocidades de ondas			Peso especifico	Capacidad admisible	Resistencia a la penetracion y capacidad de carga en función de N			Modulo de corte	Coeficiente Poisson	Mòdulo Young	Mòdulo Edomètrico	Mòdulo Bulk	Mòdulo Balasto	Cohesiòn	Àngulo de fricciòn
	capas presentes	Variaciòn estrato		Potencia estrato (i)	Vp	Vs	di/Vsi	γ	q_a	q_a	$q_{a\,(prom)}$	N referencial	G	υ	E	E_c	kb	k	C	Φ
		[m]		[H]	[m/s]	[m/s]		$[KN/m^3]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$		$[kN/m^2]$	[−/−]	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^3]$	KN/m²	°
LS1-1	1	0	9,67	9,67	380,16	232,8	0,04154	15,69	121,75	138,00	129,88	11	86680,20	0,30	22536,85	7512,32	18780,71	24765,77	9,05	26,1
	2	9,67	23,01	13,34	665,83	407,74	0,03272	16,71	227,11	243,82	235,46	19	283187,50	0,28	72496,00	24165,81	54921,21	78663,19	62,28	28,9
	3	23,01	30	6,99	879,99	538,88	0,01297	18,58	333,75	323,15	328,45	25	549997,65	0,25	137499,41	45832,86	91666,27	146666,04	102,18	31,1
	Σdi =			30	Σdi /Vs =		0,08723	Vs, media (Vs30)												

Fuente: Informe Geofísico

3.1.3. Línea Sísmica LM1-2

El tercer ensayo geofísico MAS W – REMI (LM1 - 2), expone tres capas geofísicas hasta los 30 m de profundidad, las mismas se infieren a continuación:

- Desde la cota de exploración hasta los 5.15 m, se infiere un material fino posiblemente arcillas y limos con bajo porcentaje arenas, suelos con medianas a altas relaciones de vacíos, húmedos. Vp = 348.65 m/s y Vs = 213.5 m/s

- Desde los 5.15 m hasta los 21.96 m, se presentan velocidades concordantes con suelos finos con porcentaje de arena fina, presentando una velocidad Vp = 660.38 m/s y una Vs = 404.4 m/s. Los materiales se infieren como suelos duros a rígidos

- Desde los 21.96 m a más de 30 m, se presentan velocidades concordantes con arenas limosas de alta compacidad o suelos finos de alta consolidaciòn. Materiales rígidos. Vp = 844.57 m/s y Vs = 517.9 m/s

El gráfico siguiente y la tabla subsiguiente expone los parámetros geo – mecánicos y elásticos de cada estrato geofísico inferido, encasillando al perfil del suelo como tipo C hasta los 30 m de profundidad, desde la cota de exploración, con un periodo de vibración de 0.32.

En la **Tabla 3-3** se presentan los parámetros geomecánicos establecidos para esta exploración geofísica.

Tabla 3-3. Parámetros geomecánicos. LM1-2

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

Línea Sísmica Ejecutada	Estratos geofísicos definidos				Velocidades de ondas			Peso especifico	Capacidad admisible	Resistencia a la penetracion y capacidad de carga en función de N			Modulo de corte	Coeficiente Poisson	Mòdulo Young	Mòdulo Edomètrico	Mòdulo Bulk	Mòdulo Balasto	Cohesiòn	Àngulo de fricciòn
	capas presentes	Variaciòn estrato		Potencia estrato (i)	Vp	Vs	di/Vsi	γ	q_a	q_a	$q_{a\,(prom)}$	N referencial	G	υ	E	E_c	kb	k	C	Φ
		[m]		[H]	[m/s]	[m/s]		[KN/m³]	[kn/m²]	[kn/m²]	[kn/m²]		[kN/m²]	[−/−]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m³]	KN/m²	°
LM1-2	1	0	5,15	5,15	348,65	213,5	0,02412	15,59	110,95	126,33	118,64	10	72439,07	0,30	18834,16	6277,84	15695,13	20696,88	3,18	25,6
	2	5,15	21,96	16,81	660,38	404,4	0,04157	18,38	247,76	241,80	244,78	19	306407,08	0,28	78440,21	26146,93	59424,40	85113,08	61,26	28,9
	3	21,96	30	8,04	844,57	517,19	0,01555	18,41	317,38	310,03	313,71	24	501978,39	0,25	125494,60	41831,31	83663,06	133860,90	95,58	30,7
	Σdi =			30	Σdi /Vs =		0,08124	Vs, media (Vs30)												

Fuente: Informe Geofísico

3.1.4. Línea Sísmica LS1-2

- Desde la cota de exploración hasta los 11.84 m, se infiere un material arcilloso limoso húmedo, suelos con altas relaciones de vacios. Vp = 331.9 m/s y Vs = 203.24 m/s

- Desde los 11.84 m hasta los 17.99 m, se presentan velocidades concordantes con suelos arenosos arcillosos limosos en proceso de consolidación presentando una velocidad Vp = 863.98 m/s y una Vs = 529.08 m/s, suelos rígidos

- Desde los 17.99 m a más de 30 m, se presentan velocidades concordantes con arenas limosas de alta compacidad o suelos de muy alta consolidación, rocas blandas. Vp = 1151.34 m/s y Vs = 705.05 m/s

El gráfico siguiente y la tabla subsiguiente expone los parámetros geo – mecánicos y elásticos de cada estrato geofísico inferido, encasillando al perfil del suelo como tipo D hasta los 30 m de profundidad, desde la cota de exploración, con un periodo de vibración de 0.35.

En la **Tabla 3-4** se presentan los parámetros geomecánicos establecidos para esta exploración geofísica.

Tabla 3-4. Parámetros geomecánicos LS1-2

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."																				
Línea Sísmica Ejecutada	Estratos geofísicos definidos				Velocidades de ondas			Peso especifico	Capacidad admisible	Resistencia a la penetracion y capacidad de carga en función de N			Modulo de corte	Coeficiente Poisson	Mòdulo Young	Mòdulo Edomètrico	Mòdulo Bulk	Mòdulo Balasto	Cohesiòn	Àngulo de fricciòn
	capas presentes	Variaciòn estrato		Potencia estrato (i)	Vp	Vs	di/Vsi	γ	q_a	q_a	$q_{a\,(prom)}$	N referencial	G	υ	E	E_c	kb	k	C	Φ
		$[m]$		$[H]$	$[m/s]$	$[m/s]$		$[KN/m^3]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$	$[kn/m^2]$		$[kN/m^2]$	$[-/-]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^3]$	KN/m²	°
LM1-2	1	0	11,84	11,84	331,9	203,24	0,05826	15,36	104,07	120,13	112,10	9	64675,62	0,25	16168,90	5389,29	10779,27	17246,83	0,06	25,6
	2	11,84	17,99	6,15	863,98	529,08	0,01162	18,42	324,85	317,22	321,04	24	525609,62	0,25	131402,41	43801,21	87601,60	140162,57	99,20	30,9
	4	17,99	30	12,01	1151,34	705,05	0,01703	19,46	457,34	423,66	440,50	32	986083,43	0,24	244548,69	81516,49	156761,98	259495,64	152,74	33,8
	Idi =			30	Idi /Vs =		0,08691	Vs, media (Vs30)												

Fuente: Informe Geofísico

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Luego de extraer las muestras de las perforaciones estas fueron llevadas a laboratorio con el fin de determinar parámetros físicos y geomecánicos. Los ensayos de clasificación se lo realizo a los estratos de cada perforación que fueron representativos en potencia y consistencia.

3.2.1. Perforación P1-1

En la **Tabla 3-5** se presenta las propiedades físicas de los estratos identificados.

Tabla 3-5. Propiedades Físicas Perforación P1-1

ENSAYOS	PROFUNDIDAD (m)	SUCS	AASHTO	PORCENTAJES			ATTERBERG		
				GRAVA	ARENA	FINO	LL%	LP%	IP%
P1-1	0.00-1.00	CH	A-7-6(37)	0.26	8.47	91.27	61.04	24.82	36.22
	1.00-2.00	MH	A-7-5(26)	0.00	6.37	93.63	52.53	29.17	23.36
	2.00-3.00	MH	A-7-5(23)	0.01	7.35	92.64	52.56	32.80	19.76
	3.00-4.00	MH	A-7-5 (23)	0.01	8.41	91.58	53.50	33.87	19.63
	4.00-5.00	SM	A-4 (0)	0.00	60.04	39.96	20.67	17.72	2.95
	5.00-6.00	MH	A-7-5 (46)	0.10	10.75	89.15	79.93	37.68	42.25
P1-1	6.00-7.00	MH	A-7-5 (22)	0.53	10.86	88.61	53.83	33.37	20.46
	7.00-8.00	CH	A-7-6 (28)	0.00	12.33	87.67	52.55	22.63	29.92
	8.00-9.00	CH	A-7-6 (26)	0.00	16.50	83.50	54.22	25.54	28.68
	9.00-10.00	SC	A-4 (0)	6.04	55.75	38.22	31.69	22.74	8.95
	10.00-11.00	CH	A-7-6 (27)	4.34	23.72	71.94	61.74	23.66	38.08
	11.00-12.00	CH	A-7-6 (24)	4.57	21.38	74.05	57.92	25.90	32.02
	12.00-13.00	CH	A-7-6 (29)	5.84	18.89	75.27	60.10	22.86	37.24
	13.00-14.00	CH	A-7-6 (29)	5.84	18.89	75.27	60.10	22.86	37.24
	14.00-15.00	CH	A-7-6 (33)	2.05	5.49	92.45	58.01	27.40	30.61
	15.00-16.00	CH	A-7-6 (25)	4.74	6.04	89.21	52.94	28.09	24.85
	16.00-17.00	MH	A-7-5 (23)	0.00	7.59	92.41	51.80	31.08	20.71
	17.00-18.00	MH	A-7-5 (19)	0.00	16.14	83.86	50.60	30.41	20.19
	18.00-19.00	MH	A-7-6 (22)	0.00	17.96	82.04	53.48	29.93	23.55

ENSAYOS	PROFUNDIDAD (m)	SUCS	AASHTO	PORCENTAJES			ATTERBERG		
				GRAVA	ARENA	FINO	LL%	LP%	IP%
	19.00-20.00	MH	A-7-5 (28)	0.00	9.93	90.07	57.23	30.90	26.33
P1-1	20.00-21.00	CH	A-7-5 (40)	0.00	0.87	99.13	63.48	30.44	33.04
	21.00-22.00	CH	A-7-6 (43)	0.00	2.42	97.58	64.28	26.85	37.43
	22.00-23.00	CH	A-7-6 (41)	0.00	4.57	95.43	62.09	24.61	37.48
	23.00-24.00	CH	A-7-6 (41)	0.00	5.41	94.59	62.88	24.71	38.17
	24.00-25.00	CH	A-7-6 (40)	0.00	3.71	96.29	61.44	24.85	36.59
	25.00-26.00	SM	A-2-4 (0)	0.37	81.35	18.29	NP	NP	NP
	26.00-27.00	SM	A-2-4 (0)	0.67	74.11	25.22	NP	NP	NP
	27.00-28.00	SM	A-2-4 (0)	0.49	56.14	4.37	NP	NP	NP
	28.00-29.00	CH	A-6 (37)	0.41	10.44	89.15	57.63	18.82	38.82
	29.00-30.00	CH	A-6 (40)	0.09	7.06	92.85	60.51	21.41	39.10

Fuente: Informe Perforaciones

En la **Tabla 3-6** se presenta los parámetros mecánicos obtenidos de las muestras de la perforación y del SPT.

Tabla 3-6. Parámetros mecánicos Perforación P1-1 y SPT-24

ENSAYO	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA EN (m)	CLASIFICACION SUCS	ENSAYO DE CORTE DIRECTO			ENSAYO TRIAXIAL UU			ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE		GRAVEDAD ESPECÍFICA
			C (kg/cm²)	Φ°	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	C (kg/cm²)	Φ°	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	C (kg/cm²)	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	
	4.00-5.00		0.23	19	1.8						
	4.00-5.45		0.13	24.8	1.77						
	7.00-8.45		0.13	29.15	1.86						
P1-1	11.00-12.00	CH									2.52
	17.00-18.00	MH				3,15	44.9	2,15			
	18.00-19.00	MH									2.463
	21.00-22.00								1.40	1.88	
	24.00-26.00								1.46	1.91	
	SPT24 (2.00-4.45)		0.23	19	1.8						
	SPT24 (4.00-5.45)		0.13	24.8	1.77						
	SPT24 (7.00-8.45)		0.13	29.15	1.86						

Fuente: Informe Perforaciones

3.2.2. Perforación P1-2

En la **Tabla 3-7** se presentan los parámetros físicos de la perforación del estribo 1-2.

Tabla 3-7. Parámetros físicos perforación Perforación P1-2

ENSAYOS	PROFUNDIDAD (m)	SUCS	AASHTO	GRANULOMETRÍA (%)			ATTERBERG		
				GRAVA	ARENA	FINO	LL%	LP%	IP%
P1-2	1.00-2.00	SM	A-4 (0)	2.22	54.97	42.81	23.26	20.77	2.49
	2.00-3.00	CL	A-6(10)	1.16	28.79	70.05	28.42	8.95	19.47
	3.00-4.00	CL	A-6(10)	2.67	29.21	68.12	30.82	11.17	19.65
	4.00-5.00	CL	A-6(12)	0.30	29.09	70.62	33.60	12.21	21.38
P1-2	5.00-6.00	CH	A-7-6(26)	0.00	21.50	78.50	51.06	17.88	33.18
	6.00-7.00	CH	A-7-6(28)	0.00	19.36	80.64	53.86	20.10	33.76
	7.00-8.00	CH	A-7-6(29)	0.00	19.13	80.87	55.43	20.75	34.68
	8.00-9.00	CH	A-7-6 (30)	0.00	21.41	78.59	56.03	17.66	38.37
	9.00-10.00	CH	A-7-6 (26)	0.45	23.82	75.73	52.84	17.45	35.39
	10.00-11.00	CL	A-7-6(14)	0.11	36.52	63.36	44.08	17.34	26.74
	11.00-12.00	CL	A-7-6(15)	0.00	34.23	65.77	42.45	15.97	26.48
	12.00-13.00	CL	A-7-6(16)	0.00	38.57	61.43	45.08	13.57	31.51
	13.00-14.00	CL	A-6(11)	0.00	42.25	57.75	40.38	15.00	25.38
	14.00-15.00	CL	A-6(7)	0.00	47.17	52.83	35.85	16.20	19.65
	15.00-16.00	SC	A-6(5)	0.00	52.05	47.95	34.76	16.52	18.25
	16.00-17.00	SC	A-6(4)	0.00	54.41	45.59	33.78	17.76	16.01
	17.00-18.00	SC	A-6(4)	0.00	57.85	42.15	34.74	15.01	19.73
	18.00-19.00	SC	A-6(5)	0.00	55.41	44.59	37.44	16.28	21.16
P1-2	19.00-20.00	CL	A-6(7)	4.52	37.64	57.84	36.87	20.92	15.95
	20.00-21.00	CL	A-6(7)	6.12	36.08	57.80	37.14	21.08	16.06
	21.00-22.00	CL	A-6(8)	0.72	38.26	61.02	39.48	22.77	16.71
	22.00-23.00	CL	A-7-6(12)	0.98	29.08	69.94	42.47	23.37	19.11
	23.00-24.00	CL	A-7-6(18)	1.33	21.52	77.16	48.03	25.15	22.87
	24.00-25.00	CH	A-6(34)	0.00	14.13	85.87	61.36	25.94	35.43
	25.00-26.00	CH	A-7-6(35)	0.00	11.80	88.20	64.39	29.59	34.80
	26.00-27.00	CH	A-7-5(40)	0.00	9.81	90.19	69.15	31.24	37.91
	27.00-28.00	CH	A-7-5(43)	0.00	9.81	90.19	73.21	32.77	40.43
	28.00-29.00	CH	A-7-5(47)	0.00	8.27	91.73	76.30	32.85	43.44
	29.00-30.00	CH	A-7-5(53)	0.00	6.16	93.84	81.39	34.09	47.30

Fuente: Informe Perforaciones

En la **Tabla 3-8** se presenta los parámetros mecánicos obtenidos para las muestras de la perforación y SPT.

Tabla 3-8. Parámetros mecánicos perforación P1-2 y SPT-25

ENSAYO	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA EN (m)	CLASIFICACION SUCS	ENSAYO DE CORTE DIRECTO			ENSAYO TRIAXIAL UU			ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE		
			C (kg/cm²)	Φ°	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	C (kg/cm²)	Φ°	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	C (kg/cm²)	Pes. Volumétrico (gr/cm³)	
P1-2	3.00-4.45					0.24	10	16.97			
	4.00-5.00	CL									2.549
	9.00-10.00	CH							1.04	1.96	2.463
	10.00-11.00								1.13	1.62	
	12.00-13.00	CL				0.27	14	1.83			
	16.50 – 16.90								0.60	2.12	
	17.0-17.45								1.23	2.05	
	17.00-18.00	SC				0.23	25.5	1.91			
	22.00-23.00	CL				0.34	25	2.03			
SPT	SPT25 (3.00-4.45)		0.24	10	1.73						
	SPT25 (7.00-8.45)		0.27	13.12	1.8						

Fuente: Informe Perforaciones

3.3. RESULTADOS SPT

De los SPT´s ejecutados a continuación se presenta el número de golpes obtenido tanto de las perforaciones como de los SPT realizados en las zonas de los estribos.

