

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



PLAN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN DE
LA TORRE DE TRANSFERENCIA N°02 DEL PROYECTO
MATARANI”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR
DAVID GILER BRONCANO HILARIO**

**ASESOR
Dr. VÍCTOR IVAN FERNÁNDEZ DÁVILA GONZALES**

Lima- Perú

2021

ÍNDICE

RESUMEN	3
ABSTRACT.....	4
LISTA DE CUADROS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS.....	7
LISTA DE FOTOS	9
INTRODUCCIÓN	10
CAPITULO I.....	11
1.1 GENERALIDADES.....	11
1.2 PROBLEMÁTICA	12
1.3 OBJETIVOS	13
1.3.1 Objetivo General	13
1.3.2 Objetivos Específicos	13
1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	13
CAPITULO II.....	17
MARCO TEÓRICO	17
2.1 ZAPATAS AISLADAS.....	17
2.2 ZAPATAS COMBINADAS	18
2.3 ZAPATAS SOMETIDAS A CARGAS AXIALES Y MOMENTOS	20
2.4 MODOS DE FALLA DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS	22
2.5 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES	23
2.6 CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES.....	24
2.6.1 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	27
2.6.2 Factor de seguridad en Cimentaciones.....	32
2.7 MODELO DINÁMICO WINKLER – COEFICIENTE DE BALASTO	33
2.8 MÉTODO DE DISEÑO	35
2.8.1 Diseño por Corte	36
2.8.2 Diseño por Flexión	37
CAPÍTULO III.....	39
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN DE LA TORRE DE TRANSFERENCIA N°02 DEL PROYECTO MATARANI	39
3.1 BASES DE DISEÑO	39
3.1.1 Parámetros de Sitio	39
3.1.2 Información Geotécnica	40
3.2 MATERIALES	41
3.2.1 Propiedades del Concreto	41
3.3 CARGAS APLICADAS	41

3.1.1	Carga Muerta (CM)	41
3.1.2	Carga Viva (CV)	42
3.1.3	Carga de Material (ML)	42
3.1.4	Carga de Derrame de Material (SP)	42
3.1.5	Tensión en Fajas (Bto)	43
3.1.6	Tensión máxima en Fajas (Btm)	43
3.1.7	Carga viva de techo (Lr)	43
3.1.8	Carga de viento (CV _i)	43
3.1.9	Cargas por Sismo (CS)	43
3.1.10	Cargas de chute atollado (PC)	43
3.1.11	Cargas de temperatura (T)	44
3.1.12	Cargas debido al frenado (BE)	44
3.1.13	Cargas de montaje y de polipastos (H)	44
3.1.14	Combinación de Cargas	44
3.1.15	Cargas en la Torre de Transferencia N°02	45
3.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS	52
3.2.1	Zapatas Aisladas	52
3.2.2	Zapatas Combinadas	55
3.2.3	Predimensionamiento del Pedestal	58
3.3	VERIFICACION DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS	59
3.3.1	Verificación de Asentamientos	59
3.3.2	Verificación de las presiones admisibles	61
3.3.3	Verificación por punzonamiento	62
3.3.4	Diagrama de fuerza cortante	62
3.3.5	Diagrama de momento flector	63
3.4	DISEÑO ESTRUCTURAL	65
3.4.1	Condiciones para el diseño	65
3.4.2	Diseño de zapata aislada Nodo 101	66
3.4.3	Diseño de zapata Aislada Nodo 102	67
3.4.4	Diseño de zapata Combinada Nodos 103 y 105	69
3.4.5	Diseño de zapata Combinada Nodos 102 y 106	70
3.4.6	Diseño del Pedestal	72
CAPITULO IV		74
CONCLUSIONES		74
RECOMENDACIONES		75
BIBLIOGRAFÍA		76
ANEXOS		77

RESUMEN

El trabajo desarrollado consiste en la verificación estructural de la cimentación de una torre de transferencia que forma parte del Proyecto Matarani, Arequipa. La estructura de la torre de transferencia está constituida por una estructura metálica de 31.50 metros de altura. La torre está sustentada en una cimentación conformada por zapatas aisladas y combinadas. La capacidad portante del suelo es de 6.78 kg/cm².

Para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado se usó el Reglamento Nacional de Edificaciones (2006 y 2018). El análisis estático y dinámico de la torre de transferencia fue realizada por la empresa FLSMIDTH. La "idealización" de la estructura correspondiente al análisis sísmico fue simple cumpliendo con los requisitos de la Norma E.030 del año 2014. Con los esfuerzos obtenidos del análisis por cargas verticales y de sismo se procedió al análisis y diseño de la cimentación de la torre de transferencia constituidas por zapatas aisladas y combinadas.

Según los datos obtenidos del análisis estático y dinámico que fueron básicamente las cargas actuantes en la superestructura y transmitidos a la subestructura. Se procedió a realizar el pre-dimensionamiento y la verificación estructural de la cimentación. Para la verificación estructural y el cálculo de esfuerzos actuantes en la cimentación se usó el software SAFE versión 12.3.1 de C&S Inc. Los resultados obtenidos muestran que las dimensiones de la zapata aislada y combinada son capaces de soportar los esfuerzos actuantes. El asentamiento más desfavorable es de 0.045cm contra un asentamiento permisible de 1.45cm. También se puede observar que la máxima presión actuante en el terreno de fundación es de 3.45 kg/cm² mientras que el suelo de fundación es capaz de soportar esfuerzos de hasta 6.78 kg/cm². La cimentación planteada es capaz de soportar los esfuerzos cortantes actuantes con esfuerzo cortante último de 187Ton. La cimentación es capaz de soportar hasta 200.52Ton. Finalmente, en la verificación por punzonamiento se obtuvo un esfuerzo cortante máximo que asciende al 63% de la capacidad permisible.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1.1	Edificios de proceso del proyecto
Cuadro N°1.2	Edificios auxiliares del proyecto
Cuadro N°1.3	Estructuras complementarias del proyecto
Cuadro N°2.1	Factores de capacidad de carga de Terzaghi - ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7) de Kumbhojkar (1993).
Cuadro N°2.2	Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N'_c, N'_q, N'_γ
Cuadro N°2.3	Módulos de reacción obtenidos de ensayo de carga (placa 30cmx30cm)
Cuadro N° 2.4	Factores de reducción de resistencia indicados en el RNE
Cuadro N° 2.5	Factores de amplificación de cargas indicados en el RNE
Cuadro N° 3.1	Factores de amplificación
Cuadro N° 3.2	Cargas en el apoyo N°101 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.3	Cargas en el apoyo N°102 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.4	Cargas en el apoyo N°103 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.5	Cargas en el apoyo N°104 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.6	Cargas en el apoyo N°105 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.7	Cargas en el apoyo N°106 de la torre de transferencia N°02
Cuadro N° 3.8	Resumen de cargas del apoyo N°101
Cuadro N° 3.9	Resumen de cargas del apoyo N°102
Cuadro N° 3.10	Resumen de cargas del apoyo N°103
Cuadro N° 3.11	Resumen de cargas del apoyo N°105
Cuadro N° 3.12	Resumen de cargas del apoyo N°104
Cuadro N° 3.13	Resumen de cargas del apoyo N°105
Cuadro N° 3.14	Asentamiento de la Cimentación Superficial

LISTA DE FIGURAS

Figura N°1.1	Distribución de las estructuras dentro del área del proyecto
Figura N°2.1	Formas de zapatas aisladas.
Figura N°2.2	Zapata combinada soportando dos columnas.
Figura N°2.3	Uso de zapatas combinadas.
Figura N°2.4	Columnas transmitiendo carga axial y momento a la zapata
Figura N°2.5	Distribución de presiones para zapatas cargas excéntricamente.
Figura N°2.6	Posibles formas de falla estructural de las zapatas
Figura N°2.7	Distribución de presiones en las zapatas
Figura N°2.8	Curvas carga - asentamiento y zonas de falla en pruebas modelo en arena (Vesic, 1963)
Figura N°2.9	Variación de $12(1)*\gamma*B$ y $12qu*\gamma*B$ para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena. (Adaptada de Vesic, 1963).
Figura N° 2.10	Modos de falla de una cimentación en arena (según Vesic, 1973).
Figura N° 2.11	Intervalo del asentamiento de placas circulares y rectangulares ante carga última ($Df/B=0$) en arena (modificada según Vesic, 1963).
Figura N° 2.12	Esquema de Falla por capacidad de Carga
Figura N° 2.13	Modelo representativo del coeficiente de balasto
Figura N° 2.14	Determinación del coeficiente de balasto a partir de gráficas de Esfuerzo - Asentamiento. (Bowles, 1997).
Figura N°2.15	Bloque de distribución esfuerzos
Figura N°3.1	Apoyos codificados de la Torre de Transferencia N°02
Figura N°3.2	Torre de Transferencia N°02 Isométrico
Figura N°3.3	Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 – Planta
Figura N°3.4	Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 – Sección A-A
Figura N°3.5	Parámetros empleados para la determinación de la capacidad portante neta del terreno
Figura N°3.6	Si las cargas P_1 y P_2 no tienen excentricidad
Figura N°3.7	Si las cargas P_1 y P_2 tienen excentricidad
Figura N°3.8	Dimensiones de la plancha base
Figura N°3.9	Dimensiones del pedestal – Planta

Figura N°3.10	Pedestal - Elevación
Figura N°3.11	Modelo Estructural Cimentación Torre de Transferencia N°02
Figura N°3.12	Asentamiento Máximo (0.045cm)
Figura N°3.13	Máxima Presión ejercida sobre el suelo (3.54 kg/cm ²)
Figura N°3.14	Relación - Corte Máximo con respecto a la Capacidad (0.6337)
Figura N°3.15	Diagrama de fuerza cortante en las zapatas
Figura N°3.16	Diagrama de momento flector en las zapatas
Figura N°3.17	Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nudo 101
Figura N°3.18	Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nudo 102
Figura N°3.19	Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nudo 103 y 105
Figura N°3.20	Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nudo 102 y 106
Figura N°3.21	Área de aplastamiento de A1 y A2 (Norma E.060)

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

Ton	=	Tonelada
Km	=	Kilómetro
m ²	=	Metro cuadrado
t	=	Tonelada
m	=	Metro
P	=	Carga vertical
M	=	Momento flector
q	=	Presión del suelo
A	=	Área
I	=	Momento de inercia
<i>q_{max}</i>	=	Presión máxima del suelo
<i>q_{min}</i>	=	Presión mínima del suelo
B	=	Ancho de la cimentación
qu	=	Capacidad de carga última
qu(1)	=	Carga por área unitaria
γ	=	Peso específico del suelo
Dr	=	Densidad relativa
Df	=	Profundidad de desplante de la cimentación