En la **Tabla 3-9** se presenta el resultado del número de golpes obtenidos del SPT-24 realizado en el margen izquierdo del puente 1.

Tabla 3-9 Número de golpes SPT-24 puente 1 margen izquierdo

Profundidad de exploración ensayo SPT – 24 (m)	Número de golpes en función de la profundidad (cm)			Descripción visual y al tacto
	0.00 - 0.15	0.15 - 0.30	0.30 - 0.45	
0.00m a 0.45m				
1.00m a 1.45 m	5	7	7	Material fino homogéneo, plástico, consistencia firme, expone baja humedad y de tonalidad oscura.
2.00m a 2.45 m	11	11	12	
3.00m a 3.45 m	9	11	11	Limos sueltos, expone baja humedad, material plástico, y de tonalidad gris.
4.00m a 4.45 m	10	9	9	Arenas con porcentaje de limos, material de baja plasticidad, su tonalidad es rojiza y amarillenta.
5.00m a 5.45 m	11	10	16	Material fino firme, susceptible, expone plasticidad y humedad. Su coloración es verdosa.
6.00m a 6.45 m	20	21	30	
7.00m a 7.45 m	21	30	32	Arcillas parcialmente saturadas, expone alta plasticidad, consistencia firme y de tonalidad verdosa y amarillenta.
8.00m a 8.45 m	42	60R(2)		

Fuente: Informe Perforaciones

En la **Tabla 3-10** se presenta el número de golpes del SPT-25 realizado en el margen derecho del puente 1.

Tabla 3-10 Número de golpes SPT-25 puente 1 margen derecho

Profundidad de exploración ensayo SPT – 25 (m)	Número de golpes en función de la profundidad (cm)			Descripción visual y al tacto
	0.00 - 0.15	0.15 - 0.30	0.30 - 0.45	
0.00m a 0.45m				
1.00m a 1.45 m	10	6	6	Arenas finas, expone baja humedad y de tonalidad café claro.
2.00m a 2.45 m	8	7	7	Material fino con presencia de arenas gruesas, material firme, de baja plasticidad, y baja humedad, su coloración es café oscuro.
3.00m a 3.45 m	8	9	8	Intercalaciones de arcillas con arenas finas compactas, expone baja humedad y baja plasticidad. Su coloración es café oscuro y claro.
4.00m a 4.45 m	8	9	7	
5.00m a 5.45 m	7	8	8	Arcillas blandas con presencia de arenas finas, material plástico, húmedo y de tonalidad verdoso.
6.00m a 6.45 m	8	9	10	
7.00m a 7.45 m	8	7	8	Arcillas blandas, muestra parcialmente saturado, con contenido de arenas, material de tonalidad oscura.
8.00m a 8.45 m	10	10	10	
9.00m a 9.45 m	8	9	10	Arcillas homogéneas plásticas, húmedas, consistencia firme y tonalidad oscura.
10.00m a 10.45 m	12	10	13	Arcillas húmedas, expone baja plasticidad, y de tonalidad oscura.

Fuente: Informe Perforaciones

Tabla 3-11 Número de golpes SPT Perforación 1-1

Profundidad (m)	N Golpes			NSPT	N60
	15	30	45		
1.05-1.50	5	7	7	14	11
2.05-2.50	11	11	12	23	17
3.05-3.50	9	11	11	22	17
4.05-4.50	10	9	9	18	15
5.05-5.50	11	10	16	26	22
6.05-6.50	20	21	30	51	48
7.05-7.50	21	30	32	62	59
8.05-8.50	42	60	-	70	67

Fuente: Informe Perforaciones

Tabla 3-12 Número de golpes SPT Perforación 1-2

Profundidad (m)	N Golpes			NSPT	N60
	15	30	45		
1.05-1.50	10	6	6	12	9
2.05-2.50	8	7	7	14	11
3.05-3.50	8	9	8	17	13
4.05-4.50	8	9	7	16	14
5.05-5.50	7	8	8	16	14
6.05-6.50	8	9	10	19	18
7.05-7.50	8	7	8	15	14
8.05-8.50	10	10	10	20	19
9.05-9.50	8	9	10	19	18
10.05-10.50	12	10	13	23	22
12.05-12.50	6	9	15	24	24
16.05-16.50	8	10	15	25	25
22.05-22.50	23	33	45	78	78

Fuente: Informe Perforaciones

4. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Se ha utilizado el criterio de Mohr-Coulomb para definir la resistencia al corte de los materiales. La expresión que define la envolvente de falla se indica en la **Ecuación 4-1**

$$\boldsymbol{\tau = c' + (\sigma_v - u)\tan\phi'} \qquad \textbf{Ecuación 4-1}$$

En donde:

τ = resistencia al corte
c' = cohesión efectiva
σ_v = esfuerzo vertical normal
u=presión de poros
φ´ = ángulo de fricción efectivo

Para el caso de materiales en los que la falla se genere de manera no drenada, la envolvente corresponde a la resistencia al corte no drenado (τ=Su).

La **Ecuación 4-1** define la resistencia al cizallamiento en función de la cohesión entre partículas del suelo, la resistencia a la fricción entre las partículas sólidas y además se debe considerar la presión de poros. Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos es la historia de consolidación del suelo, condiciones de drenaje y características de aplicación de cargas.

- **ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS**

Una masa de suelo saturada (debajo de nivel freático) está compuesta por dos fases distintas, el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión de agua. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como ***esfuerzos efectivos*** y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina "presión de poros". *Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales*. El ***esfuerzo total*** es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua.

En la **Figura 4-1** se presenta las envolventes de esfuerzos en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales. Como se puede observar la *envolvente de esfuerzos totales* es horizontal, es decir, que la resistencia cortante (**Ecuación 4-1**) es constante y es independiente de la magnitud del esfuerzo total. La *envolvente de esfuerzos efectivos* representa el comportamiento fundamental de la arcilla, debido a que la resistencia de la acilla es controlada por los esfuerzos efectivos y por la densidad.

Las envolventes de esfuerzos se presentan en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales. La envolvente de esfuerzos totales refleja las presiones de poros que se producen durante el corte no-drenado,

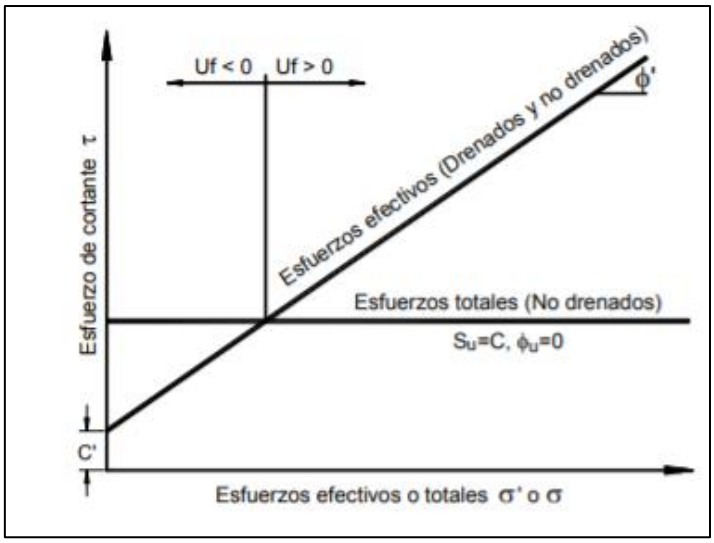


Figura 4-1: Envolventes de resistencia drenada y no drenada para esfuerzos efectivos y totales en una arcilla saturada (Fuente: Duncan y Wright,2005)

Con estos antecedentes, durante la campaña de exploración se determinó la cota del nivel freático en cada perforación y se han considerado parámetros efectivos (en condiciones no drenadas) en los estratos arcillosos que se encuentren bajo la cota del nivel freático y parámetros totales en los estratos arcillosos que estén sobre la cota del nivel freático.

Para geomateriales arcillosos en función del ensayo de penetración estándar (SPT) y en base a pruebas triaxiales no consolidadas no drenada (UU) Stroud (1974) sugirió la **Ecuación 4-2** para la determinación de la resistencia al corte no drenado Su.

$$Stroud\ (1974), \qquad Su\ (kPa) = kN_{60} \qquad \textbf{Ecuación 4-2}$$

Donde,

k= varía entre 4-7 según el índice de plasticidad. Para suelos arcillosos se considera un valor de 4.2.

N_{60}=Número de penetración estándar, corregido por energía.

Otros investigadores como Ajayi & Balogum (1988) y Sirvakaya (2009) propusieron valores de la resistencia al corte no drenado en función del ensayo de penetración estándar, humedad natural y la plasticidad de suelo finos cohesivos.

$$Ajayi\ Balogun\ (1988), Su(kPa) = 1.39N_{60} + 74.2 \qquad \textbf{Ecuación 4-3}$$

$$Sirvikaya\ (2009), Su(kPa) = 3.33N_{60} - 0.75Wn + 0.20LL + 1.67IP \qquad \textbf{Ecuación 4-4}$$

Donde,

N_{60}=Número de penetración estándar, corregido por energía.

Wn= Humedad Natural

LL= Límite Líquido

IP=Índice de Plasticidad

La resistencia cortante de una masa de suelo friccionante depende de la densidad relativa, relación de vacíos, forma y tamaño de granos, distribución granulométrica y resistencia individual de las partículas. El término densidad relativa (Dr) se emplea comúnmente para indicar la densidad in situ del suelo granular, los valores de Dr pueden variar desde un mínimo de 0 para suelo muy suelto, a un máximo de 1 para suelos muy densos, en la **Tabla 4-1** se observa una descripción cualitativa de los suelos en función de los valores de la densidad relativa.

Tabla 4-1: Descripción cualitativa de depósito granulares de suelo.

Densidad relativa (%)	Descripción del depósito de suelo
0-15	Muy suelto
15-50	Suelto
50-70	Medio
70-85	Denso
85-100	Muy denso

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das.

Meyerhof (1956) planteó una serie de hipótesis en las que correlaciona el ángulo de fricción interna, la densidad relativa, relación de vacíos y la porosidad de un suelo, para sustentar dicha hipótesis determinó las siguientes relaciones:

- El ángulo de fricción aumenta cuando la relación de vacíos disminuye y aumenta la densidad relativa.
- Al aumentar el porcentaje de finos, el ángulo de fricción interna y la porosidad disminuye.

Según Idriss & Boulanger (2003), el ángulo de fricción depende de la densidad relativa según la siguiente ecuación.

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}} \qquad \textbf{Ecuación 4-5}$$

En donde el valor de $N_{1.60}$ corresponde al valor número de golpes N_{60} corregido para un valor de sobrecarga efectiva, es decir que el valor de N_{60} obtenido a partir de la exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga, debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de σ'_0=100kPa.

Según Skempton (1986) el valor de $N_{1.60}$ se determina según la siguiente ecuación.

$$N_{1.60} = N_{60}\left[\sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma'_o}{Pa}}}\right] \qquad \textbf{Ecuación 4-6}$$

El valor de $N_{1,60}$ corresponde al número de golpes corregido para el confinamiento de 1 atmósfera (Presión atmosférica=Pa).

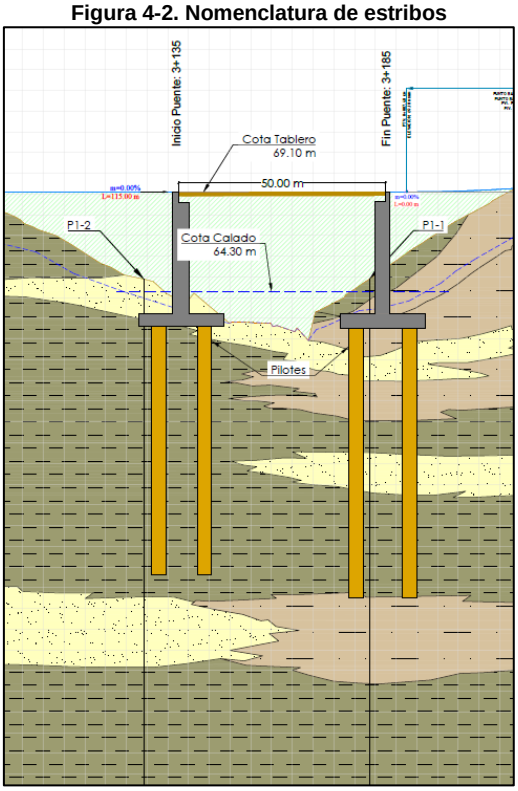
Por lo tanto, para determinar la resistencia al corte en función de la densidad relativa para suelos granulares se tiene las siguientes ecuaciones.

$$\textbf{Terzaghi Peck (1948)}, \boldsymbol{\phi} = 25.8 + 0.25 * \mathbf{N_{60}} \qquad \textbf{Ecuación 4-7}$$

$$\textbf{Burmister (1948)}, \boldsymbol{\phi} = 31.5 + 0.11 * \mathbf{Dr}(\%) \qquad \textbf{Ecuación 4-8}$$

$$\textbf{Meyerhof (1956)}, \boldsymbol{\phi} = \mathbf{25.0 + 0.15 * Dr}\ (\%) \qquad \textbf{Ecuación 4-9}$$

Figura 4-2. Nomenclatura de estribos



Fuente: Informe de perforaciones

En la Figura 4-2 se muestra un corte en perfil de la ubicación de los estribos, denominándolos en función del número de perforación acorde a la información brindada dentro del informe de perforaciones.

4.1. ANÁLISIS DEL ESTRIBO 1.1

4.1.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

En la **Figura 4-3** se presenta un resumen de parámetros geomecánicos obtenidos de las muestras de la perforación P1-1 mediante ensayos de laboratorio como son granulometría (%Finos), límites de Atterberg (Limite Líquido e Índice de Plasticidad), contenido de humedad natural, numero de golpes (N_{60}), ensayos de compresión simple, ensayo de corte directo y ensayo triaxial UU

Los materiales presentados para el análisis corresponden a un primer estrato de limos inorgánicos de alta compresibilidad (MH), un segundo estrato conformado por arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH) y debajo de este estrato se encuentra un limo consolidado de alta compresibilidad (MH).

El contenido de finos para el primer estrato está en 92% mientras que para el segundo estrato se tiene un porcentaje de finos de 74% y en el tercer estrato un 84% de finos.

En el aspecto de plasticidad los tres estratos tienes límites líquidos superiores al 50%, indicando que son materiales de alta plasticidad.

Como se mencionó, se determinaron parámetros geomecánicos y se correlacionaron con valores calculados con relaciones empíricas, un valor de Cu determinado mediante el ensayo de corte directo es mucho menor que los valores determinados mediante fórmulas empíricas.

En los estratos donde se tiene un número de golpes N60 se obtuvieron parámetros geomecánicos a través de las correlaciones mencionadas anteriormente.

Los ensayos de laboratorio que respaldan los valores graficados en la **Figura 4-3** se encuentran dentro del informe de perforaciones.

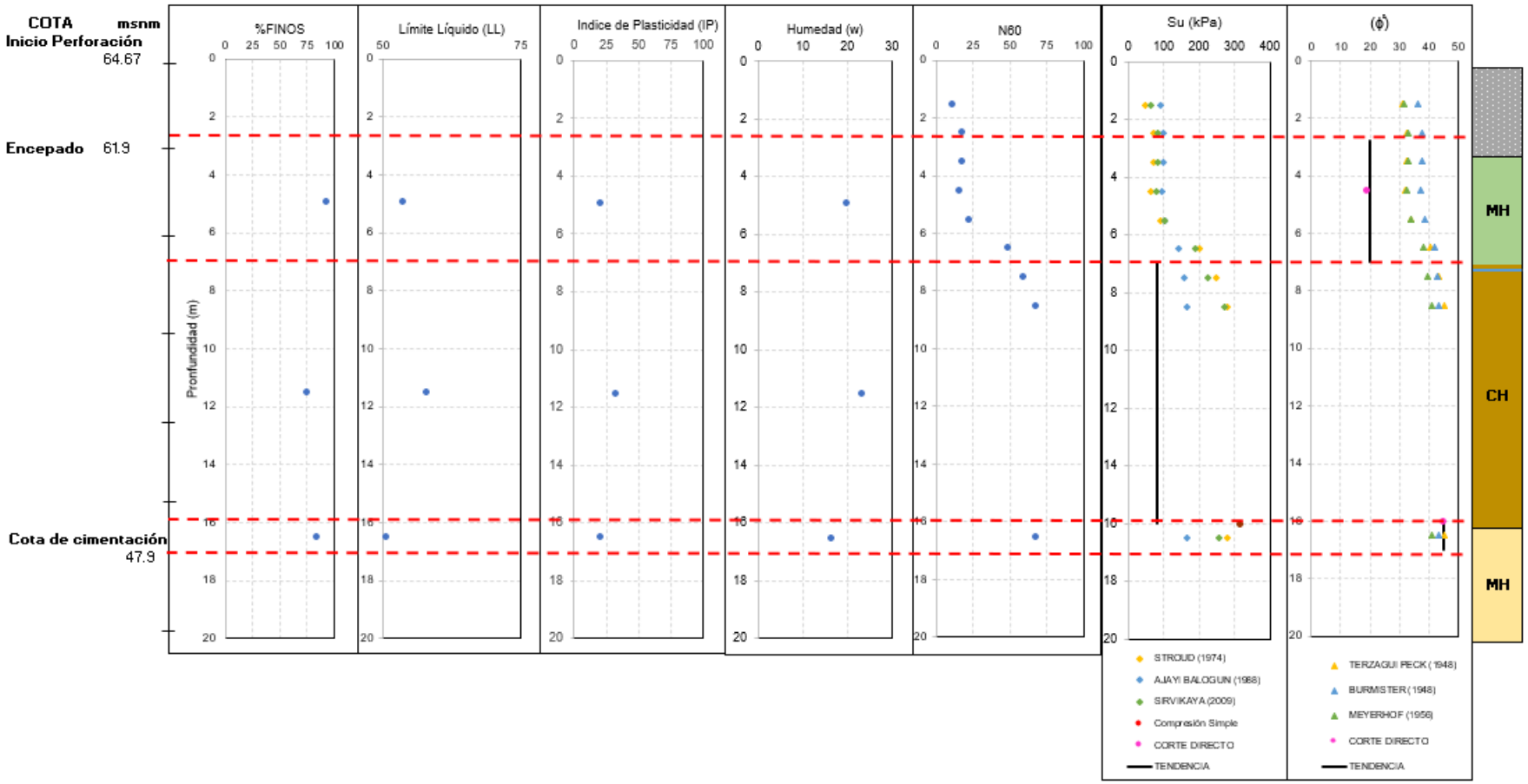


Figura 4-3: Caracterización geotécnica de la perforación P1-1.

Para la determinación de parámetros geomecánicos que se emplearon en el modelo se determinaron líneas de tendencia a lo largo de la **Figura 4-3**. En la **Tabla 4-2** se muestran los parámetros definitivos que se emplearán en los modelos.

Tabla 4-2: Parámetros geomecánicos definitivos.

Estrato	Cota** (msnm)	Potencia** (m)	Descripción	Su (kPa)	(ϕ°)	γ_h (kN/m^3)	Observación
1	61.90 57.67	4.23	Limos inorgánicos de alta compresibilidad (MH)	-	20	17.65	Peso específico y ángulo de fricción tomado de corte directo P1-1 de 4.00m a 5.00m
2	57.67 48.67	9.00	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH)	80	-	15.98	Cohesión tomada de línea de tendencia de correlaciones de Terzaghi, Burmister y Meyerhof Peso específico tomado de estrato 2 de línea LM1-1
3	48.67 47.67	1.00	Limos inorgánicos de alta compresibilidad (MH)	315	45	21.08	Peso específico, cohesión y ángulo de fricción tomado de triaxial TXUU de 17.00 a 18.00m
*Se encontró nivel freático a 7.20m							
** Las cotas y potencias de los estratos fueron obtenidos tomando en consideración la cota de encepado del cabezal y cota de cimentación de los pilotes.							

Fuente: Elaboración propia

4.2. ANÁLISIS DEL ESTRIBO 1.2

4.2.1. CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Para la caracterización de los parámetros geomecánicos se emplearon correlaciones empíricas dependiendo el tipo de suelos sea este cohesivo o no cohesivo como se indicó en el ítem anterior.

En la **Figura 4-4** se presenta un resumen de parámetros geomecánicos obtenidos de las muestras de la perforación P1-2 mediante ensayos de laboratorio como son granulometría (%Finos), límites de Atterberg (Limite Liquido e Índice de Plasticidad), contenido de humedad natural, numero de golpes (N_{60}),ensayos de compresión simple y ensayos triaxiales.

Los materiales presentados para el análisis corresponden a un primer estrato de arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH), un segundo estrato conformado por un suelo arcilloso de baja plasticidad (CL) y un estrato de arena limosa (SC), la consistencia de cada estrato va de media a alta conforme se profundiza. El contenido de finos para el primer estrato tiene un valor de 79%, para el segundo estrato tiene un valor de 61%, y 48% para el último estrato.

En el aspecto de plasticidad para el primer estrato el límite liquido tiene un valor de 51.06% y un índice de plasticidad de 33.18%, para el segundo estrato el límite líquido tiene un valor de 45.08% y el índice de plasticidad 31.51%; el tercer estrato tiene un límite líquido de 34.76% y un índice de plasticidad de 18.24%.

En los estratos donde se tiene un número de golpes N60 se obtuvieron parámetros geomecánicos a través de las correlaciones mencionadas anteriormente.

Los ensayos de laboratorio de las clasificaciones mostradas en la **Figura 4-4** se presentan en el informe de perforaciones.

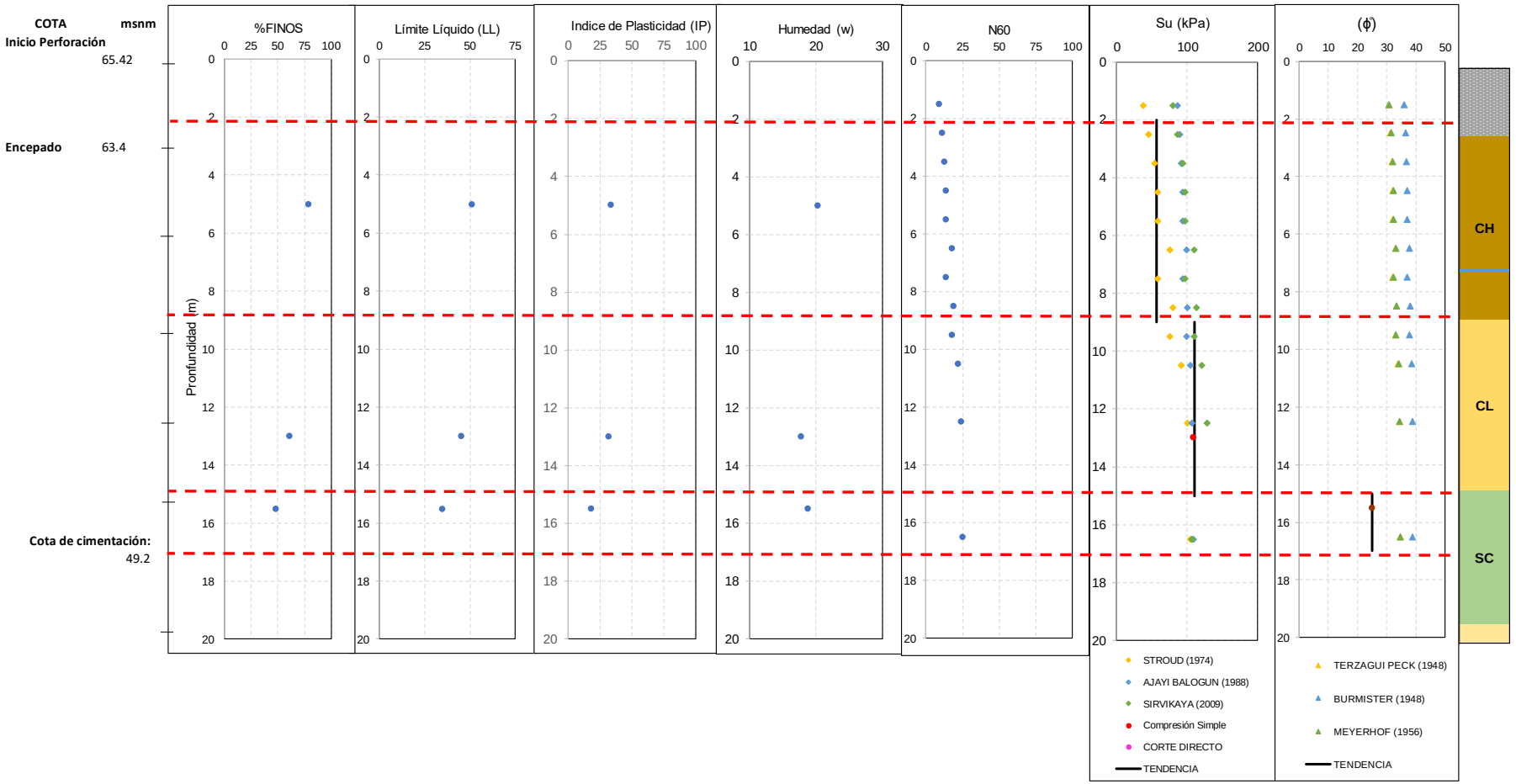


Figura 4-4: Caracterización geotécnica de la perforación P2-2.

Para la determinación de parámetros geomecánicos que se emplearon en el modelo se determinaron líneas de tendencia a lo largo de la **Figura 4-4**. En la **Tabla 4-3** se muestran los parámetros definitivos que se emplearan en los modelos.

Tabla 4-3: Parámetros geomecánicos definitivos – Estratos para el análisis

Estrato	Cota** (msnm)	Potencia** (m)	Descripción	Su (kPa)	(ϕ°)	γ_h (kN/m^3)	Observación
1	63.40 56.40	7.00	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH)	56	-	15.59	Peso específico tomado de estrato 1 de línea LM1-2. cohesión obtenida de línea de tendencia según correlaciones de N60 con Stroud, Ajayi Balogun y Sirvikaya
2	56.40 50.40	6.00	Arcilla inorgánica de baja compresibilidad (CL)	110	-	19.21	Peso específico y cohesión tomada de línea de tendencia en función de compresión simple P2-2 de 9.00 a 10.00m
3	50.40 49.40	1.00	Arena Arcillosa (SC)	22	26	18.72	Peso específico, cohesión y ángulo de fricción tomado de triaxial TXUU de 17.00 a 18.00m
*Se encontró nivel freático a 6.00m							
** Las cotas y potencias de los estratos fueron obtenidos tomando en consideración la cota de encepado del cabezal y cota de cimentación de los pilotes.							

5. CARGAS DE DISEÑO DE ACUERDO A INFORME ESTRUCTURAL

5.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

En la **Tabla 5-1** se presentan la combinación de carga mayorada con los factores correspondientes al Estado Límite de Resistencia que se encuentra especificado en la norma AASHTO LRFD 2020, según la geometría propuesta, la profundidad de desplante, dimensiones de la zapata, pilotes y cargas vivas.

Tabla 5-1.Combinación de cargas estado límite de resistencia para pilotes de los estribos

ESTRIBO	CARGA SUPERESTRUCTURA POR SENTIDO (VIVA + MUERTA)	(*) CARGA DE PILOTES	CARGA TOTAL POR ESTRIBO	PILOTE INDIVIDUAL	FUERZA DE TRACCIÓN
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1.1	9991.93	1904.06	11895.99	1146	N/A
1.2	9991.93	3885.84	13877.77	1311.30	N/A

5.2. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Para el cálculo de las excentricidades del estado límite de evento extremo, se toma en cuenta las mismas cargas para el estado límite de resistencia, considerando adicionalmente el efecto de la carga sísmica en el suelo.

Por lo tanto, en la **Tabla 5-2** se presentan los valores de cada combinación de carga mayorada con los factores correspondientes al Estado Límite de Evento Extremo que se encuentra especificado en la norma AASHTO LRFD 2020, según la geometría propuesta, la profundidad de desplante, dimensiones de la zapata, pilotes y cargas vivas.

Tabla 5-2. Combinación de cargas estado límite de evento extremo para pilotes de los estribos

ESTRIBO	CARGA SUPERESTRUCTURA POR SENTIDO (VIVA + MUERTA)	(*) CARGA DE PILOTES	CARGA TOTAL POR ESTRIBO	PILOTE INDIVIDUAL	FUERZA DE TRACCIÓN
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1.1	6499.62	1904.06	8403.68	1004.67	N/A
1.2	6499.62	3885.84	10385.46	1169.82	N/A

5.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Por lo tanto, en la **Tabla 5-3** se presentan los valores de cada combinación de carga mayorada con los factores correspondientes al Estado Límite de Servicio que se encuentra especificado en la norma AASHTO LRFD 2020, según la geometría propuesta, la profundidad de desplante, dimensiones de la zapata, pilotes y cargas vivas.

Tabla 5-3. Combinación de cargas estado límite de servicio para pilotes para estribos

ESTRIBO	CARGA SUPERESTRUCTURA POR SENTIDO (VIVA + MUERTA)	(*) CARGA DE PILOTES	CARGA TOTAL POR ESTRIBO	PILOTE INDIVIDUAL	FUERZA DE TRACCIÓN
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1.1	7383.96	1523.25	8907.21	827.71	N/A
1.2	7383.96	3108.67	10492.63	959.83	N/A

6. FORMULACIÓN PARA DISEÑO Y ANÁLISIS PARA PILOTES PERFORADOS

Debido a la caracterización geomecánica de los materiales y considerando la profundidad de cimentación se propone el diseño y ejecución de una cimentación profunda que consiste en pilotes. Según la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications se debe considerar los efectos de las propiedades del suelo y el agua freática.

Los pilotes trabajan de forma combinada tanto en punta como en fricción (fuste), una de las principales ventajas de los pilotes perforados es evitar el proceso de hincado, ya que puede generar vibraciones del terreno de cimentación que pueden ocasionar daños estructurales a las viviendas cercanas a la zona de influencia.

Para fines de diseño los pilotes perforados se emplean en grupo para transmitir la carga estructural al suelo. Como se muestra en la **Figura 6-1** el grupo de pilotes tiene una losa de cabeza que se construye sobre el grupo de pilotes.

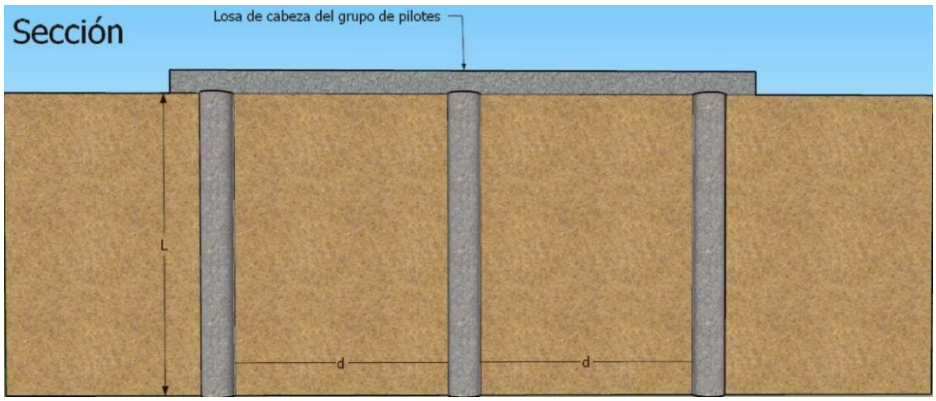


Figura 6-1: Grupo de pilotes.

6.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA PARA PILOTES PERFORADOS

Según la norma AASHTO LRFD la resistencia factorada de un pilote se determina mediante la **Ecuación 6-1**.

$$R_{ns} = \varphi_p Q_p + \varphi_s Q_s \qquad \textbf{Ecuación 6-1}$$

Donde,

$Q_P = q_p * A_p$ (resistencia nominal de punta).
$Q_S = q_s * A_s$ (resistencia nominal por fricción).
φ_p, φ_s = factores de resistencia por punta y fricción.
q_p, q_s = Resistencia unitaria por punta y por fricción.
A_p= área de punta del pilote.
$As = \pi * d_b * L_b$ (área lateral del pilote)
d_b= diámetro de pilote.
L_b=longitud del pilote.

En el cálculo de la resistencia en punta y por fricción, se emplearon parámetros geomecánicos obtenidos en esfuerzos efectivos y considerando el nivel de agua, con lo que se contrarresta el efecto de la **flotabilidad** (Bouyancy, AASHTO LRFD 2020 10.7.3.5)

Para el análisis de estado límite de resistencia se plantea el análisis de un pilote perforado de diámetro de 0.70m para el estribo 1.1 y 1.00m para el estribo 1.2, en el **capítulo 5.9** se indica los estratos donde se cimentarán el grupo de pilotes para los estribos y para determinar la capacidad de resistencia última se analiza los efectos de la interacción suelo-pilote.

Según la norma LRFD se determinan factores de resistencia (φ_{qp}, φ_{qs}) para el Estado Límite de Resistencia geotécnica en pilotes perforados.