L	=	Longitud de la cimentación
S	=	Asentamiento
c'	=	Cohesión
ϕ'	=	Angulo de fricción
N_c, N_q, N_γ	=	Factores de capacidad de carga
$Kp\gamma$	=	Coefficiente de presión pasiva
N'_c, N'_q, N'_γ	=	Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi
q_{perm}	=	Capacidad de carga permisible bruta
$q_{net}(u)$	=	Capacidad de carga última neta
FS	=	Factor de seguridad
Ks	=	Módulo de balasto
δ	=	Desplazamiento
cm^3	=	Centímetro al cubo
ϕ	=	Factor de reducción de resistencia
Rn	=	Resistencia nominal
α	=	Factor de carga o de amplificación
Q_i	=	Efecto de las cargas de Servicio
A_s	=	Área de acero
f_y	=	Limite de fluencia del acero
CM	=	Carga Muerta
CV	=	Carga viva
CS	=	Carga por sismo
d	=	Peralte efectivo de la sección
b	=	Ancho de la sección
V_c	=	Fuerza corta que soporta el concreto
f'_c	=	Resistencia del concreto
S	=	Valores del factor de amplificación del suelo
T_p y T_L	=	Periodos
σ_{adm}	=	Capacidad de carga admisible
γ_s	=	Peso específico de roca
γ_r	=	Peso específico de relleno controlado
Kg	=	Kilogramo
m^3	=	Metro cubico
E_c	=	Módulo de elasticidad del concreto
KN	=	Kilonewton
σ_n	=	Capacidad portante neta

σ_{adm}	=	Carga admisible del terreno
γ_t	=	Peso específico del suelo
h_t	=	Altura del suelo sobre la zapata
γ_c	=	Peso específico del concreto
h_c	=	Altura de la cimentación
S/C	=	Sobrecarga
l_d	=	Longitud de anclaje
P_1, P_2	=	Cargas Verticales
R	=	Resultante
ISN	=	Interacción suelo estructura
TPH	=	Tonelada por hora
EHE	=	Instrucción Española del Hormigón Estructural
RNE	=	Reglamento Nacional de Edificaciones (2006 - 2018)

LISTA DE FOTOS

Foto N°3.1	Torre de Transferencia N°02 montaje de las estructuras
Foto N°3.2	Torre de Transferencia N° 02 terminada

INTRODUCCIÓN

En el capítulo N° I: En este capítulo se trata en líneas generales la problemática que tiene la zona sur de nuestro país, con respecto a la exportación de minerales a gran escala; dado que no contaba con puertos especializados para el embarque de minerales a los barcos para su exportación, siendo el Perú un país minero.

En el capítulo N° II: En este capítulo se recopiló toda la información concerniente a las cimentaciones superficiales, respecto a las zapatas aisladas y combinadas el cual fue el motivo de este informe; se abordaron distintos conceptos y puntos de vista con respecto al tema en mención ya que se revisaron una variedad de libros de distintos autores.

En el capítulo N° III: En este capítulo se verificó el pre-dimensionamiento de las zapatas aisladas y combinadas teniendo en consideración las cargas entregadas por la empresa consultora FLSMIDTH quienes fueron los encargados del análisis y diseño estructural de la superestructura de la Torre de Transferencia N°02; posteriormente se realizó la verificación estructural de las cimentaciones superficiales, entre las verificaciones que se realizaron fueron, verificación por asentamiento, verificación por capacidad portante y verificación por punzonamiento; para estas verificaciones se hizo uso del software SAFE versión 12.3.1 con la que se pudo obtener resultados favorables para la estructura planteada.

Con los resultados obtenidos del análisis se procedió a realizar el diseño estructural por flexión y por corte del concreto armado de las cimentaciones.

Finalmente, en el capítulo N° IV, se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO I

1.1 GENERALIDADES

La minería es una actividad económica del sector primario en el Perú, representada por la explotación o extracción de los minerales que se han acumulado en el suelo y subsuelo en forma de yacimientos.

Es necesario para el crecimiento y diversión económica en aras de continuar con el fortalecimiento y modernización del país tanto en los aspectos sociales, económicos, pobreza, desigualdad entre otros; razón por la cual se ejecutó el proyecto “Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque de Concentrado de Minerales y Amarradero “F” ubicado en la Bahía Islay”.

El Proyecto Matarani cuenta con un sistema de recepción, almacenamiento y embarque de minerales que permite el despacho de 2300 TPH de minerales.

Gran parte del área donde se construyó el terminal portuario y todas las demás estructuras que lo comprenden se cimentaron sobre roca; en tal sentido la Torre de Transferencia N°02 también se cimento sobre roca y no se encontró el nivel freático al momento de la excavación para la cimentación.

La roca que se encontró en la superficie del área a construir la cimentación de la Torre de transferencia N°02 se encontraba erosionada y fracturada; por tal motivo se tuvo que retirar toda esta roca. Finalmente se encontró una roca no fracturada y óptima para la cimentación.

Inicialmente el mineral ingresa al Terminal Portuario por vía férrea y por camiones a los edificios de descarga, los cuales a través de una faja transportadora llevan el mineral hasta los almacenes; posteriormente serán trasladados al muelle para su embarque.

El presente trabajo de suficiencia profesional tiene como finalidad la Verificación Estructural de la Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 del Proyecto Matarani; la torre de transferencia es el nexo que sirve para trasladar el mineral que viene del Edificio de Recepción al Almacén.

1.2 PROBLEMÁTICA

En un país minero como el Perú, donde la minería juega un papel importante dentro de la economía nacional, se observó que la zona sur del país no contaba con un sistema de recepción, almacenamiento y embarque de mineral a gran escala a mercados exteriores, convirtiéndose así en una necesidad primordial la construcción de un sistema que atienda las necesidades de la zona sur del Perú. La infraestructura que se construyó está orientada a atender la demanda de los grandes proyectos (mineros y petroquímicos) a ser ejecutados en el sur.

En la provincia de Islay ya existe un Puerto en Matarani que está ubicado en el distrito de Islay en Islay, Arequipa (Perú). Constituye uno de los tres puertos del Pacífico Sur Peruano (con Marcona e Ilo) por donde sale la carretera Interoceánica hacia el sur del Perú y los países vecinos de Brasil y Bolivia interconectando por estas vías ha el atlántico brasileño. Este puerto, logró ubicarse el año 2008 como el segundo con mayor tráfico del Perú después del Callao.

En el 2014 movilizó carga por 3.4 millones de toneladas (2.8% menos que un año antes), principalmente bajo la forma de granel sólido (78% del total). Además, en el último año su movimiento de contenedores tuvo un incremento considerable (34.3%), llegando a 20,677 TEU (frente a los 15,391 TEU del año 2013), ratificándose como el tercero a nivel nacional.

El Puerto ubicado en Matarani que señalamos en los dos párrafos anteriores es un puerto por el cual se exporta mineral (concentrado de mineral) a una escala menor.

Entonces viendo la necesidad de exportar mineral a gran escala en la zona sur del País se planteó y construyó el proyecto “Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque de Concentrado de Minerales y Amarradero “F” ubicado en la Bahía Islay” que cuenta con un sistema de recepción, almacenamiento y embarque de minerales que permite el despacho de 2300 TPH de minerales.

El Trabajo de Suficiencia Profesional, expresa la Verificación Estructural de la Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 del Proyecto “Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque de Concentrado de Minerales y Amarradero “F” ubicado en la Bahía Islay”, que sirve para la transferencia de minerales de los Edificios de Recepción hacia los Almacenes.

La torre de transferencia N°02, está construida en su totalidad con elementos estructurales metálicos; tiene dos ejes principales separados a 9.50 m y tres ejes secundarios separados a 10.00 m y 4.30 m respectivamente, tiene una altura de 31.50 m. Las cargas en uno de los puntos más cargados son, carga muerta 65.58 Ton, carga viva 78.52 Ton y las cargas de sismo en los ejes horizontales son de 50.76 Ton y 65.39 Ton respectivamente.

La cimentación para la torre de transferencia se conformó por zapatas aisladas y zapatas combinadas que son las que reciben a los pedestales transmitiendo las cargas de la superestructura hacia el terreno (roca).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

- Verificación Estructural de la Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 del Proyecto Matarani.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Verificar los asentamientos, verificar la capacidad de carga admisible y verificar por punzonamiento la Cimentación de la Torre de Transferencia N°02.
- Diseño estructural en concreto armado de la Cimentación de la Torre de Transferencia N°02.

1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Terminal Portuario Matarani (TPM), se ubica sobre el litoral peruano en el Océano Pacífico a 1,090.00 kilómetros al sur de la ciudad de Lima y a 120 Km aproximadamente de la ciudad de Arequipa; de acuerdo con la división política del Perú, se ubica en el distrito de Islay, provincia de Islay, departamento y región de Arequipa. Se emplaza entre las cotas 0 y 51 m.s.n.m.

Las infraestructuras y facilidades del presente proyecto deberán atender los requerimientos de recepción, almacenamiento, despacho y embarque de concentrados de minerales provenientes de las operaciones mineras operadas por la empresa minera Las Bambas, la producción de la operación de Sociedad Minera Cerro Verde (SMCV) y la empresa minera Antapaccay. La carga llegará al puerto por vía férrea en convoyes ferroviarios y en camiones de volteo.

El concentrado de mineral (cobre) llegará a las instalaciones de TISUR en vagones de tren y en camiones tipo volquetes desde las unidades mineras de Cerro Verde (SMCV), Antapaccay y Las Bambas. Los productos serán almacenados por rumas (pilas de acopio) en almacenes hermetizados y presurizados.

El despacho se realizará mediante un circuito de fajas que transportará los concentrados desde los edificios de recepción hacia los almacenes. Desde los cuales se despachará hasta el punto de entrega, el cual será el sistema de embarque y muelle ("shiploader").

Las estructuras que comprende el proyecto se muestran en las siguientes tablas.