Tabla 6-1. Factores de Resistencia para pilotes perforados.

Suelo	Método	Factor de Resistencia
Resistencia friccional en arcilla	Método α (Brown et al.,2010)	0.45
Resistencia de la base en arcilla	Tensión total (Brown et al.,2010)	0.40
Resistencia friccional en arena	Método β (Brown et al.,2010)	0.55
Resistencia de la base en arena	NBrown et al.,2010	0.50

Fuente: AASHTO LRFD 2020

6.1.1. Resistencia A Fricción (Fuste)

Según la norma AASHTO LRFD la resistencia a fricción para suelos cohesivos y no cohesivos tiene una metodología de cálculo diferente, a continuación, se detalla la formulación para cada tipo de suelo.

La resistencia a fricción en suelos cohesivos se calcula de acuerdo a la **Ecuación 6-2**.

$$\mathbf{qs = \alpha * Su} \qquad \textbf{Ecuación 6-2}$$

Donde,

Su: Resistencia al corte no drenado del estrato (kPa).
α: Factor adimensional (Sección 10.8.3.5.1.b - AASHTO LRFD 2020) calculado mediante las siguientes ecuaciones.

$$\propto = 0.55 - 0.1\left(\frac{Su}{Pa} - 1.50\right)\ si\ 1.50 \leq \frac{Su}{Pa} \leq 2.50 \qquad \textbf{Ecuación 6-3}$$

$$\propto = 0.55\ si\ \frac{Su}{Pa} \leq 1.50 \qquad \textbf{Ecuación 6-4}$$

Dónde,

Pa es la presión atmosférica igual a 101 kPa.

El método constructivo del grupo de pilotes influye en el valor del factor “α” (según Bowles, Joseph E; Foundation analysis and design), para el proyecto se propone el uso de camisa recuperable y se adopta la formulación presentada en la **Ecuación 6-3** y **Ecuación 6-4**.

La resistencia unitaria a fricción de los pilotes perforados en suelos no cohesivos se puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma p = 0.47 * (N_{60})^m * Pa \qquad \textbf{Ecuación 6-5}$$

$$\beta = (1 - sen\emptyset) * \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_v}\right)^{sen\emptyset} tan\emptyset \qquad \textbf{Ecuación 6-6}$$

$$qs = \beta * \sigma_v \qquad \textbf{Ecuación 6-7}$$

Donde,

σ_p: esfuerzo vertical efectivo de preconsolidación (kPa).
σ_v: corresponde al esfuerzo efectivo del estrato a la mitad de la capa de suelo (kPa).
β: coeficiente de transferencia de carga.
m: Factor adimensional que tiene valores de 0.6 para arenas limpias y 0.8 para arenas limosas.
N_{60}: número de golpes del SPT no corregido.

6.1.2. Resistencia Nominal En La Punta

Para el diseño de pilotes perforados en suelos cohesivos la ***resistencia en la punta nominal*** se determina en la **Ecuación 6-8**.

$$Nc = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9.00 \qquad \textbf{Ecuación 6-8}$$

$$qp = Nc * Su \ \leq 3830\ kPa \qquad \textbf{Ecuación 6-9}$$

Donde,

D: Diámetro del pilote perforado.
Z: Penetración del pilote perforado(m).
Su: Resistencia al corte no drenado (kPa), para valores menores de 0.50 ksf el valor de Nc debería ser multiplicado por 0.67.
Nc: Factor adimensional, según AASHTO LRFD 2020 se debe tener un valor máximo de 9.00.

Cabe mencionar que según la norma AASHTO LRFD 2020 la resistencia unitaria en punta puede tener un valor máximo de 80 ksf (3830 kPa).

Para el diseño de pilotes perforados en suelos no cohesivos la ***resistencia en la punta nominal*** se determina en la **Ecuación 6-10**

$$Si\ N_{60} \leq 50,\ qp = 1.2N_{60}(ksf) \leq 60ksf \qquad \textbf{Ecuación 6-10}$$

Donde,

N_{60}: Número de golpes en el estrato analizado.

Cabe mencionar que según la norma AASHTO LRFD 2020 la resistencia unitaria en punta puede tener un valor máximo de 60 ksf (2873 kPa).

6.1.2.1. Eficiencia De Grupo De Pilotes

Para calcular la capacidad de carga última del grupo de pilotes perforados se debe considerar la siguiente ecuación:

$$R_n = n_1 n_2 (R_{ns}) = n_1 n_2 (\varphi_p Q_p + \varphi_s Q_s\ ) \qquad \textbf{Ecuación 6-11}$$

Donde,

n_1= Número de pilotes en sentido longitudinal.
n_2= Número de pilotes en sentido transversal.

Finalmente, la capacidad de resistencia última deberá cumplir con la siguiente ecuación:

$$R_u = \eta R_n \qquad \textbf{Ecuación 6-12}$$

Donde, η corresponde a la eficiencia del grupo de pilotes.

En el ítem 10.7.3.9 (*Resistence of pile groups in compression*) de la norma AASHTO LRFD 2020 especifica que, para un grupo de pilotes en arcillas, si el cabezal no está en contacto con el subsuelo o si está en contacto con un suelo débil, la capacidad nominal individual de cada pilote perforado debe ser multiplicado por un factor de eficiencia, a saber,

- η= 0.65 para espaciamientos de 2.5D medidos de centro a centro.
- η= 1.00 para espaciamientos de 6.0D medidos de centro a centro.

Para espaciamientos intermedios, el valor de η debería ser determinado mediante interpolación.

Si el cabezal está en contacto firme con el subsuelo no se requiere aplicar la reducción de eficiencia a los pilotes perforados. Además, se especifica que para suelos no cohesivos el factor de eficiencia seria 1.00 cuando el cabezal de los pilotes este o no en contacto con el subsuelo para un espaciamiento de 2.5D medidos de centro a centro. Por tal motivo dentro del proyecto se considera un factor de eficiencia η igual a 1.00.

6.1.3. Análisis de esfuerzos de Tracción (Uplift)

La norma AASHTO LRFD 2020 requiere que se analice la resistencia contra los esfuerzos de tracción (levantamiento) del grupo de los pilotes. Para suelos cohesivo y no cohesivos la norma específica que se emplea un bloque equivalente del grupo de pilotes para evaluar la resistencia contra el levantamiento (ver **Figura 6-2**). La resistencia al levantamiento debe evaluarse cuando existen posibilidades de que se puedan generar fuerzas ascendentes.

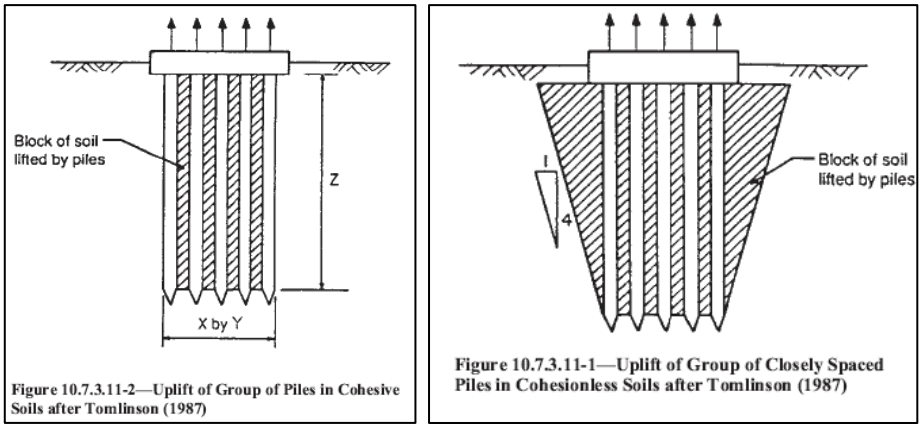


Figura 6-2: Resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos. (AASHTO LRFD 2020)

La resistencia contra levantamiento del grupo de pilote se determina mediante la **Ecuación 6-14.**

$$R_n = R_{ug} = (2XZ + 2YZ)\overline{S_u} + W_g \qquad \textbf{Ecuación 6-13}$$

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{ug} R_{ug} \qquad \textbf{Ecuación 6-14}$$

Donde

X: ancho del grupo de pilotes

Y: Largo del grupo de pilotes medidos desde cada extremo exterior de los pilotes
Z: Profundidad del bloque del suelo debajo del cabezal
Su: Resistencia promedio al corte no drenado (kPa)
W_g: Peso del bloque de suelo, pilotes y cabezal
φ_{ug}: Factor de resistencia para la capacidad nominal contra el levantamiento (Tabla 10.5.5.2.3-1).
Como se observa en las tablas del ítem 5.8 no se presentan cargas de tracción en los pilotes, por lo que no se realiza dicho análisis.

6.1.4. Análisis de Fricción Negativa (Downdrag)

Según lo expuesto en la norma AASHTO LRFD 2020 en el ítem 10.7.3.7 la fricción negativa en el pilote se genera por la fuerza de arrastre causado en el estrato compresible debido al asentamiento del mismo, como se muestra en la (ver **Figura 6-3**).

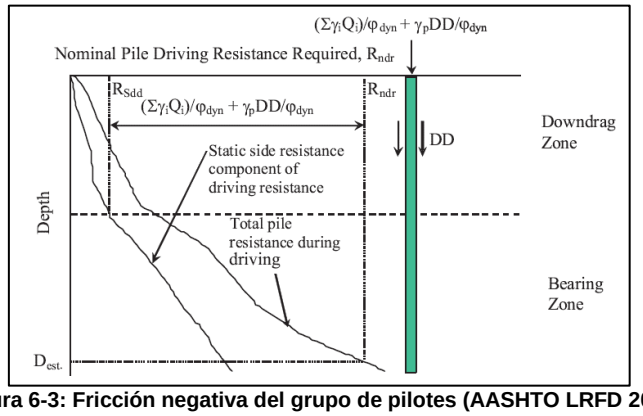


Figura 6-3: Fricción negativa del grupo de pilotes (AASHTO LRFD 2020)

De acuerdo con Prakash y Sharma (1990), La fricción negativa se puede presentar en suelos sujetos a asentamientos de un estrato compresible, asentamiento de un suelo colapsable a causa de humedecimiento, asentamiento asociado a licuefacción o por asentamiento asociado al abatimiento del nivel freático, entre otras causas probables. Un mayor nivel del asentamiento se traduce en un efecto de desplazamiento del pilote hacia abajo, proceso que es conocido como desplazamiento de arrastre - downdrag - y que está asociado a unas cargas de arrastre - drag load.

Fellenius (2006) hace una aclaración con relación a los términos usados en los documentos que tratan sobre la fricción negativa (negative skin friction): Las cargas vivas y muertas aplican para el cálculo de la capacidad portante, la carga muerta y la carga de arrastre (drag load) aplican para la resistencia estructural, mientras que el desplazamiento de arrastre (downdrag) se refiere sólo a asentamiento. El término downdrag debe ser usado para el asentamiento del pilote causado por el suelo en proceso de asentamiento que arrastra al pilote consigo.

Según lo expuesto por Gunaratne (2006), la Federal Highway Administration - FHWA recomienda que el potencial de arrastre por fricción negativa debe considerarse cuando se presenta alguna de las condiciones incluidas en la **Tabla 6-2**.

Tabla 6-2: Condiciones en las que la fricción negativa es significante en el diseño.

1	Asentamiento total en la superficie del terreno > 10 mm
2	Asentamiento en la superficie del terreno después del hincado de pilote > 1 mm
3	Altura del terraplén de relleno en la superficie del terreno > 2 mm
4	Espesor de la capa de suelo compresible > 10 m
5	Caida de la tabla de aguas > 4m
6	Longitud de los pilotes > 25 m

Para calcular el potencial de arrastre por fricción, se empleará el concepto del ***plano neutro*** que fue desarrollado por Fellenius en 1984, la norma AASHTO LRFD 2020 ítem 3.11.8 recomienda emplear la metodología descrita en la norma RCHRP 393.

Concepto del Plano Neutro – Método de diseño Unificado.

Como se puede ver en la **Figura 6-3** existe una zona donde actúa una fuerza de arrastre (Downdrag zone) a una cierta profundidad, en base a la **Figura 6-4** Fellenius (1984) desarrolla la teoría del plano neutro, en la cual debe existir un equilibro entre la suma de la carga externa aplicada en la cabeza del pilote (Pe + W), sumada a la carga de arrastre F_{sN}, con relación a la suma de la resistencia positiva del fuste F_{SP} y la resistencia por la punta Q_b. La profundidad en la que los esfuerzos cortantes a lo largo del pilote cambian de fricción negativa a resistencia positiva en el fuste es denominada plano neutro.

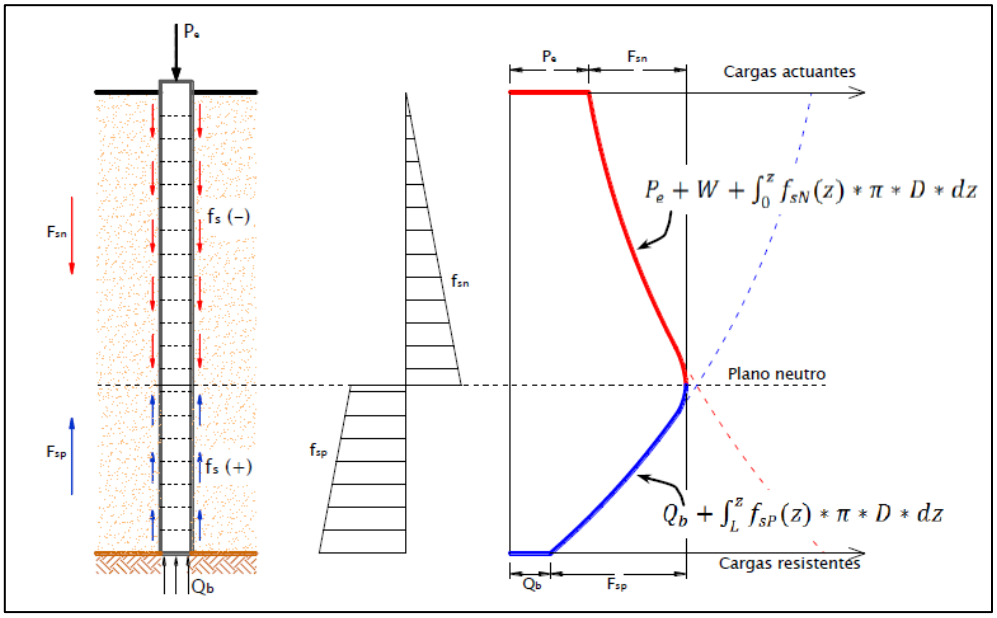


Figura 6-4: Definición y localización del plano neutro (Fellenius. 1984)

El concepto del ***plano neutro*** ha sido ajustado para usarse como un método de diseño de pilotes que se encuentran sometidos a fricción negativa, enfoque denominado "***Método Unificado***". En el diseño de pilotes sometidos a cargas de arrastre por fricción negativa se necesita conocer varios parámetros. En primera instancia, el asentamiento del pilote debido a las cargas de arrastre más las cargas estructurales. Segundo, la máxima carga en el pilote debido a la carga de arrastre más la carga estructural. En tercer lugar, la capacidad última del pilote.

Prakash y Sharma (1990) sugieren con base en algunas observaciones experimentales que el plano neutro se localiza aproximadamente a 0.75·L, siendo L la longitud del pilote; sin embargo, reconocen que otras investigaciones demuestran que el plano se localiza

significativamente más arriba o más abajo que 0.75 L. Fellenius (1984) establece que teniendo en cuenta que los esfuerzos de corte a lo largo del pilote no disminuyen con la profundidad, el plano neutro siempre se localiza por debajo del punto medio del pilote; si el suelo por debajo del punto medio es fuerte, el plano neutro se localizará cerca de la punta del pilote, siendo el caso extremo aquel en el que el pilote descansa sobre roca, donde el plano neutro estará al nivel del estrato rocoso. Además, la carga en el pilote en el plano neutro es la carga máxima en el pilote, igual a la suma de la carga soportada (*carga muerta*) más la carga de arrastre. Las cargas temporales, tales como las *cargas vivas* no adicionarán cargas al plano neutro. La carga en el plano neutro no cambiará (a menos que la carga viva sea de una magnitud tan considerable que sea capaz de eliminar totalmente la carga de arrastre, para lo cual la carga tendría que ser el doble de la carga de arrastre en el plano neutro.

En el caso de que el pilote se encuentre asentada sobre un suelo arenoso o granular, a medida que mayor sea la resistencia en punta del pilote, más profundo llegará a estar el plano neutro, generalmente cercano al contacto de la base del pilote con el estrato de fundación.

Finalmente, en la **Figura 6-5** se presenta la interdependencia de la longitud de zona de transición, la ubicación del plano neutro y la magnitud de la resistencia de punta del pilote como una función de la penetración de la punta en un suelo homogéneo. En la misma se observa que resulta en una mayor resistencia movilizada por punta, una posición inferior del plano neutro, una carga de arrastre más grande, y un asentamiento mayor en la cabeza del pilote.

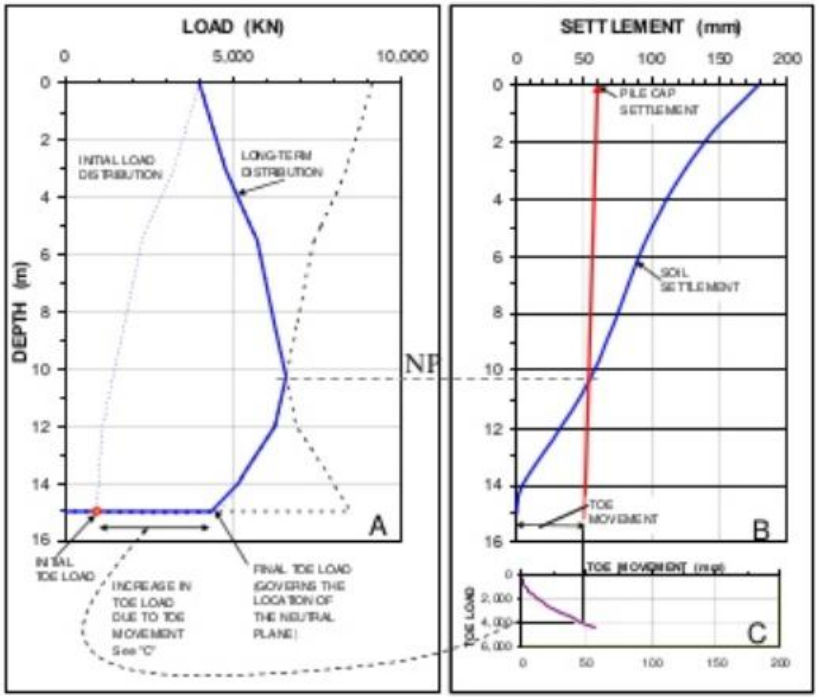


Figura 6-5: Interdependencia de la longitud de zona de transición, la ubicación del plano neutro y la magnitud de la resistencia de punta del pilote como una función de la penetración de la punta en un suelo homogéneo.

El proceso de cálculo contempla la iteración entre resistencias positivas y negativas que conlleva a determinar el plano neutro, es decir, la ubicación para la cual la resistencia en la punta del pilote genera el equilibrio, a esta profundidad se obtiene el asentamiento

que produce una penetración de la punta, con este dato se deberá obtener mediante la curva de carga-asentamiento la resistencia en punta del pilote individual, la misma que será comparada con la del diagrama de distribución de carga.

6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

A fines del cálculo de los asentamientos de un grupo de pilotes, se deberá asumir que las cargas actúan sobre una zapata equivalente ubicada a dos tercios de la profundidad embebida de los pilotes en el estrato que proporciona apoyo como se muestra en la **Figura 6-6.**

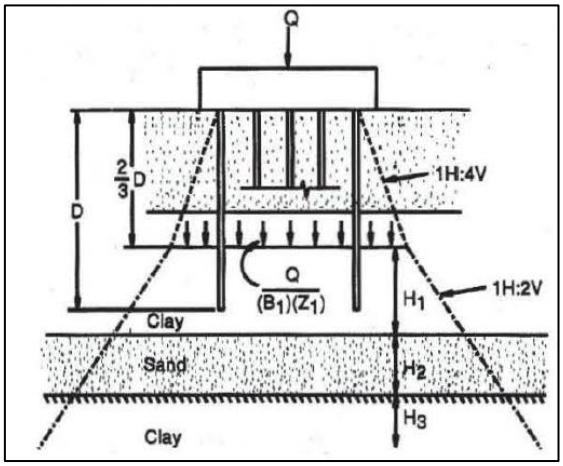


Figura 6-6: Zapata equivalente para el cálculo de asentamientos

Según el AASHTO LRFD 2020, para pilotes en suelos cohesivos el asentamiento de las cimentaciones se deberá investigar utilizando todas las combinaciones de carga para el Estado Límite de Servicio I.

Los asentamientos de las fundaciones se deberían estimar utilizando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos de laboratorio (ensayo de consolidación ASTMD 2435), los parámetros que se deben considerar para este análisis es la carga del terreno y la estratificación del suelo.

El asentamiento total calculado en suelos cohesivos será el resultado de la suma del asentamiento elástico y asentamiento por consolidación (a través del tiempo), mientras que para suelos no cohesivos será el resultado del asentamiento elástico:

6.2.1. Asentamientos Elásticos o Inmediatos

El asentamiento inmediato ocurre instantáneamente después de que la carga es aplicada, el cual se asume bajo un comportamiento lineal elástico.

La ecuación para calcular la deformación para el i-ésimo estrato de suelo debajo de la cimentación, teniendo un espesor hi, proviene de la definición de las consideraciones que realiza Boussinesq.

Asentamientos elásticos bajo una carga concentrada se muestra en la **Ecuación 6-15**.

$$S_e = \left[\frac{q_0(1-v^2)\sqrt{A'}}{144E_s\beta_z}\right]$$

Ecuación 6-15

Siendo:
q_o= carga vertical aplicada (ksf)
A' = área efectiva de la zapata (ft^2)
Es = módulo de Young del suelo (ksi)
βz =factor de forma tomado de la tabla de la AASHTO LRFD 10.6.2.4.2-1
ν= Coeficiente de Poisson

6.2.2. Asentamientos por Consolidación

La teoría de consolidación define que, al aplicar una carga sobre un suelo, la deformación o disminución de la altura de los estratos de suelo que experimenta, se produce por el cambio de volumen en el material debido a la expulsión del agua que se encuentra en la zona de vacíos del suelo, lo que requiere de bastante tiempo, puesto que los suelos con altos contenidos de finos tienen permeabilidades relativamente bajas.

En suelos granulares la permeabilidad es relativamente alta al no contener una cantidad considerable de finos ocupando la zona de vacíos, lo que permite un flujo rápido de agua, por lo que el asentamiento se completa en tiempos cortos (asentamientos inmediatos), razón por la cual no se considera consolidación en materiales granulares con contenidos de finos menores al 35% y en suelos cohesivos que no estén saturados.

Cuando los resultados de los ensayos de laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos, el asentamiento por consolidación se puede considerar como:

- Para suelos sobreconsolidados en donde $\sigma_p > \sigma_o$:

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o}\right]\left[C_r \log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_o}\right) + Cclog\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_p}\right)\right] \quad \text{Ecuación 6-16}$$

- Para suelos normalmente consolidados en donde $\sigma_p = \sigma_o$:

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o}\right]\left[\left(Cclog\frac{\sigma_f}{\sigma_p}\right)\right] \quad \text{Ecuación 6-17}$$

- Para suelos subconsolidados en donde $\sigma_p < \sigma_o$:

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o}\right]\left[Cclog\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_{pc}}\right)\right] \quad \text{Ecuación 6-18}$$

$$C_r = \frac{1}{5}C_s \quad \text{Ecuación 6-19}$$

Donde:

υ	Coeficiente de Poisson (Tabla C10.4.6.3-1 / AASHTO LRFD 2020)
Es	Módulo de elasticidad (kN/m^2)
X	Ancho efectivo de la zapata (m)
Y	Largo efectivo de la zapata (m)
Hc	Potencia del estrato compresible (m)
σo	Esfuerzo efectivo aplicado (kN/m^2)
σp	Esfuerzo de preconsolidación (kN/m^2)

eo	Relación inicial de vacíos (Ensayo de consolidación)
Cc	Índice de compresión (Ensayo de consolidación)
Cs	Índice de expansión (Ensayo de consolidación)
Qus	Carga estructural de servicio
Δσp	Incremento de esfuerzo debido a la carga estructural de servicio
Cr	Índice de recompresión (Relación empírica)

6.2.3. Asentamientos permisibles

Según Mounlton (1985) y Barker (1991), para el análisis de asentamientos no se debería permitir "distorsiones angulares" entre cimentaciones adyacentes mayores que 0.008 en tramos simples ni mayores que 0.004 en tramos continuos.

La distorsión angular se define como el asentamiento diferencial de dos puntos de una cimentación dividido entre la distancia que los separa como se describe en la **Ecuación 6-20**.

$$Da = \frac{\Delta\varepsilon}{L} \qquad \textbf{Ecuación 6-20}$$

Donde,

Da= Distorsión angular

Δε = Asentamiento diferencial (S1-S2) (mm), donde S1= asentamiento total en la cimentación analizada, S2= asentamiento total de la cimentación adyacente.

L= separación de cimentaciones (mm)

Para temas conservadores se asume que la cimentación analizada sufre un asentamiento máximo y la cimentación adyacente sufre un asentamiento nulo.

Según Mounlton (1985) y Barker (1991), para el análisis de asentamientos no se debería permitir "distorsiones angulares" entre cimentaciones adyacentes mayores que 0.008 en tramos simples.

7. ANÁLISIS DE PILOTES PARA ESTRIBO 1.1

7.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

En el **capítulo 4 ítem 4.1.1** (ver **Tabla 4-2** y **Figura 4-3**) se realizó la respectiva determinación de parámetros geomecánicos de los estratos que conforman el suelo de cimentación del estribo 1. En la **Figura 7-1** se propone un grupo de pilotes que soportarán las cargas estructurales, se proponen 12 pilotes con un diámetro de 0.70m con una losa de 12.6 x 4 metros, la profundidad de cimentación que deberán tener el grupo de pilotes será de 14.00 metros desde la cota del encepado.

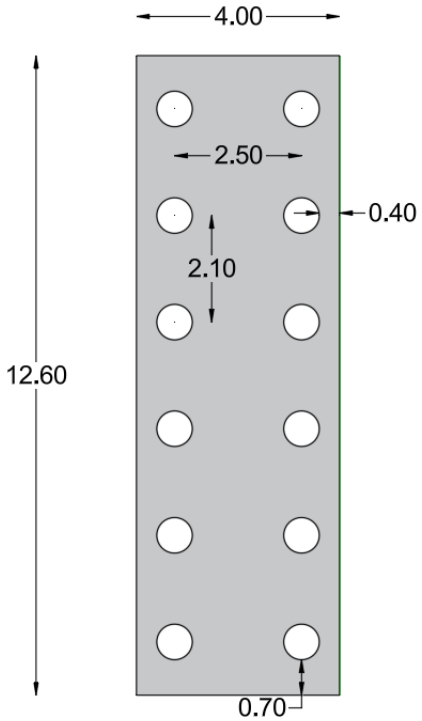


Figura 7-1: Grupo de pilotes para estribo 1.1.

En la **Tabla 7-1** se presentan los valores iniciales para la determinación de la resistencia por fuste y en punta nominal del grupo de pilotes perforados (ver **Tabla 7-3**). Cabe recalcar que la profundidad de desplante propuesta en el presente estudio será medida desde la cota del encepado según lo detallado en la **Figura 4-3**.

Tabla 7-1: Dimensionamiento de los pilotes- Estribo 1-1

DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES					
PILOTES				**CABEZAL DE PILOTE**	
Tipo:	Perforado		Longitud:	12.60	m
Diámetro (m)	0.70	m	Ancho:	4.00	m
Longitud (m)	14,00	m	Espesor:	1.30	m
Número de pilotes en sentido longitudinal (n1)	6,00	-			
Numero de pilotes en sentido transversal (n2)	2,00	-			
Número de pilotes total	12,00	-			
Separación sentido transversal	2,50	m			
Separación sentido longitudinal	2,10	m			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7-2: Estado límite de resistencia (fuste y punta) de un pilote perforado

COMPROBACIÓN AASHTO LRFD 2020				
ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (RESISTENCIA INDIVIDUAL DE UN PILOTE)				
Resistencia a fuste arena Estrato 1 - Método β				
DATOS DE INGRESO →	D	0.70	m	Diámetro del pilote
	ϕ	20.00	°	Ángulo de fricción de estrato analizado.
	Pa	101.00	kPa	Presión Atmosférica (1 Atmósfera)
	N_{60}	22.00	-	Número de golpes
	L	4.23	m	Longitud del fuste del estrato arenoso
	m	0.80	-	Factor adimensional considerado para arenas (Sección 10.8.3.5.2b - AASHTO LRFD 2017)
FORMULACIÓN				
	σv	37.33	kPa	Esfuerzo vertical efectivo a la mitad de la capa de suelo.
$\sigma p = 0.47 * (N_{60})^m * Pa$ →	σp	562.80	kPa	Esfuerzo de vertical efectivo de preconsolidación
$\beta = (1 - sen\emptyset) * \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_v}\right)^{sen\emptyset} tan\emptyset$ →	β	0.61		Coeficiente de transferencia de carga
$qs = \beta * \sigma_v$ →	qs	22.61	kPa	Capacidad de resistencia al fuste
	As	9.30	m2	Área de fuste del pilote
Qs1		**210.34**	**kN**	**Carga de fuste en estrato arenoso**
Resistencia a fuste arcillas Estrato 2 - Método α				
DATOS DE INGRESO	Su	80.00	kPa	Cohesión de suelo de cimentación
	L	9.00	m	Longitud del fuste en el estrato arcilloso
	D	0.70	m	Diámetro del pilote
FORMULACIÓN				
$\propto = 0.55 \ si \ \frac{Su}{Pa} \leq 1.50$				
$\propto = 0.55 - 0.1\left(\frac{Su}{Pa} - 1.50\right) si \ 1.50 \leq \frac{Su}{Pa} \leq 2.50$ →	α	0.55		Factor adimensional (Sección 10.8.3.5.1.b - AASHTO LRFD 2017)
$qs = \alpha * Su$ →	qs	44.00	kPa	Capacidad de resistencia al fuste en el estrato arcilloso
	As	19.79	m2	Área del fuste del pilote
Qs2		**870.85**	**kN**	**Carga de fuste en estrato arcilloso**
Resistencia a fuste arena Estrato 3 - Método β				
DATOS DE INGRESO →	D	0.70	m	Diámetro del pilote
	ϕ	45.00	°	Ángulo de fricción de estrato analizado.
	Pa	101.00	kPa	Presión Atmosférica (1 Atmósfera)
	N_{60}	67.00	-	Número de golpes
	L	0.77	m	Longitud del fuste del estrato arenoso
FORMULACIÓN				
	σv	134.53	kPa	Esfuerzo vertical efectivo a la mitad de la capa de suelo.
$\sigma p = 0.15 * (N_{60}) * Pa$ →	σp	1015.05	kPa	Esfuerzo de vertical efectivo de preconsolidación
$\beta = (1 - sen\emptyset) * \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_v}\right)^{sen\emptyset} tan\emptyset$ →	β	1.22		Coeficiente de transferencia de carga
$qs = \beta * \sigma_v$ →	qs	164.49	kPa	Capacidad de resistencia al fuste
	As	1.69	m2	Área de fuste del pilote
Qs3		**278.53**	**kN**	**Carga de fuste en estrato arenoso**
Resistencia punta arena				
DATOS DE INGRESO →	z	0.77	m	Profundidad de la punta del pilote
	N60	50.00		
FORMULACIÓN				
$Si \ N60 \leq 50, qp = 1.2N60$ →	qp	60.00	ksf	
	qp	2872.80	kPa	
				Capacidad de resistencia en la punta del estrato arenoso
	Ap	0.38	m2	Área transversal del pilote
Qp		**1105.58**	**kN**	**Carga en punta en estrato arenoso**
Estado Límite de Resistencia				
Resistencia individual de un pilote (φs1Qs1+φs2Qs2+φs3Qs3+φpQp)		**1213.55**	**kN**	→ **CUMPLE RESISTENCIA NOMINAL INDIVIDUAL DE UN PILOTE**
Carga estructural de un pilote individual		**1146.15**	**kN**	

Fuente: Elaboración propia

Respecto a la resistencia del grupo de pilotes dentro de la AASHTO LRFD el artículo 10.7.3.9 "Resistencia del grupo de pilotes a compresión" menciona que, para un grupo de pilotes en arcilla, la resistencia nominal del grupo de pilotes debe ser la menor entre la suma individual de la resistencia nominal de cada pilote y la resistencia nominal de un bloque equivalente, mientras que para un grupo de pilotes en suelos no cohesivos, la suma de las resistencias nominales de cada pilote siempre controla la resistencia del grupo.