Cuadro N°1.1 EDIFICIOS DE PROCESO DEL PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

ITEM	EDIFICIOS DE PROCESO	ÁREA (m ²)
1.1	Almacén de 100 000 Ton para LAS BAMBAS	9,343.20
1.2	Almacén de 150 000 Ton para CERRO VERDE	13,420.80
1.3	Almacén de 75 000 Ton para ANTAPACCAY	6,190.10
1.4	Cisterna y tanque elevado	78.08
1.5	Balanza para camiones	257.18
1.6	Servicios higiénicos para recepción férrea (02 Módulos)	46.20
1.7	Servicios higiénicos para almacenes (01 Módulo)	24.57
1.8	Servicios higiénicos para recepción camionera (01 Módulo)	24.57
1.9	Salas de Compresores	27.84, 23.23, 16.60
1.10	Sala de control recepción férrea LAS BAMBAS	45.75
1.11	Sala de control recepción férrea CERRO VERDE	45.75
1.12	Sala de control recepción de camiones ANTAPACCAY	45.75
1.13	Subestación 812-SE-001	194.18
1.14	Subestación 812-SE-002	109.53
1.15	Laboratorio de muestreo en recepción férrea LAS BAMBAS	25.40

ITEM	EDIFICIOS DE PROCESO	ÁREA (m ²)
1.16	Laboratorio de muestreo en recepción férrea CERRO VERDE	25.40
1.17	Laboratorio de muestreo en recepción camionera ANTAPACCAY	25.40
1.18	Laboratorio de muestreo en línea de embarque a nave	25.40
1.19	Subestación 812-SE-004	52.76
1.20	Cisterna y sala de bombeo de agua contaminada	237.78
1.21	Equipo motorizado, almacén servicios generales	759.20
1.22	Taller de mantenimiento y depósito de equipos de LCI	546.60
1.23	Edificio de recepción férrea LAS BAMBAS	735.75
1.24	Edificio de recepción camionera ANTAPACCAY	847.02
1.25	Edificio de recepción férrea CERRO VERDE	1,588.70
1.26	Subestación 812-SE-003	183.66
1.27	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	472.50

Cuadro N°1.2 EDIFICIOS AUXILIARES DEL PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

ITEM	EDIFICIOS AUXILIARES	ÁREA (m ²)
1.28	Caseta de Control de Ingreso	21.53
1.29	Servicios de Personal (Vestuarios, Comedor, Capacitación)	349.54
1.30	Oficinas Administrativas	386.38

Cuadro N°1.3 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS DEL PROYECTO

Fuente: Elaboración propia

ITEM	OTROS	LON. (m)
1.31	Cerco perimétrico - Albañilería	848.53
1.32	Cerco perimétrico - Malla galvanizada	564.14

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Las cimentaciones son elementos estructurales cuya función principal es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo de fundación, geotécnicamente se debe realizar verificaciones de tal manera que el suelo no falle por corte que viene a ser el flujo plástico esto se manifiesta con una expulsión del suelo que está por debajo del elemento estructural; por otro lado, también se tienen que evitar asentamientos excesivos de la estructura, esta verificación es por capacidad portante. Por otro lado, también se deben de realizar verificaciones al elemento estructural (zapatas), los esfuerzos más perjudiciales para el elemento estructural son los esfuerzos de corte y los esfuerzos por punzonamiento, por lo tanto, se deben de realizar estas verificaciones.

2.1 ZAPATAS AISLADAS

Las zapatas aisladas son elementos estructurales cuya función es transmitir las cargas de la superestructura al suelo de fundación, generalmente son cuadradas y se usan para un pedestal o columna; pero si el terreno no lo permite pueden ser rectangulares. La zapata aislada en su forma más básica es como se muestra en la fig. 2.1. Otra forma de zapatas aisladas son las de tipo escalonado tal como se muestra en la fig. 2.1b, donde se construye un pedestal entre la zapata y la columna, este pedestal transfiere la carga de forma más favorable hacia la zapata y también ayuda en muchos casos para suministrar la longitud de anclaje de los aceros verticales de las columnas. La forma correcta de construcción es que tanto el pedestal y la zapata se construyan monolíticamente. Por otro lado, también se suelen utilizar zapatas acarteladas tal como se muestra en la fig. 2.1c la cantidad de concreto es menor al de las zapatas escalonadas pero la mano de obra adicional para generar los acabados hace que el costo de las zapatas escalonadas sea menor.

En general, las zapatas de losa sencilla (fig. 2.1a) son las más económicas para alturas de hasta 1.00 m.

Las zapatas para columnas individuales representan voladizos que se proyectan hacia afuera desde la columna en las dos direcciones y cargados hacia arriba con la presión del suelo. En la superficie inferior se producen los correspondientes esfuerzos de tensión en estas dos direcciones. En consecuencia, estas zapatas

se refuerzan mediante dos capas de acero perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes.

Para el cálculo del área de la zapata, esta se obtiene al dividir la carga total incluyendo el peso propio de la zapata, por la presión de contacto seleccionado. En esta etapa debe estimarse el peso de las zapatas que generalmente está entre un cuatro por ciento y un ocho por ciento de la carga de la columna, intervalo en el que el primer valor es aplicable a los tipos de suelo más fuertes.

Para el cálculo de los diagramas de momento flector y diagramas de fuerza cortante, se considera únicamente la presión del suelo hacia arriba q , generada por las cargas mayoradas de la columna. El peso mismo de la zapata no produce momentos ni cortantes, al igual que no existen, obviamente, momentos ni cortantes en un libro que descansa sobre la superficie de una mesa. (Nilson, 2001)

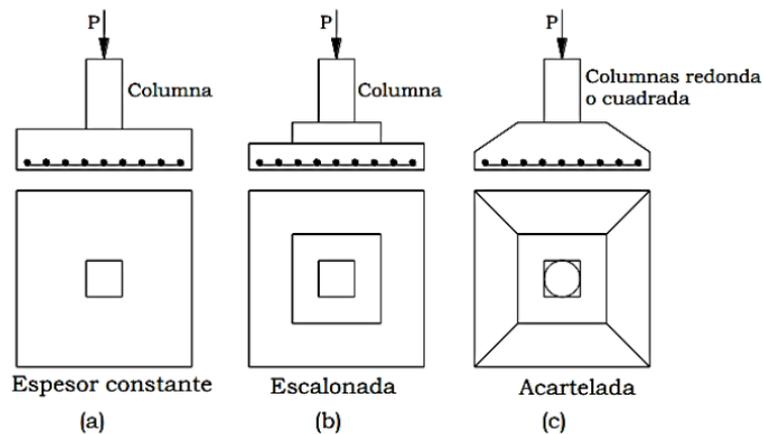


Figura N° 2.1 Formas de zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son las más comúnmente usadas para soportar una sola columna, en especial cuando las cargas que soporta son relativamente ligeras y adicionalmente no están muy cercanas entre sí.

2.2 ZAPATAS COMBINADAS

Las zapatas combinadas soportan las descargas de dos o más columnas (fig. 2.2). Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante.

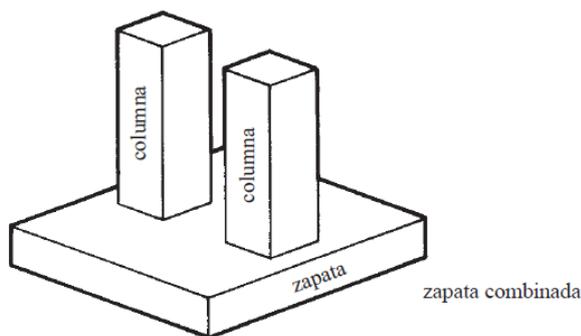


Figura N° 2.2 Zapata combinada soportando dos columnas

Con el objetivo de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se puede combinar con la de la columna interior más cercana. Por otra parte, las zapatas combinadas también se utilizan cuando las distancias entre columnas sucesivas son relativamente cortas, como en el caso de un corredor de columnas, pues es más barato construir zapatas combinadas para las columnas. (Nawy, 1985)

Las zapatas combinadas soportan más de una columna. Un caso en que pueden usarse es cuando las columnas están tan cerca una de otra que las zapatas individuales se interferirían (fig.2.3a). Otro uso frecuente de las zapatas combinadas es cuando una columna está muy cerca de un lindero, de manera que una zapata aislada se extendería más allá del lindero de la propiedad. En este caso, la zapata de la columna exterior puede combinarse con la de una columna interior, como se muestra en la fig. 2.3b. (McCormac, 2011).

Por lo tanto, para la cimentación de la Torre de Transferencia N°02 debido a las cargas considerables de la estructura y la cercanía de las columnas se optó por cimentar la estructura con zapatas aisladas y zapatas combinadas.

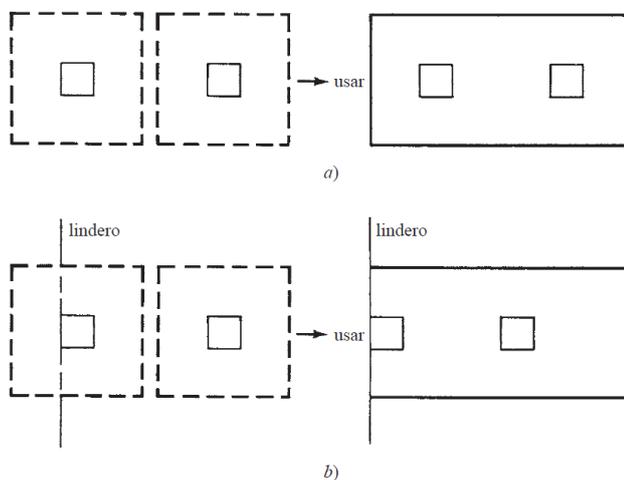


Figura N° 2.3 Uso de zapatas combinadas

2.3 ZAPATAS SOMETIDAS A CARGAS AXIALES Y MOMENTOS

Los muros y las columnas con frecuencia transmiten tanto momentos como cargas verticales a sus zapatas. Estos momentos pueden ser debidos a cargas por gravedad o a cargas laterales. Tal situación se representa con la carga vertical **P** y el momento flexionante **M** mostrados en la fig. 2.4a.

La transferencia de momento de las columnas a las zapatas depende de cómo se construya la conexión columna - zapata.

Para suministrar continuidad en la interface columna - zapata, el acero de refuerzo tendría que continuar hasta la zapata. Normalmente esto se logra colocando varillas de acero con ganchos en la zapata y haciendo que se prolonguen al aire donde se ubicarán las columnas. La longitud que se prolonguen al aire debe ser cuando menos la longitud de empalme; algunas veces ésta puede ser una longitud importante. Entonces estas varillas se pueden empalmar manual o mecánicamente con las varillas de la columna, suministrando continuidad de la fuerza de tensión en el acero de refuerzo.

Si hay una transferencia de momento de la columna a la zapata, la fuerza resultante no coincidirá con el centroide de la zapata. Por supuesto, si el momento es constante en magnitud y dirección, será posible colocar el centro de la zapata bajo la carga resultante y evitar así la excentricidad, pero fuerzas laterales como las de viento y de sismos pueden llegar desde cualquier dirección, por lo que se requieren zapatas simétricas.

El efecto del momento es producir una presión del suelo que varía linealmente y que puede determinarse en cualquier punto con la expresión

$$q = -\frac{P}{A} \pm \frac{M.c}{I} \dots\dots\dots 2.1$$

En este análisis usaremos el término núcleo central. Si la fuerza resultante en la base de la zapata se sitúa dentro del núcleo central, el valor de **-P/A** es mayor que **+Mc/I** en todos los puntos y toda la base de la zapata está en compresión, como se muestra en la fig. 2.4a. Si la fuerza resultante afecta la base de la zapata fuera del núcleo central, el valor de **+Mc/I** será en algunos puntos mayor que **-P/A** y habrá alzamiento o tensión. La interface suelo-zapata no puede resistir tensiones y la variación de la presión será como se muestra en la fig. 2.4b. La posición del

núcleo central se puede determinar reemplazando Mc/I por Pec/I , igualando a P/A y despejando e .

Si la excentricidad es mayor que este valor, el método descrito para calcular presiones en el suelo $[(-P/A) \pm (Mc/I)]$ no es correcto. Para calcular la presión en esta situación hay que tener en cuenta que el centroide de la presión hacia arriba debe coincidir, por equilibrio, con el centroide de la componente vertical de la carga hacia abajo. En fig. 2.5 se supone que la distancia desde el borde derecho de la zapata a este punto es a . Como el centroide de un triángulo está ubicado a un tercio de su base, la presión del suelo se extenderá sobre la distancia $3a$, como se muestra. Para una zapata rectangular con dimensiones axb , la presión total hacia arriba del suelo se iguala a la carga hacia abajo y de la expresión resultante se despeja $q_{máx}$ como sigue: (McCormac, 2011)

$$\frac{1}{2}(3ab)(q_{max}) = P$$

$$q_{max} = \frac{2P}{3ab} \dots\dots\dots 2.2$$

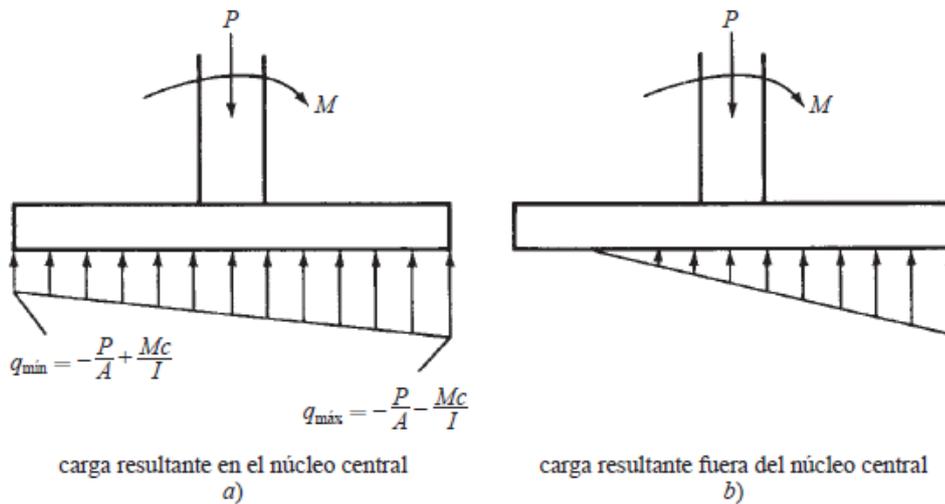


Figura N° 2.4 Columnas transmitiendo carga axial y momento a la zapata

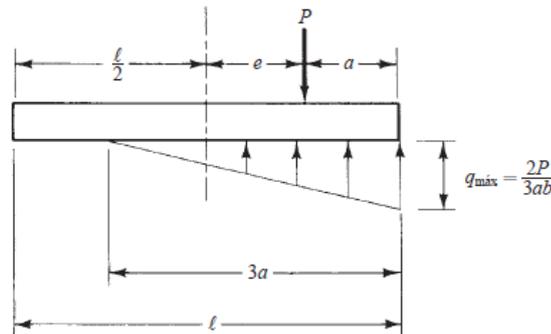


Figura N° 2.5 Distribución de presiones para zapatas con cargas excéntricamente

2.4 MODOS DE FALLA DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS

- a) La falla por flexión en las zapatas con una rotura frágil sin fisuración de aviso. Puede presentarse en zapatas con cuantía de armadura $U_s/U_c < 0.04$. El acero de refuerzo considerado proporciona una capacidad inferior de resistencia a la flexión en este tipo de zapatas, de tal manera que la zapata tiene un comportamiento como concreto sin refuerzo. Este tipo de rotura es posible dimensionando de acuerdo con la Instrucción EHE (Instrucción Española del Hormigón Estructural), pero va siempre acompañada de un incremento del coeficiente de seguridad.
- b) Falla a flexión por decaimiento de la resistencia del acero de refuerzo. Es una falla dúctil, antes de esta falla se genera una considerable fisuración, pero que en el caso de zapatas no es observable.
- c) Falla a flexión por decaimiento de la resistencia del concreto comprimido. Aparece solo una ligera fisura en la cara comprimida, paralela a la dirección del acero de refuerzo. Esto se presenta en zapatas con muy altas cuantías de acero, en las que este está sobre dimensionado con respecto al acero de refuerzo. Es muy poco frecuente considerar este tipo de cuantías dado que antieconómicas.
- d) Falla por cortante. En este tipo de falla generalmente se producen fisuras con inclinación aproximada de 45° .
- e) Falla por anclaje de la armadura. Generalmente la falla se produce en el plano de los aceros de refuerzo, iniciando en su extremo libre.
- f) Falla por fisuración excesiva. Debido a la fisuración del concreto se generan filtraciones de agua, posterior a esto se genera la corrosión de los aceros de refuerzo conduciendo así a una falla final por flexión de uno de los tipos a) ó b) se debe tener mucho cuidado en el

análisis y cálculo de las cimentaciones, dado que estas cimentaciones (zapatas) se encuentran frecuentemente en ambiente húmedo y a veces agresivos; por otro lado, las fisuraciones no se pueden observar ni mucho menos reparar.

- g) Las hendiduras generadas en la parte superior de las zapatas son generadas por las tracciones horizontales excesivas del muro hacia la zapata. (Calavera, 2000)

En la fig. 2.6 se indican las posibles formas de agotamiento estructural de la pieza:

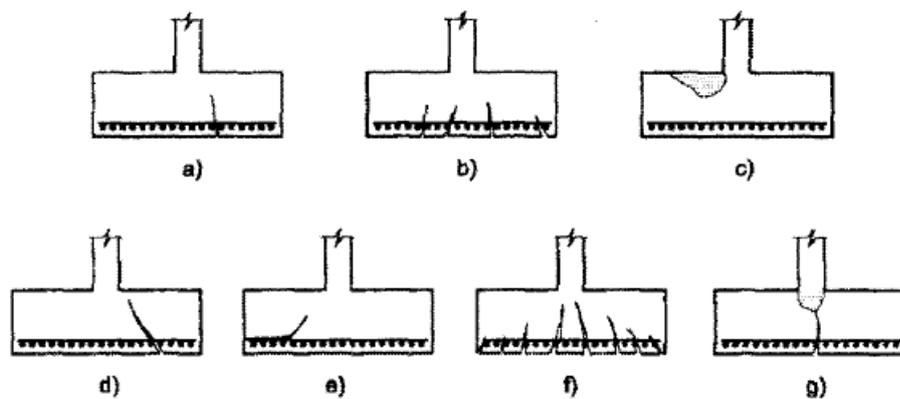


Figura N° 2.6 Posibles formas de falla estructural de las zapatas

2.5 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Las presiones reales en el suelo se distribuyen de tal manera, que las reacciones que se generan son muy complejas de resolver, ya que dependen de muchas variables, entre las principales se tiene la rigidez de la cimentación (zapata) y las características geotécnicas del suelo (tensión – deformación).

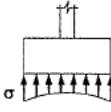
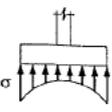
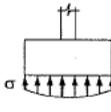
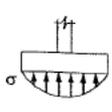
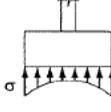
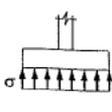
TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Figura N° 2.7 Distribución de presiones en las zapatas

Sin embargo, para el caso de cimientos corridos y aislados, con los volados usualmente empleados, la práctica universal es aceptar una distribución uniforme de presiones.

2.6 CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

Considere una cimentación corrida con un ancho **B** que se apoya sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la fig. 2.8a. Ahora, cuando se aplica una carga a la cimentación que gradualmente aumenta, el asentamiento en la cimentación se incrementará. El asentamiento en la cimentación, ocurre cuando se hace variar la carga por área unitaria **q** a lo largo de la cimentación tal como se muestra en la fig. 2.8a. La falla repentina en suelo que soporta la cimentación, es producto de que en cierto punto la carga por área unitaria es igual a **qu**, el área de falla generalmente se extiende hasta la superficie del terreno. La carga ultima de la cimentación generalmente se le llama a esta carga por área unitaria **qu**.

Se denomina falla general por corte, cuando este tipo de falla repentina ocurre en el suelo. Cuando la cimentación planteada se apoya sobre un suelo de arena o arcillosos de compactación media fig.2.8b, el asentamiento incrementara cuando se incrementa la carga. Se debe comentar que en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá desde la cimentación hacia fuera, tal como se observa en las líneas contiguas en la fig.2.8b. En el momento que la carga por área unitaria que se ubica sobre la cimentación es igual a **qu(1)**, la cimentación está sometido a movimientos y sacudidas repentinas. Por lo tanto, para que la superficie de falla se extienda hasta la superficie del terreno se

requiere de un movimiento considerable sobre la cimentación, esto se puede observar por las líneas discontinuas en la fig.2.8b. La carga por área unitaria a la que esto sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, un incremento en la carga se acompaña por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación. A la carga por área unitaria de la cimentación, $q_u(1)$, se le refiere como primera carga de falla (Vesic, 1963). Como se puede observar en este tipo de falla no se presenta el valor pico q , lo que se denomina falla local por corte en el suelo.

Si la cimentación está apoyada en un suelo muy suelto, se observará la gráfica carga-asentamiento como la de la fig. 2.8c. como se puede observar en la imagen el área de falla no se extenderá hasta la superficie del suelo de fundación. Más allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga - asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina falla de corte por punzonamiento. Vesic (1963) realizó varias pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares soportadas por arena a varias densidades relativas de compactación, D_r . Las variaciones de $\frac{1}{2} q_u(1) * \gamma * B$ y $\frac{1}{2} q_u * \gamma * B$ obtenidas de estas pruebas, donde B es el diámetro de una placa circular o el ancho de una placa rectangular y γ es el peso específico de la arena, se muestran en la fig. 2.9. Es importante observar a partir de esta figura que, para $D_r \geq$ aproximadamente 70%, ocurre en el suelo el tipo de falla general por corte.

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que se apoyan sobre arenas. En la fig. 2.10 se muestra esta relación, que comprende la notación.