Tabla 7-3: Resistencia última del grupo de pilotes

RESISTENCIA DEL GRUPO DE PILOTES			
SUMA INDIVIDUAL DE RESISTENCIA NOMINAL DE CADA PILOTE			
Artículo 10.7.3.9 "Resistencia del grupo de pilotes a compresión": Para un grupo de pilotes en arcilla, la resistencia nominal del grupo de pilotes debe ser la menor entre la suma individual de la resistencia nominal de cada pilote y la resistencia nominal de un bloque equivalente. C10.7.3.9 Para un grupo de pilotes en suelos no cohesivos, la suma de las resistencias nominales de cada pilote siempre controla la resistencia del grupo			
Factores de estado límite resistencia para pilotes perforados (Tabla 10.5.5.2.4.1 - AASHTO LRFD 2017)			
Resistencia al fuste en arena (ϕs1)	0.55		
Resistencia al fuste en arcillas (ϕs2)	0.45		
Resistencia al fuste en arena (ϕs3)	0.55		
Resistencia en punta en arena (ϕp)	0.50		
Eficiencia del grupo de pilotes (η) (Sección 10.8.3.6.2 - Tabla 10.5.5.2.4-1 - AASHTO LRFD 2017)	1.00		
CUADRO RESUMEN CARGAS DE UN PILOTE			
Carga de fuste en estrato arenoso	Qs1	210.34	kN
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs2	870.85	kN
Carga de fuste en estrato arenoso	Qs3	278.53	kN
Carga en punta en estrato arenoso	Qp	1105.58	kN
DISTRIBUCIÓN			
St	2.50 m		
SL	2.10 m		
X	3.2 m		
Y	11.2 m		
FORMULACIÓN			
$R_n = \varphi_{s1}Q_{s1} + \varphi_{s2}Q_{s1} + \varphi_p Q_P$	Rn	14562.6	kN
$R_u = \eta Rn$	Ru	14562.6	kN
	Qur	11896.0	kN
$R_u \geq Qur$	CUMPLE ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA		

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en la **Tabla 7-3** el estado límite de resistencia del grupo de pilotes del estribo 1.1 cumple con lo especificado con la norma AASHTO LRFD 2020.

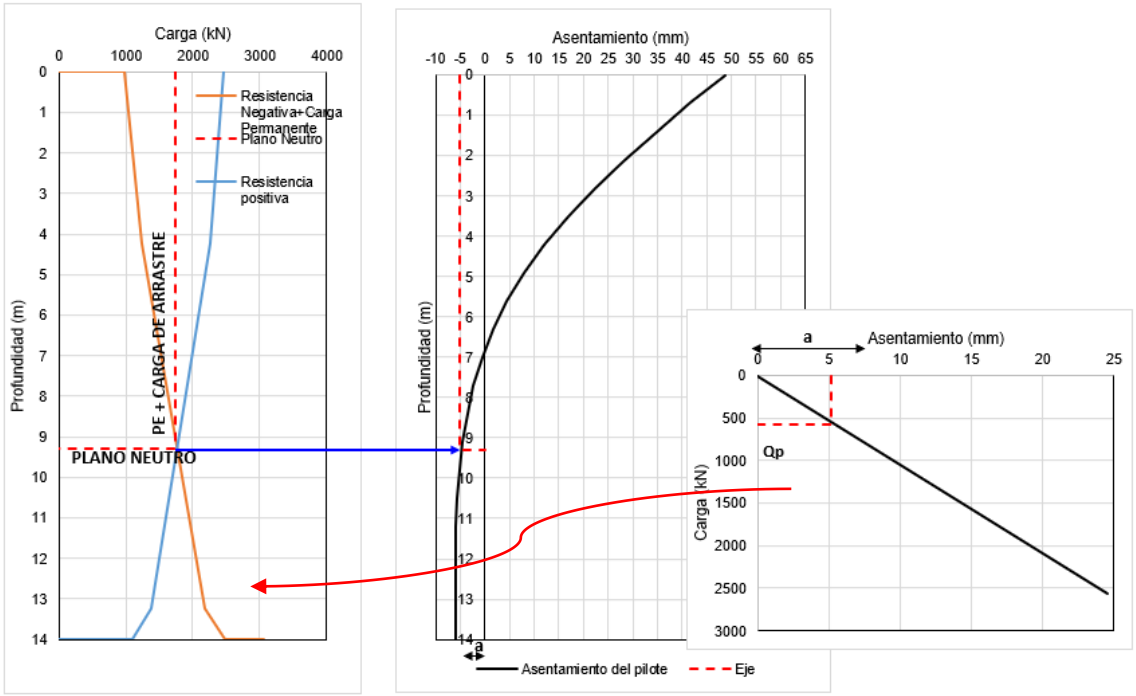
7.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN (LEVANTAMIENTO)

Como se indica en el ítem 6.1.3 en las cargas estructurales proporcionadas por el especialista, no existen cargas de tracción, motivo por el cual no se analiza este tipo de esfuerzo.

7.3. ANÁLISIS DE FRICCIÓN NEGATIVA (DOWNDRAG)

En la **Figura 7-2** se presenta la determinación del plano neutro mediante el método unificado de Fellenius; en el mismo se obtuvo una carga de arrastre de 1750 kN que debe ser considerada por el especialista estructural, además el equilibrio de fuerzas actuantes positivas y negativas en el pilote se produce a una profundidad de 9.30 metros que genera un asentamiento de 5.00 mm en la punta del pilote y una carga de 580 kN, como se puede observar el asentamiento generado por la fricción negativa es menor al asentamiento calculado en los otros estados analizados, por lo tanto se encuentra dentro de los límites permitidos en la normativa.

Figura 7-2. Ubicación del eje neutro, estribo 1.1



7.4. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

En la **Tabla 7-4** se presenta la comprobación del estado límite de evento extremo, en donde, el diseño cumple con lo especificado según la norma AASHTO LRFD 2020.

Tabla 7-4. Análisis de Estado Límite de Evento Extremo

ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

CUADRO RESUMEN CARGAS DE UN PILOTE			
Carga de fuste en estrato arenoso	Qs1	210.34	kN
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs2	870.85	kN
Carga de fuste en estrato arenoso	Qs3	278.53	kN
Carga en punta en estrato arenoso	Qp	1105.58	kN

Factores de estado límite evento extremo para pilotes perforados (Tabla 10.5.5.2.4.1 - AASHTO LRFD 2017)		
Resistencia al fuste en arenas (ϕ_{se1})	1.00	
Resistencia al fuste en arcillas (ϕ_{se2})	1.00	
Resistencia al fuste en arenas (ϕ_{se3})	1.00	
Resistencia en punta en arenas (ϕ_{pe})	1.00	
Eficiencia del grupo de pilotes (η)	1.00	

SUMA INDIVIDUAL DE RESISTENCIA NOMINAL DE CADA PILOTE

Resistencia individual de un pilote ($\phi se1*Qse1+\phi se2*Qse2+\phi se3*Qse3+\phi peQp$)	2465.30	kN	
Carga estructural de un pilote individual (estado límite de evento extremo)	1004.67163	kN	→ CUMPLE RESISTENCIA NOMINAL INDIVIDUAL DE UN PILOTE

GRUPO DE PILOTES

FORMULACIÓN

$R_{ne} = (\varphi_{Se1} Q_{S1} + \varphi_{Se2} Q_{s1} + \varphi_{pe} Q_P) * n1 * n2$ →

$R_{ue} = \eta Rne$ →

Rne	29583.65	kN	Resistencia nominal de evento extremo
Rue	29583.65	kN	Resistencia última de evento extremo
Que	8403.68	kN	CARGA ESTRUCTURAL EVENTO EXTREMO

$R_{ue} \geq Q_{ue}$ → CUMPLE ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO

Fuente: Elaboración propia

7.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En la **Tabla 7-5** se presenta un resumen de los parámetros elásticos obtenidos del informe geofísico que se utilizan en el análisis.

Tabla 7-5. Parámetros elásticos estudio geofísica.

LÍNEA SISMICA	CAPA	μ	Es (kN/m2)
LM1-1	3	0.29	64137

Fuente: Informe Geofísico

El análisis del asentamiento por consolidación se lo realiza considerando los parámetros de consolidación de la perforación P1-1 de 24.00 a 26.00m. (Ver **Tabla 7-6).**

Tabla 7-6: Parámetros de consolidación perforación para estribo 1.1

Perforación	Profundidad(m)	Relación de vacíos inicial (e0)	Relación de vacíos final (ef)	Presión de preconsolidación (kg/cm2)	Cc	Cs
P1-1	24.00-26.00	1.0566	0.7212	2.20	0.241	0.008

En la **Tabla 7-7** se muestra el análisis del estado límite de servicio, el cumple con lo solicitado.

Tabla 7-7. Estado límite de servicio pilotes estribo 1.1

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

DATOS DE INGRESO

				UNIDADES LRFD
q	176.73	kN/m2	Esfuerzo efectivo aplicado	3.69 ksf
υ	0.29	-	Coeficiente de Poisson	
Es	64137.00	kN/m2	Módulo de elasticidad	9.30 ksi
B	12.60	m	Ancho de la zapata equivalente	41.34 ft
L	4.00	m	Largo de la zapata equivalente	13.12 ft
A	50.4	m2	Área efectiva de la zapata equivalente	542.50 ft2
L/B=Y/X	0.32		Relación (Ver Tabla 10.6.2.4.2-1 / LRFD)	
βz	1.075	-	Factor de forma	

$$S_e = \frac{[q(1-\upsilon^2)\sqrt{A}}{144 E_s \beta_z}$$

Se	0.0167	m	Asentamiento elástico del grupo de pilotes
Se	1.67	cm	

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

DATOS DE INGRESO

υ	0.29	-	Coeficiente de Poisson
Es	64137.00	kN/m2	Módulo de elasticidad
X	12.60	m	Largo efectivo de la zapata
Y	4.00	m	Ancho efectivo de la zapata
Hc	2.0	m	Potencia del estrato compresible
σo	186.54	kN/m2	Esfuerzo efectivo aplicado en la mitad del estrato analizado
σp	215.73	kN/m2	Esfuerzo de preconsolidación (Ensayo de consolidación)
eo	1.06	-	Relación inicial de vacíos (Ensayo de consolidación)
Cc	0.24	-	Índice de compresión (Ensayo de consolidación)
Cs	0.01	-	Índice de expansión (Ensayo de consolidación)
Qus	8907.21	kN	Carga estructural de servicio
Δσp	176.73	kN	Incremento de esfuerzo debido a la carga estructural de servicio

$$C_r = \frac{1}{5} C_s$$

Cr	0.0016	-	Índice de recompresión (Relación empírica)

ESTADO DE ESFUERZOS DEL SUELO → **SUELO SOBRECONSOLIDADO** (*Artículo 10.6.2.4.3 - AASHTO LRFD 2020*)

$\sigma_o + \Delta\sigma_p > \sigma_p$: 363.27 > 215.73

$$\sigma_f = \sigma_o + \Delta\sigma_p$$

σf	363.27	kN	Esfuerzo máximo sobre el estrato compresible.

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o}\right]\left[C_r \log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_o}\right) + Cc \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_p}\right)\right]$$

Sc	0.0531	m	Asentamiento por consolidación primaria
	5.31	cm	Asentamiento por consolidación primaria

DISTORSIÓN ANGULAR (*Artículo 10.5.2.2 / C 10.5.2.2 / AASHTO LRFD 2020*)

Distorsión Angular permisible	≤	0.008

Separación entre estribos (L)	50	m
Separación entre estribos (L)	5000	cm
Asentamiento total (ΔST)	6.98	cm
Distorsión Angular	0.0014	**CUMPLE**

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la **Tabla 7-7**, el estado límite de servicio de la cimentación del estribo 1.1 cumple con lo especificado con la norma AASHTO LRFD 2020.

8. ANÁLISIS DE PILOTES PARA ESTRIBO 1.2

8.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

En el **capítulo 4 ítem 4.2.1** (ver **Tabla 4-3** y **Figura 4-4**) se realizó la respectiva determinación de parámetros geomecánicos de los estratos que conforman el suelo de cimentación del estribo 3. En la **Figura 8-1** se propone un grupo de pilotes que soportarán las cargas estructurales del estribo 1.2, se proponen 12 pilotes con un diámetro de 1.00 metro con una losa de 4.00 x 12.60 metros, la profundidad de cimentación que deberán tener el grupo de pilotes será de 14 metros desde la cota del encepado.

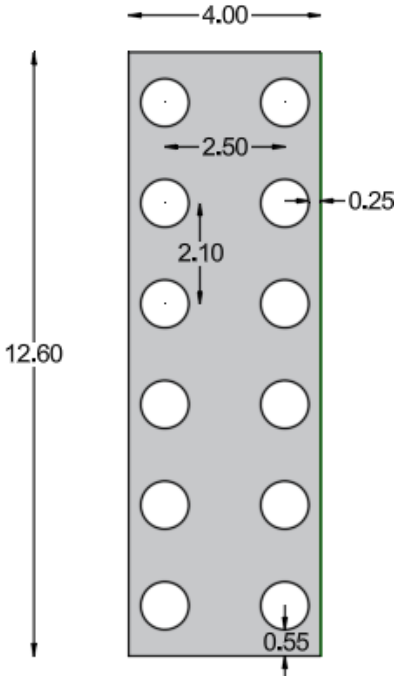


Figura 8-1: Grupo de pilotes para estribo 1.2

En la **Tabla 8-1** se presentan los valores iniciales para la determinación de la resistencia por fuste y en punta nominal del grupo de pilotes perforados (ver **Tabla 8-3**). Cabe recalcar que la profundidad de desplante propuesta en el presente estudio será medida desde la cota del encepado según lo detallado en la **Figura 4-4**.

Tabla 8-1: Dimensionamiento de los pilotes estribo 1.2

DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES					
PILOTES				**CABEZAL DE PILOTE**		
Tipo :	Perforado			Longitud :	12.60	m
Diámetro (m)	1,00	m		Ancho :	4.25	m
Longitud (m)	14,00	m		Espesor :	1,30	m
Número de pilotes en sentido longitudinal (n1)	6,00	-				
Numero de pilotes en sentido transversal (n2)	2,00	-				
Número de pilotes total	12,00	-				
Separación sentido transversal	2,00	m				
Separación sentido longitudinal	2,65	m				

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-2: Estado límite de resistencia (fuste y punta) de un pilote perforado

COMPROBACIÓN AASHTO LRFD 2020				
ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (RESISTENCIA INDIVIDUAL DE UN PILOTE)				
Resistencia a fuste arcillas Estrato 1 - Método α				
DATOS DE INGRESO	Su	56.00	kPa	Cohesión de suelo de cimentación
	L	7.00	m	Longitud del fuste en el estrato arcilloso
	D	1.00	m	Diámetro del pilote
	Pa	101.00	kPa	Presión Atmosférica (1 Atmósfera)
FORMULACIÓN				
$\propto = 0.55 \ si \ \frac{Su}{Pa} \leq 1.50$				
$\propto = 0.55 - 0.1\left(\frac{Su}{Pa} - 1.50\right) si \ 1.50 \leq \frac{Su}{Pa} \leq 2.50$ →	α	0.55		Factor adimensional (Sección 10.8.3.5.1.b - AASHTO LRFD 2017)
$qs = \alpha * Su$ →	qs	30.80	kPa	Capacidad de resistencia al fuste en el estrato arcilloso
	As	21.99	m2	Área del fuste del pilote
Qs1	**677.33**		**kN**	**Carga de fuste en estrato arcilloso**
Resistencia a fuste arcillas Estrato 2 - Método α				
DATOS DE INGRESO	Su	110.00	kPa	Cohesión de suelo de cimentación
	L	6.00	m	Longitud del fuste en el estrato arcilloso
	D	1.00	m	Diámetro del pilote
	Pa	101.00	kPa	Presión Atmosférica (1 Atmósfera)
FORMULACIÓN				
$\propto = 0.55 \ si \ \frac{Su}{Pa} \leq 1.50$				
$\propto = 0.55 - 0.1\left(\frac{Su}{Pa} - 1.50\right) si \ 1.50 \leq \frac{Su}{Pa} \leq 2.50$ →	α	0.55		Factor adimensional (Sección 10.8.3.5.1.b - AASHTO LRFD 2017)
$qs = \alpha * Su$ →	qs	60.50	kPa	Capacidad de resistencia al fuste en el estrato arcilloso
	As	18.85	m2	Área del fuste del pilote
Qs2	**1140.40**		**kN**	**Carga de fuste en estrato arcilloso**
Resistencia punta arena				
DATOS DE INGRESO →	z	1.00	m	Profundidad de la punta del pilote
	N60	25.00		
FORMULACIÓN				
$Si \ N60 \leq 50, qp = 1.2N60$ →	qp	30.00	ksf	
	qp	1436.40	kPa	
				Capacidad de resistencia en la punta del estrato arenoso
	Ap	0.79	m2	Área transversal del pilote
Qp	**1128.15**		**kN**	**Carga en punta en estrato arenoso**
Estado Límite de Resistencia				
Resistencia individual de un pilote (φs1Qs1+φs2Qs2+φpQp)	**1382.05**		**kN**	→ **CUMPLE RESISTENCIA NOMINAL INDIVIDUAL DE UN PILOTE**
Carga estructural de un pilote individual	**1311.30**		**kN**	

Fuente: Elaboración propia

Respecto a la resistencia del grupo de pilotes dentro de la AASHTO LRFD el artículo 10.7.3.9 "Resistencia del grupo de pilotes a compresión" menciona que, para un grupo de pilotes en arcilla, la resistencia nominal del grupo de pilotes debe ser la menor entre la suma individual de la resistencia nominal de cada pilote y la resistencia nominal de un bloque equivalente, mientras que para un grupo de pilotes en suelos no cohesivos, la suma de las resistencias nominales de cada pilote siempre controla la resistencia del grupo.

Tabla 8-3: Resistencia última del grupo de pilotes

RESISTENCIA DEL GRUPO DE PILOTES				
SUMA INDIVIDUAL DE RESISTENCIA NOMINAL DE CADA PILOTE				
Factores de estado límite resistencia para pilotes perforados (Tabla 10.5.5.2.4.1 - AASHTO LRFD 2017)				
Resistencia al fuste en arcillas (ϕs1)	0.45			
Resistencia al fuste en arcillas (ϕs2)	0.45			
Resistencia en punta en arena (ϕp)	0.50			
Eficiencia del grupo de pilotes (η) (Sección 10.8.3.6.2 - Tabla 10.5.5.2.4-1 - AASHTO LRFD 2017)	1.00			
CUADRO RESUMEN CARGAS DE UN PILOTE				
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs1	677.33	kN	
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs2	1140.40	kN	
Carga en punta en estrato arenoso	Qp	1128.15	kN	
DISTRIBUCIÓN				
St	2.65 m			
SL	2.00 m			
X	3.65 m			
Y	11 m			
FORMULACIÓN				
$R_n = \varphi_{S1} Q_{S1} + \varphi_{S2} Q_{s1} + \varphi_p Q_P$ →	Rn	16584.6	kN	Resistencia nominal del grupo de pilotes
Artículo 10.7.3.9 "Resistencia del grupo de pilotes a compresión": Para un grupo de pilotes en arcilla, la resistencia nominal del grupo de pilotes debe ser la menor entre la suma individual de la resistencia nominal de cada pilote y la resistencia nominal de un bloque equivalente. C10.7.3.9 Para un grupo de pilotes en suelos no cohesivos, la suma de las resistencias nominales de cada pilote siempre controla la resistencia del grupo				
	Rn	16584.6	kN	Resistencia nominal del grupo de pilotes
	Ru	16584.6	kN	Resistencia última del grupo de pilotes
	Qur	13877.8	kN	CARGA ESTRUCTURAL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA
	$R_u \geq Qur$			CUMPLE ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en la **Tabla 8-3**, el estado límite de resistencia de los pilotes del estribo 1.2 cumple con lo especificado con la norma AASHTO LRFD 2020.

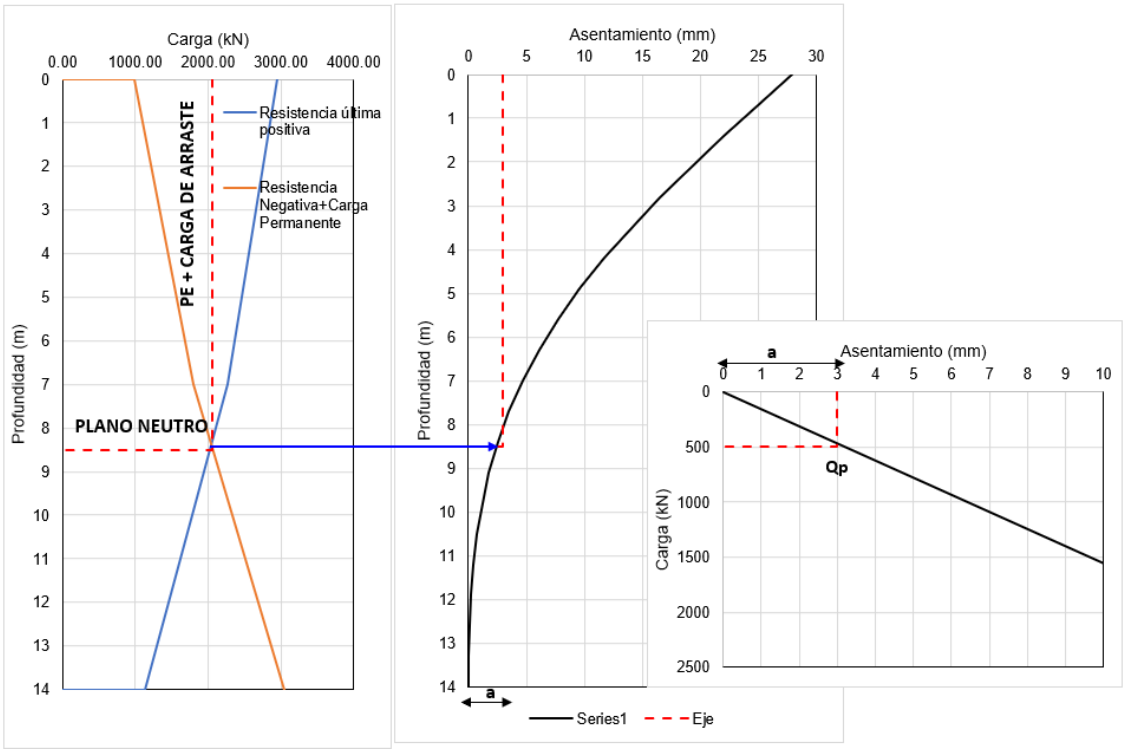
8.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN (LEVANTAMIENTO)

Como se indica en el ítem 6.1.3 en las cargas estructurales proporcionadas por el especialista, no existen cargas de tracción, motivo por el cual no se analiza este tipo de esfuerzo

8.3. ANÁLISIS DE FRICCIÓN NEGATIVA (DOWNDRAG)

En la **Figura 8-2** se presenta la determinación del plano neutro mediante el método unificado de Fellenius; en el mismo se obtuvo una carga de arrastre de 2050 kN que debe ser considerada por el especialista estructural, además el equilibrio de fuerzas actuantes positivas y negativas en el pilote se produce a una profundidad de 8.50 metros que genera un asentamiento de 3.00 mm en la punta del pilote y una carga de 500 kN, como se puede observar el asentamiento generado por la fricción negativa es menor al asentamiento calculado en los otros estados analizados, por lo tanto se encuentra dentro de los límites permitidos en la normativa.

Figura 8-2. Ubicación de eje neutro, estribo 1.2



8.4. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

En la **Tabla 8-4** se presenta la comprobación del estado límite de evento extremo, en donde, el diseño cumple con lo especificado según la norma AASHTO LRFD 2020.

Tabla 8-4. Análisis de Estado Límite de Evento Extremo

ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

CUADRO RESUMEN CARGAS DE UN PILOTE			
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs1	677.33	kN
Carga de fuste en estrato arcilloso	Qs2	1140.40	kN
Carga en punta en estrato arenoso	Qp	1128.15	kN

Factores de estado límite evento extremo para pilotes perforados (Tabla 10.5.5.2.4.1 - AASHTO LRFD 2017)		
Resistencia al fuste en arenas (ϕ_{se1})	1.00	
Resistencia al fuste en arcillas (ϕ_{se2})	1.00	
Resistencia al fuste en arcillas (ϕ_{se3})	1.00	
Resistencia en punta en arcillas (ϕ_{pe})	1.00	
Eficiencia del grupo de pilotes (η)	1.00	

SUMA INDIVIDUAL DE RESISTENCIA NOMINAL DE CADA PILOTE

Resistencia individual de un pilote (φse1*Qse1+φse2*Qse2+φpeQp)	2945.87	kN	
Carga estructural de un pilote individual (estado límite de evento extremo)	1169.81966	kN	→ CUMPLE RESISTENCIA NOMINAL INDIVIDUAL DE UN PILOTE

GRUPO DE PILOTES

FORMULACIÓN

$R_{ne} = \varphi_{Se1} Q_{S1} + \varphi_{Se2} Q_{s1} + \varphi_{Se3} Q_{S3} + \varphi_{pe} Q_P$ →

$R_{ue} = \eta Rne$ →

Rne	35350.46	kN	Resistencia nominal de evento extremo
Rue	35350.46	kN	Resistencia última de evento extremo
Que	10385.46	kN	CARGA ESTRUCTURAL EVENTO EXTREMO

$R_{ue} \geq Q_{ue}$ → CUMPLE ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO

Fuente: Elaboración propia

8.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En la **Tabla 8-5** se presenta un resumen de los parámetros elásticos obtenidos del informe geofísico que se utilizan en el análisis.

Tabla 8-5. Parámetros elásticos estudio geofísica.

LINEA SISMICA	CAPA	μ	Es (kN/m2)
LM1-2	2	0.28	78440

Fuente: Informe Geofísico

El análisis del asentamiento por consolidación se lo realiza considerando los parámetros de consolidación de la perforación P1-2 de 24.00 a 26.00m. (Ver **Tabla 7-6).**

Tabla 8-6: Parámetros de consolidación perforación para estribo 1.2

Perforación	Profundidad(m)	Relación de vacíos inicial (e0)	Relación de vacíos final (ef)	Presión de preconsolidación (kg/cm2)	Cc	Cs
P1-2	21.00-24.00	1.7676	1.2647	1.85	0.406	0.02

En la **Tabla 8-7** se muestra el análisis del estado límite de servicio, el cumple con lo solicitado.

Tabla 8-7. Estado límite de servicio pilotes estribo 1.2

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

DATOS DE INGRESO

				UNIDADES LRFD
q	71.68	kN/m2	Esfuerzo efectivo aplicado	1.50 ksf
υ	0.28	-	Coeficiente de Poisson	
Es	78440.00	kN/m2	Módulo de elasticidad sugerido por la AASHTO LRFD	11.38 ksi
B	8.76	m	Ancho de la zapata equivalente	28.74 ft
L	16.71	m	Largo de la zapata equivalente	54.82 ft
A	146.3796	m2	Área efectiva de la zapata equivalente	1575.62 ft2
L/B=Y/X	1.91		Relación (Ver Tabla 10.6.2.4.2-1 / LRFD)	
βz	1.075	-	Factor de forma	

$$S_e = \frac{[q(1-\upsilon^2)\sqrt{A}}{144 E_s \beta_z}$$

Se	0.01	m	Asentamiento elástico del grupo de pilotes
Se	0.95	cm	

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

DATOS DE INGRESO

υ	0.28	-	Coeficiente de Poisson
Es	78440.00	kN/m2	Módulo de elasticidad
X	8.76	m	Largo efectivo de la zapata
Y	16.71	m	Ancho efectivo de la zapata
Hc	4.0	m	Potencia del estrato compresible
σo	218.99	kN/m2	Esfuerzo efectivo aplicado en la mitad del estrato analizado
σp	181.41	kN/m2	Esfuerzo de preconsolidación (Ensayo de consolidación)
eo	1.77	-	Relación inicial de vacíos (Ensayo de consolidación)
Cc	0.41	-	Índice de compresión (Ensayo de consolidación)
Cs	0.02	-	Índice de expansión (Ensayo de consolidación)
Qus	10492.63	kN	Carga estructural de servicio
Δσp	71.68	kN/m2	Incremento de esfuerzo debido a la carga estructural de servicio

$$C_r = \frac{1}{5} C_s$$

Cr	0.0036	-	Índice de recompresión (Relación empírica)

ESTADO DE ESFUERZOS DEL SUELO	SUELO PRECONSOLIDADO	$\sigma_o + \Delta\sigma_p$ > σ_p
	Artículo 10.6.2.4.3 - AASHTO LRFD 2020	290.67 > 181.41

$$\sigma_f = \sigma_o + \Delta\sigma_p$$

σf	290.67	kN	Esfuerzo máximo sobre el estrato compresible.

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o}\right]\left[C_r \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_o}\right)\right]$$

Sc	0.0722	m	Asentamiento por consolidación primaria
	7.22	cm	Asentamiento por consolidación primaria

DISTORSIÓN ANGULAR (*Artículo 10.5.2.2 / C 10.5.2.2 / AASHTO LRFD 2020*)

Distorsión Angular permisible	≤	0.008

Separación entre estribos (L)	50	m
Separación entre estribos (L)	5000	cm
Asentamiento total (ΔST)	8.16	cm
Distorsión Angular	0.0016	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la **Tabla 8-7** el estado límite de servicio de la cimentación del estribo 1.2 cumple con lo especificado con la norma AASHTO LRFD 2020.

9. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES PERFORADOS

El uso y diseño efectivo de los pilotes perforados requiere el conocimiento de un método constructivo utilizado para este tipo de elementos. La construcción de pilotes perforado es sensible a las condiciones del terreno encontradas in-situ, los costos y la magnitud del esfuerzo involucrado están estrechamente relacionados con las condiciones del terreno y la técnica de construcción a utilizar. El rendimiento está relacionado con la efectividad de la técnica de construcción para preservar la integridad de los materiales del pilote y asegurar la integridad estructural de la base del pilote perforado de hormigón armado fundido en el lugar.

Se deben considerar los siguientes aspectos en la construcción de pilotes perforados:

- La excavación debe realizarse a grandes profundidades a través de varios materiales que van desde suelos blandos hasta rocas duras.
- La perforación debe mantenerse abierta y estable, a menudo a grandes profundidades y por debajo del nivel freático, sin afectar negativamente el estrato de fundación.
- El hormigón armado debe ser fundido dentro de la excavación de manera que se asegure una buena adherencia y un buen soporte en el estrato de fundación para poder transferir grandes fuerzas axiales y laterales al estrato de fundación.
- Una vez completado el pilote perforado, este debe ser un elemento estructural que proporcione la suficiente resistencia estructural en compresión, tensión y flexión para transferir las cargas desde la estructura.

A continuación, se presenta el método de construcción utilizando un ***revestimiento recuperable:***

Método de Construcción con Revestimiento Recuperable

Los pilotes ejecutados con camisa recuperable se realizan perforando el terreno con una camisa metálica recuperable cuya función es la de contener las paredes de la perforación. Mientras se ejecuta esta tarea, se procede a extraer el material del suelo mediante un elemento de perforación que puede ser modificado en función de las características del suelo. Luego de la colocación de las armaduras y del hormigonado, se procede a extraer la camisa metálica.

La metodología constructiva consiste en la colocación de camisas metálicas de sección circular colocadas en el terreno mediante equipos vibro-hincadores y de perforación, llegando así a la cota de fundación prevista. El vaciado del suelo por dentro de la camisa se lleva a cabo mediante cucharas bivalvas o mediante equipos de extracción rotatorios provistos de hélices o cazos con cuchillas cortantes.

También puede utilizarse un trépano en caso de suelos consistentes para disgregar el suelo previo a su extracción. Las armaduras longitudinales y los estribos se vinculan firmemente entre sí formando así una jaula con la resistencia suficiente para no deformarse durante su colocación y hormigonado.
Seguidamente, se procede a ubicar dentro de las camisas metálicas las respectivas armaduras, para lo cual es conveniente el uso de separadores cilíndricos a los efectos de mejorar el deslizamiento de las jaulas de armado por dentro de la camisa metálica. Luego se posiciona la tubería a los efectos de llenar el pilote con hormigón. Los distintos tramos de la tubería se van uniendo mediante rosca hasta alcanzar el fondo de la excavación, ya que el hormigonado es un proceso que se desarrolla de manera continua desde el fondo del pilote hasta la cota de vinculación con el cabezal. A medida que el

nivel del hormigón va ascendiendo por dentro de la camisa, se retiran los tramos de la tubería de hormigonado.

Este procedimiento debe ser lo suficientemente rápido de forma que la masa de hormigón que se ha volcado no comience a fraguar antes que se reinicie la nueva etapa. Adicionalmente, y para efectuar la limpieza del material del fondo de la excavación, se mantiene el flujo de hormigón para rechazar la mezcla de material granular con éste por rebalse a través del bolsillo practicado en la camisa metálica.

Debido a la importancia de la permeabilidad del estrato de fundación para la construcción en seco dentro del encamisado, es importante que este aspecto de las condiciones del suelo se evalúe durante la exploración del sitio. Si la permeabilidad del estrato de apoyo no es lo suficientemente baja, la filtración podría ingresar a la excavación a medida que se elimina la lechada. Con esta condición, puede ser imposible eliminar el agua subterránea de la excavación, y los intentos continuos de hacerlo podrían resultar en la inestabilidad de la excavación debajo del encamisado.

En tal caso, la excavación debe completarse en húmedo utilizando el agua como fluido de perforación en lugar de lodo. El encamisado aún serviría para evitar el colapso del suelo, y el hormigón puede colocarse bajo el agua con una extracción simultánea (o posterior) del encamisado.

Con el método de encamisado, la jaula de refuerzo generalmente necesitará extenderse a la profundidad total de la excavación porque es difícil mantener una jaula de longitud parcial en posición por una línea de elevación alrededor de la cual se tira del encamisado. Además de los requisitos estructurales, la jaula de refuerzo también debe estar diseñada para requisitos de capacidad de construcción, incluida la estabilidad durante la recogida y colocación de la jaula, durante la colocación de hormigón y durante la retirada del encamisado. Como generalmente es necesario liberar la jaula durante la retirada del encamisado, es necesario que la jaula sea lo suficientemente estable como para que pueda mantenerse recta únicamente gracias a su peso propio durante la construcción. Los espaciadores pueden utilizarse para mantener la jaula de refuerzo centrada.