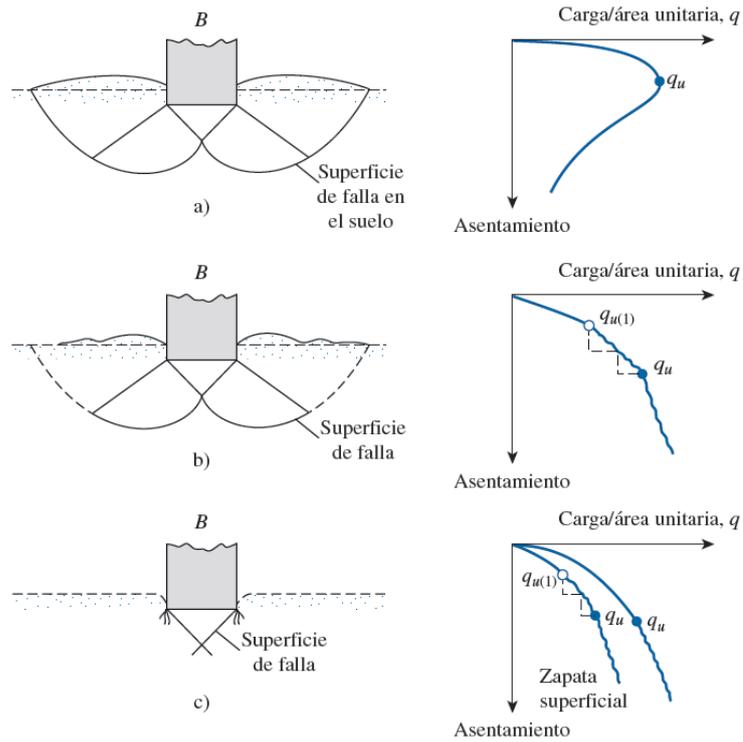


Figura N° 2.8 Curvas carga - asentamiento y zonas de falla en pruebas modelo en arena (Vesic, 1963)

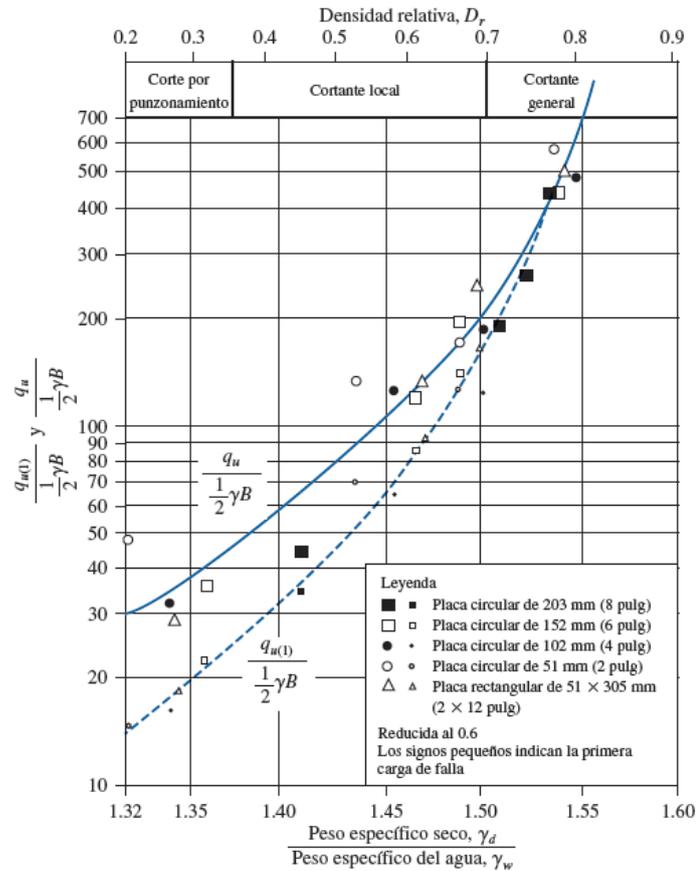


Figura N° 2.9 Variación de $\frac{1}{2} q_u(1) * \gamma * B$ y $\frac{1}{2} q_u * \gamma * B$ para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena. (Adaptada de Vesic, 1963).

D_r = Densidad relativa de la arena

D_f = Profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \dots\dots\dots 2.3$$

Donde:

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

L siempre es mayor que B.

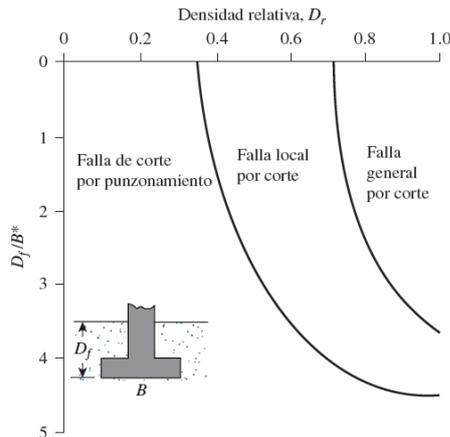


Figura N° 2.10 Modos de falla de una cimentación en arena (según Vesic, 1973).

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L =$ diámetro, por lo tanto, $B^* = B$

En la fig. 2.11 se muestra el asentamiento **S** de las placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena ante carga última, como se describe en la fig. 2.9. En la figura se indica un intervalo general de **S/B** con la densidad relativa de compactación de la arena. Por consiguiente, en general se puede decir que, para cimentaciones a una profundidad superficial (es decir, para una D_f/B^* pequeña), la carga última puede ocurrir a un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de **B**. Esta condición se origina junto con la falla general por corte en el suelo; sin embargo, en el caso de falla local por corte o por punzonamiento, la carga última puede ocurrir a un asentamiento de 15 a 25% del ancho de la cimentación **B**. (Braja M. Das, 2012)

2.6.1 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Karl von Terzaghi fue un ingeniero, considerado actualmente como el padre de la mecánica de suelos; en (1943) presento por primera vez la teoría de capacidad de carga ultima para cimentaciones superficiales. De acuerdo con su teoría, una

cimentación es superficial si su profundidad, D_f (fig. 2.12), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales.

Terzaghi planteó para una cimentación continua que cuando la relación del ancho con respecto a su longitud se aproxima a cero, como se puede observar en la fig. 2.12 la superficie de falla generado en el suelo, esto producto de la carga ultima aplicada. El volumen de suelo que queda por encima del fondo de la cimentación es reemplazado por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (γ representa es el peso específico del suelo). Para el análisis de la cimentación, la zona de falla que queda por debajo de la cimentación se divide en 3 partes tal como se puede observar en la fig. 2.12.

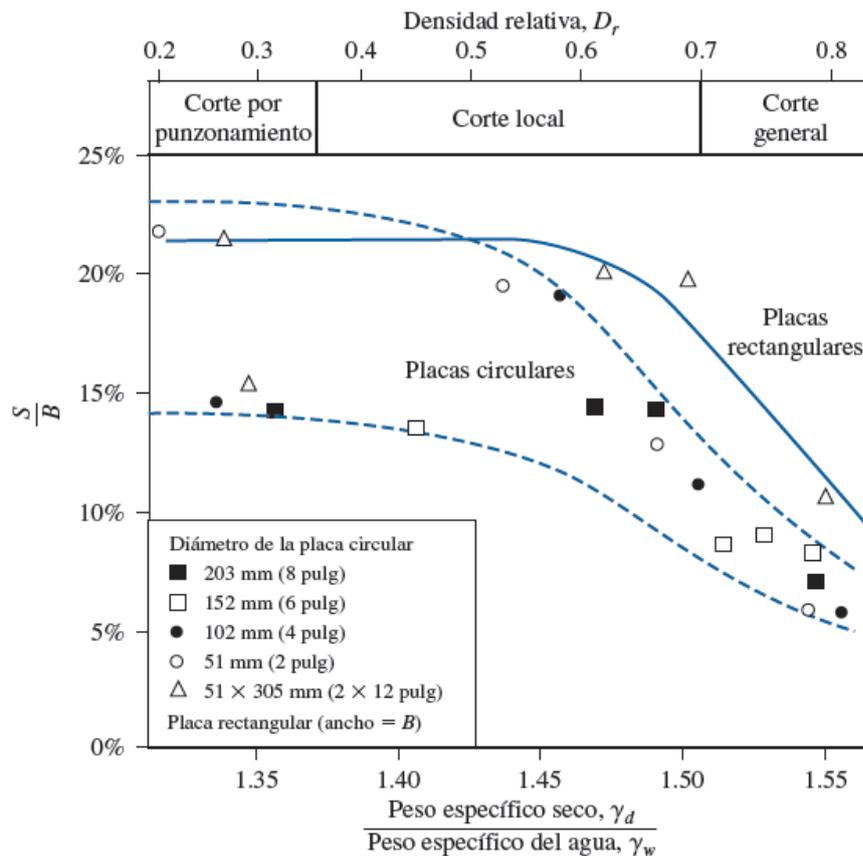


Figura N° 2.11 Intervalo del asentamiento de placas circulares y rectangulares ante carga última ($D_f/B = 0$) en arena (modificada según Vesic, 1963).

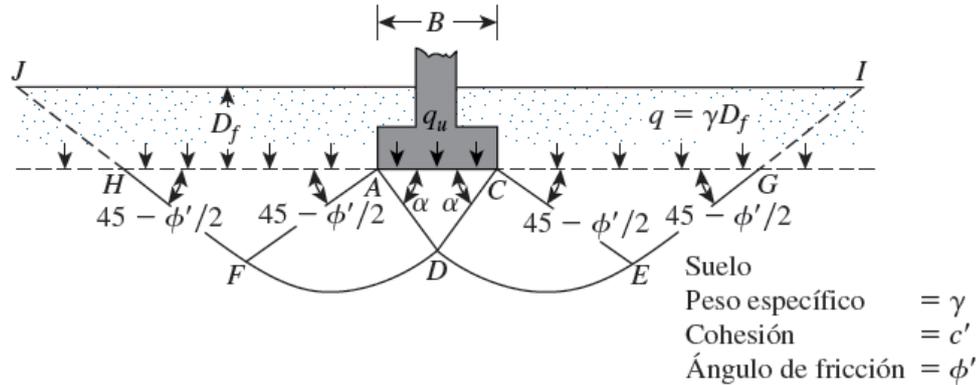


Figura N° 2.12 Esquema de Falla por capacidad de Carga

Se procederá a realizar un análisis descriptivo del esquema entes mostrado.

1. El área bajo la cimentación se representa mediante una figura triangular ACD.
2. Las áreas laterales a la zona triangular ACD se definen con arcos de una forma espiral logarítmica que son ADF y CDE.
3. Las zonas laterales al área ADF y CDE se definen como zonas triangulares pasivas de Rankine y están representadas en AFH y CEG

Para el análisis de la figura N° 2.12 se debe suponer que los ángulos generados en el triángulo ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ' . Se debe tener en cuenta que, con el reemplazo del suelo, que se encontraba por encima del fondo de cimentación por una carga equivalente q , nos llevó a ignorar la resistencia cortante del suelo a todo lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Según un análisis de equilibrio, que fue realizado por Terzaghi se pudo llegar a las siguientes expresiones para la capacidad de carga ultima.

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \text{ (Cimentación continua o corrida)2.4}$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones solo del ángulo de fricción del suelo ϕ'

Se denota de la siguiente forma a los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ

$$N_c = \cot\phi' \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi'(N_q - 1) \dots\dots\dots 2.5$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} \dots\dots\dots 2.6$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi'} - 1 \right) \tan\phi' \dots\dots\dots 2.7$$

Donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de presión pasiva.

En el cuadro N°2.1 se puede observar las variaciones de las ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7).

Realizando algunas modificaciones a la ecuación 2.4 se pueden obtener las ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones cuadradas y circulares.

$$q_u = 1.33c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación cuadrada)} \dots\dots\dots 2.8$$

Tabla N°2.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi - ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7). De Kumbhojkar (1993).

Fuente: (Braja M. Das, 2012)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

$$q_u = 1.33c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación circular)2.9}$$

En la ecuación (2.8), B representa el lado de la cimentación cuadrada; en la ecuación (2.9), B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que presentan el modo de falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones (2.4), (2.8) y (2.9):

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \text{ (Cimentación continua)2.10}$$

$$q_u = 0.867c'N_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \text{ (Cimentación circular)2.11}$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \text{ (Cimentación circular)2.12}$$

Cuadro N°2.2 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

N'_c, N'_q, N'_γ

Fuente: (Braja M. Das, 2012)

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

N'_c, N'_q, N'_γ , los factores de capacidad de carga modificados, se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para N_c, N_q, N_γ , respectivamente) reemplazando ϕ' por $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi')$. La variación de N'_c, N'_q, N'_γ , con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la Cuadro N°2.2.

Se realizan algunas modificaciones a las ecuaciones antes mencionadas de modo tal, se tengan en cuenta la profundidad de empotramiento de la cimentación (D_f), los efectos de forma de la cimentación según la relación (B/L) y la inclinación de la carga. Esto se analiza en otra sección. Sin embargo, muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos. (Braja M. Das, 2012)

2.6.2 Factor de seguridad en Cimentaciones

Para el diseño de toda cimentación superficial se requiere considerar un factor de seguridad (FS), el cual se calcula con la capacidad ultima sobre la capacidad de carga permisible, tal como se muestra en la siguiente ecuación.

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} \dots\dots\dots 2.13$$

Por otro lado, para el cálculo del factor de seguridad (FS), muchos ingenieros prefieren emplear la siguiente ecuación.

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \dots\dots\dots 2.14$$

La capacidad de carga última neta, se define como la carga última q_u menos el exceso de presión producida sobrecarga por el suelo alrededor de la cimentación; y puede utilizarse en caso que la diferencia entre el peso específico del suelo y el peso específico del concreto sea considerada pequeña.

$$q_{neta(u)} = q_u - q \dots\dots\dots 2.15$$

Donde:

$$q_{neta(u)} = \text{Capacidad de carga ultima neta}$$

$$q = \gamma D_f$$

Entonces se puede definir la siguiente expresión.

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \dots\dots\dots 2.16$$

Por lo tanto, el factor de seguridad (FS) queda definido con la ecuación 2.16 y generalmente es considerado 3 en todos los casos.

2.7 MODELO DINÁMICO WINKLER – COEFICIENTE DE BALASTO

Uno de los parámetros indispensables para realizar el análisis de la interacción entre el suelo de fundación y la cimentación de la superestructura es el módulo dinámico de Winkler o coeficiente de balasto (K_s), son coeficientes que se calculan de acuerdo a un área o longitud de influencia, esto lo define generalmente el profesional a cargo del análisis, estos coeficientes son representados por resortes elásticos que se colocan a lo largo y ancho de la zona de contacto con el terreno de fundación. Este parámetro está definido como el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento o asentamiento (δ), tal como se puede observar en la fig.2.13

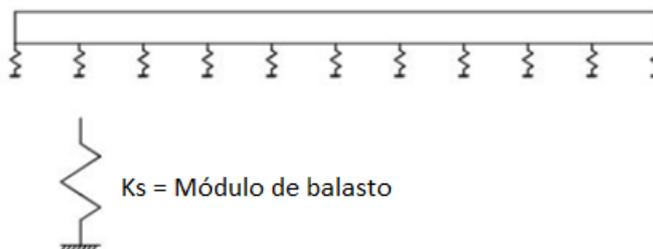


Figura N° 2.13 Modelo representativo del coeficiente de balasto

$$q = K_s * \delta \dots\dots\dots 2.17$$

Para la aplicación de este método se requiere dividir por ejemplo en un número de elementos a una viga y si el elemento estructural es una losa se dividen en áreas pequeñas de tal manera que el cálculo sea lo más preciso posible; en la actualidad contamos con métodos matriciales muy potentes que resulta fácil realizar este tipo análisis de interacción del suelo de fundación y la cimentación de superestructura.

El uso actual que se le está dando al método son para el análisis de vigas flotantes, losas de cimentación que trabajan básicamente en un plano de corte horizontal; por otro lado, también se le da uso en el análisis de muros tipo pantalla que nos

sirven para estabilizar zonas en corte, así mismo también se dan uso para el análisis de tablaestacas que trabaja en un corte vertical. Se habla, por tanto, de módulo de balasto vertical y de módulo de balasto horizontal, si bien el concepto es el mismo.

Para el cálculo real del módulo de balasto (K_s) es necesario realizar un ensayo de placa de carga en la cual nos darán valores de asentamiento (δ) al aplicar presiones de cargas (q) y al dividir estos valores nos dará el módulo de balasto (K_s); por otro lado, con los valores generados como pares ordenados se realizan una gráfica de dispersión tal como se muestra en la fig. 2.14

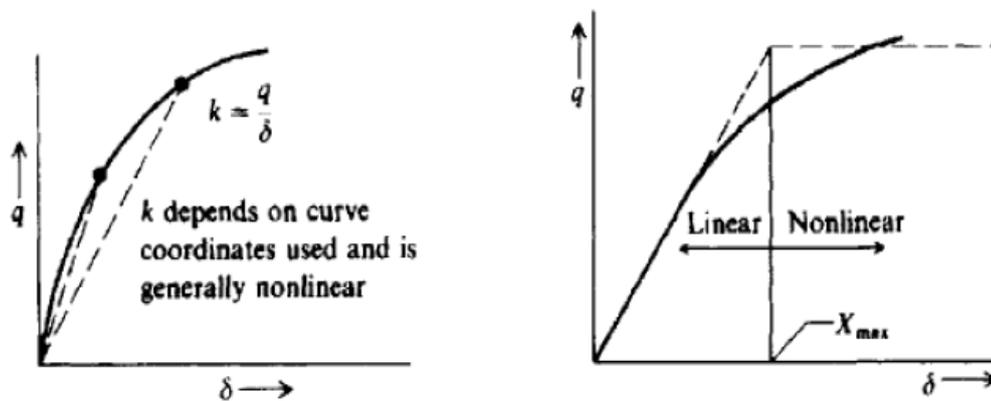


Figura N° 2.14 Determinación del coeficiente de balasto a partir de gráficas de Esfuerzo - Asentamiento. (Bowles, 1997).

Como se puede observar en la fig. 2.14 el valor del módulo de balasto (K_s) depende de la posición donde se tome el valor ya sea en tangente o en secante; por otro lado también depende de la posición que se esté tomado el par ordenado ($\delta; q$) esto hará variar el valor del módulo de balasto.

Cuadro N°2.3 Módulos de Reacción obtenidos de ensayo de carga (placa 30cmx30cm)

Fuente: Dr. Jorge Aragón Fiterá

Clases de suelo	(K/cm ³)	Clases de suelo	(K/cm ³)
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5 - 1,0	Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8,0 - 10,0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1,0 - 1,5	Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras	10,0 - 12,0
Arena fina de ribera o playa	1,0 - 1,5	Gravilla arenosa floja	4,0 - 8,0
Arena floja seca	1,0 - 1,3	Gravilla arenosa compacta	9,0 - 25,0
Arena floja húmeda	0,8 - 1,0	Grava fina con mucha arena fina	8,0 - 10,0
Arena media seca	3,0 - 9,0	Grava media con arena fina	10,0 - 12,0
Arena media húmeda	2,0 - 6,0	Grava media con arena gruesa	12,0 - 15,0
Arena compacta seca	9,0 - 20,0	Grava gruesa con arena gruesa	15,0 - 20,0
Arena compacta húmeda	7,0 - 13,0	Grava gruesa con poca arena	15,0 - 20,0
Capa de humus, arena y grava	1,0 - 2,0	Rocas blandas o algo alteradas	>30,0
Arcilla mojada	2,0 - 3,0	Rocas sanas	>500,0
Arcilla húmeda	4,0 - 5,0		
Arcilla seca	6,0 - 9,0		
Arcilla seca dura	> 10,0		
Margas arcillosas	20,0 - 40,0		

UNIDADES: 1 K/cm³ ≈ 10³ T/m³ ≈ 10⁴ kN/m³

2.8 MÉTODO DE DISEÑO

Para el diseño de los elementos estructurales, en nuestro caso las zapatas aisladas y combinadas se usará el método de Diseño por Resistencia. Este método está orientado a que la resistencia ultima de los elementos estructurales sometidos a flexión, compresión o corte sea igual o mayor a la fuerza ultima, las fuerzas ultimas obtenidas son el producto del análisis realizando utilizando las cargas mayoradas, el cual se muestra en la siguiente ecuación.

$$\phi R_n \geq \alpha Q_i \dots\dots\dots 2.18$$

Donde:

- ϕ : Factor de reducción de resistencia
- R_n : Resistencia Nominal
- α : Factor de Carga o de Amplificación
- Q_i : Efecto de las Cargas de Servicio

Cuadro N°2.4 Factores de reducción de resistencia indicados en el RNE

Fuente: Elaboración propia

	Factores de reducción de Capacidad
Para Flexión	0.90
Para Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Para Cortante	0.85
Para Torsión	0.85
Para Cortante y Torsión	Elementos con espirales 0.75 Elementos con estribos 0.70
Para Aplastamiento	0.70

Los factores de amplificación de las cargas para caso de carga muerta, viva y sismo se muestran en la Cuadro N°2.5.

Cuadro N°2.5 Factores de amplificación de cargas indicados en el RNE

Fuente: Elaboración propia

	Factores de Carga
Cargas muertas (CM) y vivas (CV)	1.4CM + 1.7CV
Cargas de Viento (CV _i)	1.25 (CM+CV + CV _i) 1.25 (CM+CV - CV _i) 0.9CM + 1.25CV _i 0.9CM - 1.25CV _i
Cargas de Sismo (CS)	1.25 (CM+CV) + CS 1.25 (CM+CV) - CS 0.9CM + CS 0.9CM - CS

2.8.1 Diseño por Corte

Para la verificación por corte de las zapatas aisladas y combinadas lo que generalmente se busca es que el concreto es quien absorba todo el esfuerzo cortante, en consecuencia, generalmente las cimentaciones (zapatas aisladas y combinadas) no llevan aceros por corte; por lo tanto, se debe considerar un peralte para la cimentación de tal manera que sea capaz de soportar los esfuerzos de corte y punzonamiento el concreto solo tal como se muestra en la siguiente expresión ($\Phi V_c \geq V_u$).