Debido a que el concreto debe fluir a través de la jaula para llenar el espacio entre y alrededor del encamisado, debe haber suficiente espacio entre las barras de la jaula para permitir el flujo libre de concreto durante su colocación.

El concreto utilizado con el método de encamisado debe tener buenas características de flujo para poder fluir fácilmente a través del refuerzo para llenar el espacio fuera del encamisado y desplazar el agua o la lechada alrededor del encamisado de abajo hacia arriba. Es crítico que el concreto mantenga una presión hidrostática mayor que la del fluido externo a la carcasa (lodo o agua subterránea). El hormigón fluirá hacia abajo alrededor de la base del encamisado para desplazar la lechada atrapada y llenar el espacio anular. El encamisado debe tirarse lentamente para mantener las fuerzas que se generan por la colocación del hormigón con la jaula de acero a un nivel tolerable.

El hormigón también debe conservar su trabajabilidad más allá de la duración de las operaciones de colocación hasta que el encamisado se retire por completo. Si la trabajabilidad del hormigón es demasiado baja, ocurrirá un arqueamiento en el concreto y este se moverá hacia arriba con el encamisado, creando un espacio en el cual la lechada o el agua subterránea puede entrar. La jaula de refuerzo también se puede levantar junto con el encamisado y el hormigón.

Incluso si no se arquea el hormigón dentro del encamisado, un hormigón con una trabajabilidad inadecuada no fluirá fácilmente a través de la jaula para llenar el espacio entre el refuerzo y los lados del orificio. Un movimiento lateral de la jaula al retirar el encamisado podría indicar que el concreto tiene una trabajabilidad inadecuada.

Características de la tubería

La entubación es recta, de acero y va hasta la parte más profunda donde llega el pilote. Este tubo de acero tiene las paredes interiores totalmente lisas. Dicha entubación es abierta en el fondo para entubaciones recuperables o puede ser cerrada con fondo, en este último caso se trata de una entubación perdida. Las juntas van roscadas o soldadas y deben ser impermeables para garantizar la estanqueidad del pilote. La entubación y las juntas deben tener la resistencia adecuada para no deformarse y soportar los esfuerzos producidos por el terreno al perforar el tubo.

Finalmente se concluye que, para el presente proyecto la excavación e instalación de los pilotes perforados será con camisa metálica recuperable, cuya función es soportar las presiones generadas por los distintos estratos del suelo de fundación, mientras se ejecuten esta tarea, se procede a extraer el material mediante elementos de perforación que pueden ser modificados en función de las características del suelo.

9.1. PRUEBAS INSITU PARA PILOTES PERFORADOS

9.1.1. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

Este ensayo será ejecutado de acuerdo a la norma **ASTM D 1143-81** "*Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load*[1]". Este método de prueba cubre procedimientos para pilotes individuales o grupos de pilotes verticales y determina la respuesta del pilote o grupo de pilotes a una carga estática compresiva aplicada axialmente al pilote o pilotes dentro del grupo. Este método de prueba es aplicable a todos los cimientos profundos.

La necesidad de realizar pruebas de carga de pilotes se justifica debido a que el análisis de la capacidad de carga de estos elementos está sujeto a incertidumbres tanto de las teorías del comportamiento del sistema pilote-suelo, así como a la dificultad de definir confiablemente, mediante trabajo experimental, el comportamiento mecánico de los suelos de un sitio. Lo anterior lleva a recomendar que las pruebas deban realizarse para determinar a escala natural el comportamiento cimentación-suelo y siempre que económicamente sea factible.

Las pruebas de carga persiguen los siguientes objetivos:

- Determinar la capacidad de carga vertical de pilotes apoyados en estratos firmes.
- Definir confiablemente la longitud necesaria de los pilotes de fricción.
- Definir la capacidad de carga lateral.

Criterio de carga controlada

Este tipo de prueba es el más extensamente aplicado, permite definir la carga última que soporta un pilote aplicado la carga en incrementos y siguiendo alguno de los siguientes criterios:

- Aplicar incrementos iguales de carga cuando la rapidez de asentamiento medida de la cabeza del pilote, se reduzca a un valor mínimo.
- Aplicar incrementos iguales de carga incrementos de tiempo constantes.

a) Rapidez de asentamientos mínimo.

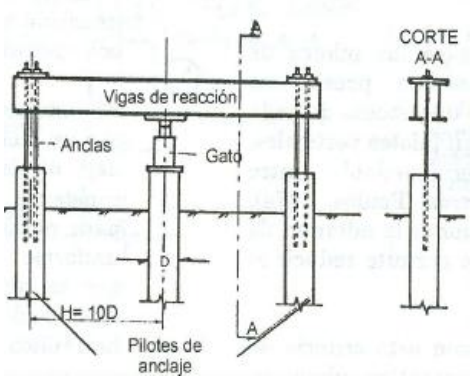
Los incrementos de carga se aplican cuando la rapidez de asentamiento generada por el incremento previo de carga se haya reducido a un valor mínimo prestablecido, usualmente de 0.25 mm/h, 0.01 in/h (ASTM D 1143-81), en cuanto a la magnitud de los incrementos de carga, se acostumbra que sean del 25% de la capacidad de carga de diseño **Qd**.

La carga máxima a la que se lleva la prueba es de por lo menos dos veces la carga de diseño **Qd**, que se mantiene por 2 horas para después proceder a la etapa de descarga en decrementos que puede ser del orden de **$0.25Q_{max}$** a cada 20 min.; la recuperación del asentamiento se mide a los 5, 15 y 30 min después de haber retirado totalmente la carga, o si es posible, durante más tiempo.

Sistema de reacción

El sistema de reacción consiste esencialmente de un puente formando por dos o varias vigas, que pueden tener sus extremos anclados, con el cual se da un empotramiento necesario al equipo de carga.

Tabla 9-1. Sistema de reacción.

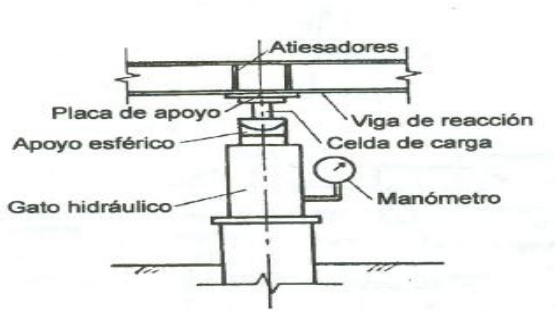
SISTEMA	DESCRIPCIÓN	DIAGRAMA DE INSTALACIÓN	COMENTARIOS
Pilotes de anclajes verticales	Pilotes verticales unidos por vigas de reacción horizontales y que soportan la carga trabajando a tensión		Comúnmente se usan de 2 a 4 pilotes de anclaje dependiendo de la magnitud de la carga por aplicar, en todo caso, la separación recomendable al pilote de pruebas es H=10D y la mínima admisible es 5D. Se debe calcular la flecha de la viga de reacción para los niveles de carga previstos, para comprobar que la carrera del gato sea suficiente.

Equipo de aplicación de la carga

La carga se puede aplicar con un sistema hidráulico.

Un sistema hidráulico de carga debe contar con un mecanismo que regule el movimiento del pistón para mantener una capa constante conforme se asiente el pilote o para permitir una rapidez de deformación uniforme, dependiendo del tipo de prueba que se realice (Weeks and Dixon, 1974).

Tabla 9-2. Equipo de aplicación de la carga.

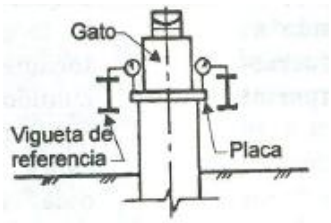
EQUIPO	DIAGRAMA DE INSTALACIÓN	COMENTARIOS
Sistema hidráulico		El sistema hidráulico debe tener la capacidad de carga y la longitud de pistón requeridos durante la prueba. Es necesario un mecanismo que regule el movimiento del pistón para mantener una carga constante conforme se deforme el pilote o para permitir una rapidez de deformación uniforme, dependiendo del tipo de prueba que se realice.

Dispositivos de medición de los asentamientos

De los asentamientos que sufre un pilote de prueba se debe medir con un sistema preciso y confiable; generalmente se utilizan micrómetros entre el pilote y un marco de referencia fijo. Además, es necesario usar un segundo sistema de medición, que, aunque sea de menor precisión, permita tener una referencia adicional y controlar visualmente la prueba.

Los micrómetros de caratula son medidores mecánicos de deformación; se sostienen con viguetas que sirven de referencia, apoyando su vástago de medición en placas fijas alrededor de la cabeza del pilote; las viguetas se colocan horizontalmente sobre apoyos alejados del pilote, para evitar que sean afectadas por los movimientos superficiales del suelo inducidos durante la prueba. Es conveniente usar cuatro micrómetros diametralmente opuestos y equidistantes al eje del pilote; este arreglo permitirá detectar una inclinación eventual del pilote durante su penetración. La precisión de la lectura debe ser ± 0.1 mm (±0.004 in) y la longitud del vástago de 5 centímetros.

Tabla 9-3. Dispositivos de medición de los asentamientos.

DISPOSITIVO	INSTALACIÓN	DIAGRAMA DE INSTALACIÓN	PRECISIÓN	COMENTARIOS
Micrómetros	Los micrómetros se montan en viguetas de referencia, con sus vástagos de medición apoyados en placas fijas al pilote		0.10 mm	Se recomienda utilizar cuatro micrómetros o tres como mínimo; el rango de medición de los micrómetros debe ser de 5 cm por lo menos. Los errores provocados por temperatura son significativos

A criterio del consultor se deberá instalar un pilote de prueba por cada estribo

En la Figura 9-1 se presenta un esquema de la instalación del pilote de prueba, el cual debe tener una separación mínima de 3.00 metros de la parte externa de la losa del grupo de pilotes, la profundidad de dicho pilote será la especificada para cada grupo de pilotes. Los ensayos se deberán realizar en 2 pilotes de cada estribo como mínimo, para garantizar los resultados del grupo de pilotes, es decir 4 ensayos por puente.

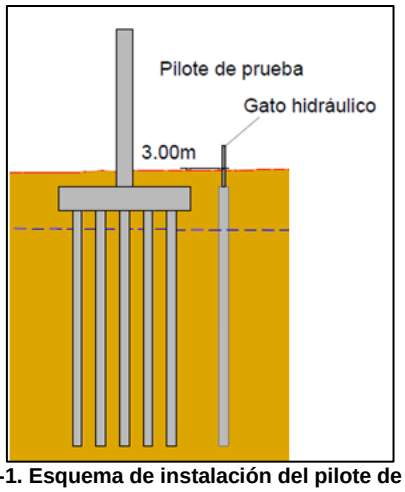


Figura 9-1. Esquema de instalación del pilote de prueba.

9.2. PRUEBA DE INTEGRIDAD O CONTINUIDAD (PRUEBA NO DESTRUCTIVA)

Este ensayo será ejecutado de acuerdo a la norma **ASTM D 5882** "Low Strain Impact Integrity Testing od Deep Foundations".

Se comprobará la continuidad estructural de los pilotes, mediante un método muy común denominado "ensayo sónico de integridad", sus siglas en inglés SIT (Sonic Integrity Testing). Es un método no destructivo que consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y obtener mediante instrumentación el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de tensión generada. Es un método dinámico que induce una baja deformación en el pilote.

Tabla 9-4: Parámetros característicos, ensayo sónico.

ENSAYOS	SÓNICO
Masa del martillo	0.50 - 5.00 kg
Deformación máxima en pilote	2-10*10-6
Velocidad máxima en pilote	10 - 40 mm/s
Fuerza máxima	2-20 kN
Duración de la fuerza	0.50 - 2.00 ms
Aceleración del pilote	50 g
Desplazamiento del pilote	0.01 mm
Longitud onda relativa	0.1

La ejecución del ensayo se basa en la prolongación de una onda de tensión por el fuste del pilote, provocada por un golpe en la cabeza del pilote. A partir de esta energía, es posible realizar interpretaciones con mediciones indirectas que nos ayudarán a estimar la longitud del pilote.

En las gráficas siguientes se puede observar una lectura realizada del ensayo sónico.

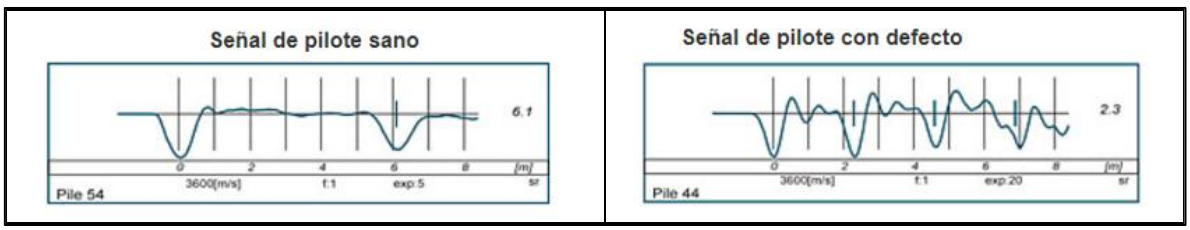


Figura 9-2. Resultados de prueba de integridad

Para los pilotes prebarrenados, los ensayos de integridad no se deberán efectuar antes de que el hormigón se haya curado, como mínimo, siete (7) días, a no ser que el ingeniero fiscalizador disponga un plazo diferente. La cabeza del pilote no deberá tener agua, suciedad ni ningún otro desecho. El hormigón en la superficie de la cabeza del pilote deberá ser relativamente liso y brindar suficiente área para poder fijar el dispositivo sensor de movimiento y para los impactos del martillo.

Serán aceptables los fustes que no presenten reflejos importantes provenientes de puntos por encima de la punta del pilote. Cuando se aprecien reflejos desde puntos que presenten reducciones notorias del área del pilote, o reducción de la resistencia del material o de su rigidez por encima de la punta del pilote, esto significará que el pilote tiene un defecto grave. Si el registro es complejo, los resultados se podrán considerar no concluyentes. Los registros de construcción (uso del hormigón, registros de presión de lechada, perforaciones del suelo) pueden ser valiosos para interpretar los resultados, o se podrá utilizar adicionalmente un modelo de análisis numérico para poder cuantificar el registro. La decisión de rechazar una pieza y sustituir o reparar cualquier fuste defectuoso será responsabilidad única del ingeniero a cargo de los registros de la cimentación. Si la sección dañada se encuentra entre los 0 a 4 m de profundidad, la excavación del pilote podría ser recomendable para observar eventuales anomalías en el fuste. Los ensayos se deberán realizar en al menos el 25% del total de pilotes para garantizar los resultados y la integridad del grupo.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a información del estudio de perforaciones y de sísmica de refracción se recopiló y procesó la información del caso para la obtención de parámetros geotécnicos que fueron utilizados en el diseño de la cimentación tomando como base las cargas del informe estructural.

Se realizaron ensayos de consolidación en los estratos que influyen en la determinación de los asentamientos que se generarán en las estructuras a proyectarse.

El estado límite de resistencia (cargas estructurales), evento extremo y servicio cumplen con lo especificado en la norma AASHTO LRFD según los tipos de cimentaciones propuestas dentro del presente informe.

Durante la construcción se deberá realizar sondeos de verificación de las cimentaciones y las pruebas de carga de los pilotes, para lo cual se establecen los rubros correspondientes en el presupuesto geotécnico.

Las cimentaciones definidas para el proyecto corresponden a las diseñadas cumpliendo la norma AASHTO LRFD, cuyas dimensiones corresponden al siguiente detalle:

- **Estribo 1.1:** 12 Pilotes prebarrenados de 0.70m de diámetro con una longitud de 14.00m.
- **Estribo 1.2:** 12 Pilotes prebarrenados de 1.00m de diámetro con una longitud de 14.00m.

Se debe desarrollar un plan de trabajo de manera que el tiempo transcurrido entre las operaciones de excavación, vaciado y fundición de los cimientos, sea el menor posible con el fin de reducir al máximo la exposición del suelo de fundación a fenómenos ambientales que pueden alterar su comportamiento.

La excavación e instalación de los pilotes perforados será con camisa metálica recuperable, cuya función es soportar las presiones generadas por los distintos estratos del suelo de fundación.

11. BIBLIOGRAFÍA.

- SPT Capability to Estimate Undrained Shear Strength of Fine-Grained Soils of Tehran, Iran, 2006.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (AASHTO). LRFD BRIDGE DESIGN ESPECIFICATIONS. Seventh Edition, U.S.A, 2014.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA). Design And Construction of Driven Pile Foundations,U.S.A, July 2016.
- National Earthquake Hazards Reduction Program.
- Science Applications International Corporation (2002)
- The Blue Ribbon Panel on Bridge and Tunnel Security (2003)