- Verificación por corte se realiza con la fuerza cortante generada a una distancia “d” de la carga del pedestal o columna, y se espera que con el peralte asumido sea capaz de soportar; la siguiente formula muestra la resistencia del concreto a cortante.

$$\Phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}bd \dots\dots\dots 2.21$$

- Verificación por punzonamiento; se determina el perímetro critico que esta ubicado a una distancia d/2 de la cara del pedestal o columna. En la siguiente formula se muestra la resistencia del concreto por esfuerzos de punzonamiento:

$$\Phi V_c = 0.85(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c})\sqrt{f'_c}bd \dots\dots\dots 2.22$$

2.8.2 Diseño por Flexión

Para el diseño de las zapatas aisladas y combinadas se tendrá las siguientes consideraciones; los momentos críticos negativos se tomarán en los apoyos, mientras que los momentos críticos positivos en el interior de la luz.

Para realizar el diseño por resistencia a flexión se deben tener las siguientes consideraciones.

- Las secciones del elemento estructural en análisis permanecen planas al inicio de la flexión y permanecen planas después de la flexión (hipótesis de Navier).
- Se conoce la curva esfuerzo – deformación para el acero.
- Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto
- Se conoce la curva esfuerzo - deformación para el concreto, que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión.
- La deformación máxima a considerar en el extremo a compresión del concreto será de 0.003, esto con la finalidad de simplificar los cálculos. Adicionalmente la norma E-060 (concreto armado) permite emplear un bloque equivalente rectangular para la zona de esfuerzos a compresión del concreto. Por lo tanto, para un elemento estructural de ancho “b” y peralte “h”, se tiene:

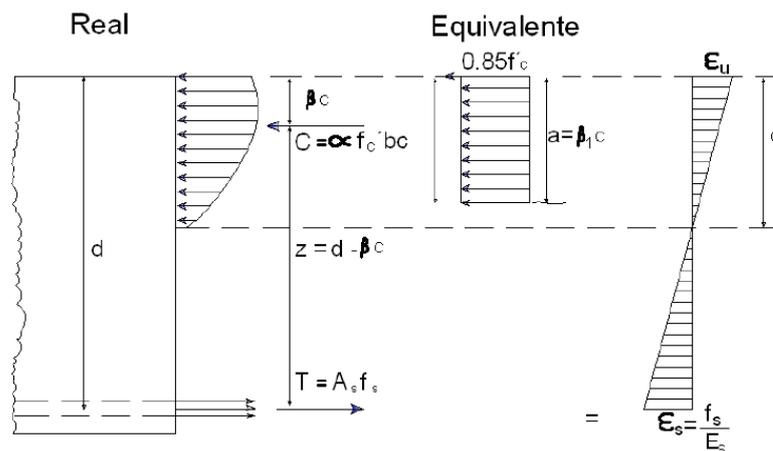


Figura N°2.15 Bloque de distribución de esfuerzos

De la figura anterior se puede deducir las siguientes ecuaciones:

$$- T = A_s * f_y = 0.85 * f'_c * a * b = C_c \rightarrow a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \dots\dots\dots 2.19$$

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right) \dots\dots 2.20$$

Para flexión el valor del factor de reducción (ϕ)

Según las hipótesis antes mencionadas se llegará a la resistencia nominal cuando de refuerzo considerando dentro del elemento estructural llegue a la fluencia o el concreto alcance su deformación máxima que es de 0.003; por otro lado, el tipo de falla que se presente en el elemento estructural depende de la cuantía de acero considerado en el diseño.

La cuantía del acero en tracción se define con la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \dots\dots\dots 2.21$$

- ρ = Cuantía de acero en tracción
- A_s = Área de acero calculado
- b = Ancho de la sección en análisis
- d = Peralte efectivo de la sección en análisis

CAPÍTULO III

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN DE LA TORRE DE TRANSFERENCIA N°02 DEL PROYECTO MATARANI

3.1 BASES DE DISEÑO

3.1.1 Parámetros de Sitio

En este apartado se deberá considerar las condiciones reales del terreno de fundación; para esto hacemos uso del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 año (2018) donde nos muestra valores del factor de amplificación del suelo S y valores de los periodos T_P y T_L dados en las Tablas N°3.1

Cuadro N°3.1 Factores de amplificación

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 año (2018)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Zonificación, según E.030 del Artículo 5

Zona : 4 ; $Z = 0.45$

Condiciones Locales, según E.030 del Artículo 6

Tipo de Suelo : S1 - Roca o Suelos muy rígidos

Factor de Suelo : $S = 1.0$

Periodo natural del suelo : $T_P = 0.4$

3.1.2 Información Geotécnica

El objetivo principal es obtener los parámetros geotécnicos que son servirán de base para el diseño el análisis y diseño de la cimentación; estos estudios se realizan de manera puntual en toda el área de proyecto.

Dado que el proyecto fue un proyecto multidisciplinario y abarco áreas muy extensas de construcción, se realizaron exploraciones tanto puntuales con la realización de las calicatas y por otro lado también se realizó estudios geofísicos en toda el área de proyecto.

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50\text{m}$

Estrato de apoyo : Roca (para cimentaciones)

Capacidad de Carga admisible : $\sigma_{adm} = 6.78 \text{ Kgf/cm}^2$ (Sobre Roca)

Módulo de Balasto : $K_s = 30 \text{ Kgf/cm}^3$

Peso específico de Roca : $\gamma_s = 3000 \text{ Kgf/m}^3$

Peso específico de Relleno Controlado : $\gamma_r = 2000 \text{ Kgf/m}^3$

Según el Anexo II, se muestra el plano de ubicación de calicatas; en donde se puede observar que la calicata N°07 es la más cercana a la ubicación de la Torre de Transferencia N°02.

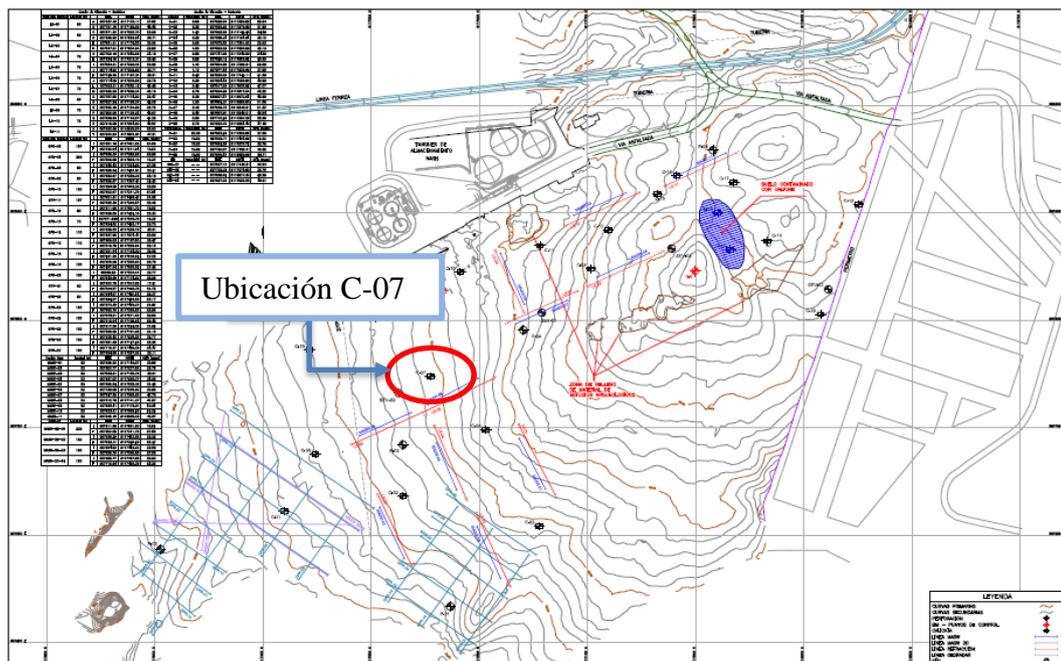


Imagen N°01 Ubicación de Calicatas dentro del área del proyecto

Valoración Geomecánica Hoek - Brown (Usando Roclab)		
Resistencia a la compresión simple	σ_c (MPa)	35
Índice de Esfuerzo geológico *	GSI	40
Parámetro que depende del tipo de roca	mi	28
Factor de disturbancia	D	1
Parámetros de esfuerzo obtenidos empíricamente de la masa rocosa (Rock Lab)		
	m	0.385
	s	0.0000454
	$q_{ult} = \left(\sqrt{s} + (m\sqrt{s} + s)^{0.5} \right) q_u$	2.034 MPa
Factor de Seguridad (FS)		3
Capacidad de Carga Admisible		6.78 kg/cm ²

Imagen N°02 Capacidad portante de la Roca cercana a la ubicación de la Torre de Transferencia N°02

3.2 MATERIALES

3.2.1 Propiedades del Concreto

El valor del módulo de elasticidad para concretos de densidad normal se puede tomar de acuerdo al ACI 318-08/8.5.1, como sigue:

$$E_c = 15000x\sqrt{f'_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots 3.1$$

El concreto a usar en las estructuras como pedestales y zapatas tiene las siguientes propiedades:

- Peso Específico : 2400 Kg/m³
- Resistencia a la Compresión del Concreto : 280 Kg/cm²
- Esfuerzo de Fluencia del Acero : 4200 Kg/cm²
- Módulo de Elasticidad : 250 998.00 Kg/cm²
- Módulo de Corte : 0.417 x Ec = 104 666.17 Kg/cm²
- Módulo de Poisson : 0.20

3.3 CARGAS APLICADAS

3.1.1 Carga Muerta (CM)

Incluye peso propio de la torre de transferencia, plataformas, barandas, rejillas, revestimiento, peso propio de los elementos estructurales y no estructurales y

todas las cargas muertas permanentes además del peso del terreno que actúa sobre las zapatas aisladas y combinadas.

3.1.2 Carga Viva (CV)

En el cálculo estructural de la torre de transferencia realizado por la empresa FLSmidth se tuvieron las siguientes consideraciones.

Pasillos de operación y mantención de bandas	2.5 kPa
Pasillos de servicio y acceso menor	2.0 kPa
Plataformas de operación y de servicio	5.0 kPa
Almacenes y salas de depósito para material liviano	6.0 kPa
Almacenes y salas de depósito para material pesado	12.0 kPa
Piso industrial con equipo liviano	4.0 kPa
Piso industrial con equipo pesado	8.0 kPa
Escaleras	4.0 kPa

Para el cálculo estructural de la cimentación de la torre de transferencia N°02 se tuvieron en cuenta todas estas cargas y, además.

Sobrecarga en piso: 500 kg/m²

3.1.3 Carga de Material (ML)

El material de carga en las fajas transportadoras se calcula utilizando el tonelaje y la velocidad de la faja y a plena carga, con condición de 100% CEMA.

3.1.4 Carga de Derrame de Material (SP)

Se tuvo una consideración de presión uniforme de 1.0 kPa (aproximadamente 50mm de material concentrado) aplicado a las plataformas en los puntos de transferencia y pasillos de zonas de cargamento abiertas.

3.1.5 Tensión en Fajas (Bto)

La tensión para esta condición es derivada la condición acelerada del analizador de faja y como prevista por la ingeniería mecánica.

3.1.6 Tensión máxima en Fajas (Btm)

Estas tensiones son derivadas utilizando un incremento factorial de 1.8* BTo de la carga #5. Este aumento solamente aplica al lado de tensión alta y se considera como condición alterada temporaria, que no ha de combinarse con cargas sísmicas.

3.1.7 Carga viva de techo (Lr)

Carga viva de techo con 10% o menos de bajada = 1.0 kPa por especificación del proyecto. La carga sísmica debe incluir el 25% de la carga viva de techo como se indica en los criterios de diseño.

3.1.8 Carga de viento (CV_i)

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (E.020). La velocidad básica de viento, $V = 75$ km/hr. $C = 1.4$ para estructuras cerradas con una porción de 0.8 a barlovento y 0.6 a sotavento. $C = 1.8$ para estructuras abiertas, aplicadas al ancho de miembros tributarios.

3.1.9 Cargas por Sismo (CS)

Se tomará en consideración el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, como indican las especificaciones del proyecto.

El análisis sísmico incluirá las fuerzas de inercia que se generan por la aceleración horizontal y vertical en el suelo.

3.1.10 Cargas de chute atollado (PC)

Se consideró chutes, tolvas y otros equipos llenos a capacidad volumétrica máxima, con material de índice de densidad máximo de 2000 kg/m³.

Cargas atolladas en chutes en fajas deben de calcularse teniendo en cuenta la altura del material soportado por la faja igual a 2 veces el ancho del faldón.

3.1.11 Cargas de temperatura (T)

Según las especificaciones del proyecto la variación de la temperatura $\Delta T = \pm 12^\circ$ para estructuras y equipos expuestos.

La fricción lateral de carga, debida a expansión están incluidas en el caso de carga primario. Se adoptaron los siguientes factores de fricción:

Acero sobre concreto	0.60
Acero sobre acero	0.40
Acero inoxidable sobre UHMW	0.25

3.1.12 Cargas debido al frenado (BE)

Considera tensiones cuando está detenida o frenada, utilizando la condición nominal para el momento torsión previsto en los catálogos por ingeniería mecánica.

3.1.13 Cargas de montaje y de polipastos (H)

Según las especificaciones del proyecto. Deberá considerarse una carga concentrada de montaje de 10 kN, aplicada en cualquier punto de techo o vigas de plataformas.

Las cargas de montaje en largueros de techo tendrán que ser de 1 kN, aplicadas en punto medio.

Las cargas de alce del monorriel deberán incluir el peso del polipasto, peso alzado, factor de impacto vertical de 1.25 y factor de impacto longitudinal de 1.20.

3.1.14 Combinación de Cargas

Se debe definir las combinaciones de cargas que se adecuen razonablemente a las situaciones reales que pueden originarse en obra. Según el artículo 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006 - 2018) se tiene las siguientes combinaciones:

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25 (CM+CV + CV_i)$$

$$U3 = 1.25 (CM+CV - CV_i)$$

$$U4 = 0.9CM + 1.25CV_i$$

$$U5 = 0.9CM - 1.25CV_i$$

$$U6 = 1.25 (CM+CV) + CS$$

$$U7 = 1.25 (CM+CV) - CS$$

$$U8 = 0.9CM + CS$$

$$U9 = 0.9CM - CS$$

3.1.15 Cargas en la Torre de Transferencia N°02

La Torre de Transferencia N°02 es la estructura encargada de realizar el nexo entre el Edificio de Recepción y el Edificio de Almacenamiento. La superestructura de la Torre de Transferencia N°02 consta de una estructura metálica de 14.30m de largo, 9.50m de ancho y 31.50m de altura; tal como se puede observar en la figura N°3.1 y la foto N°3.2.

Estas cargas fueron entregadas por empresa consultora FLSMIDTH de acuerdo con el plano TISUR-320-043-DWG-01603 (ver anexo 1). Las cargas de la Torre de transferencia se encuentran de acuerdo con la siguiente nomenclatura:

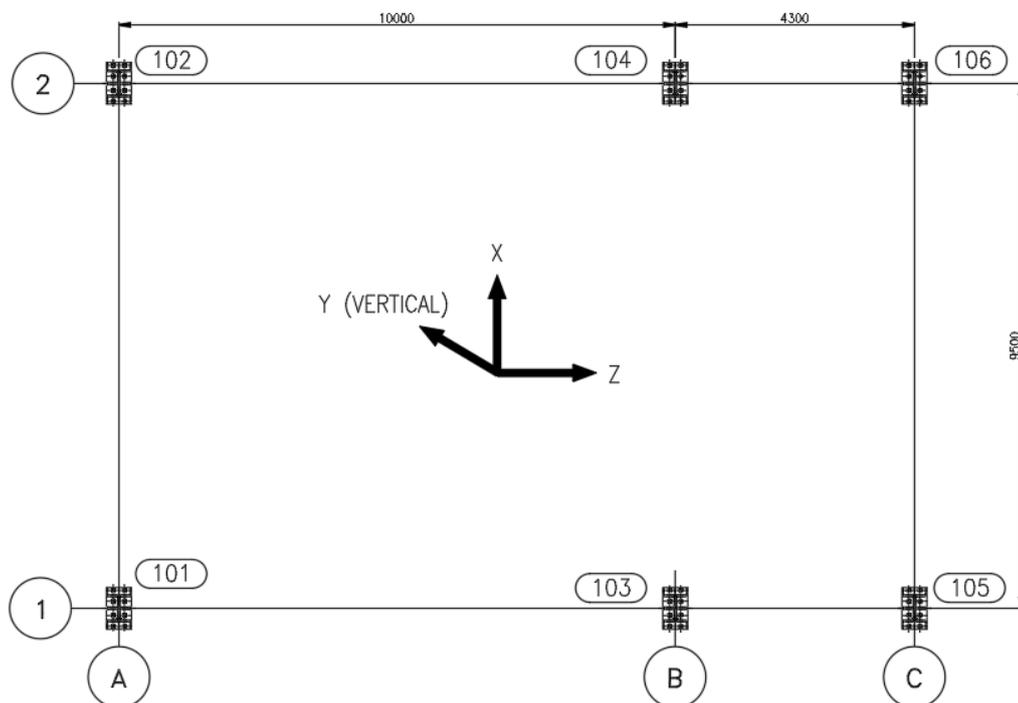


Figura N°3.1 – Apoyos codificados de la Torre de Transferencia N° 02

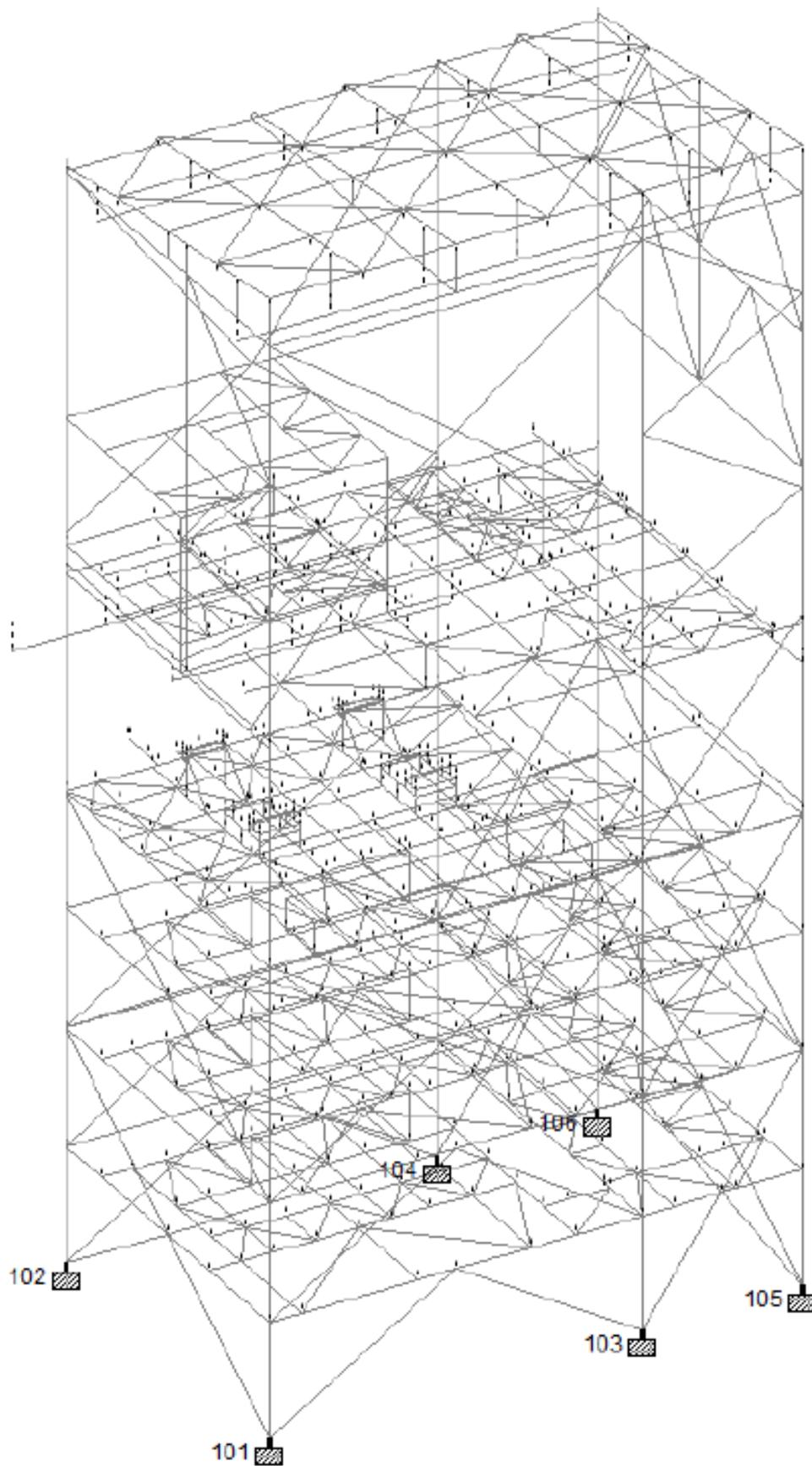


Figura N°3.2 – Torre de Transferencia N° 02 Isométrico



Foto N°3.1 – Torre de Transferencia N° 02 montaje de las estructuras



Foto N°3.2 – Torre de Transferencia N° 02 terminada

La cimentación para la Torre de Transferencia N°02 está conformada por zapatas aisladas y zapatas combinadas que son las que reciben a los pedestales, transmitiendo las cargas de la superestructura hacia el terreno.

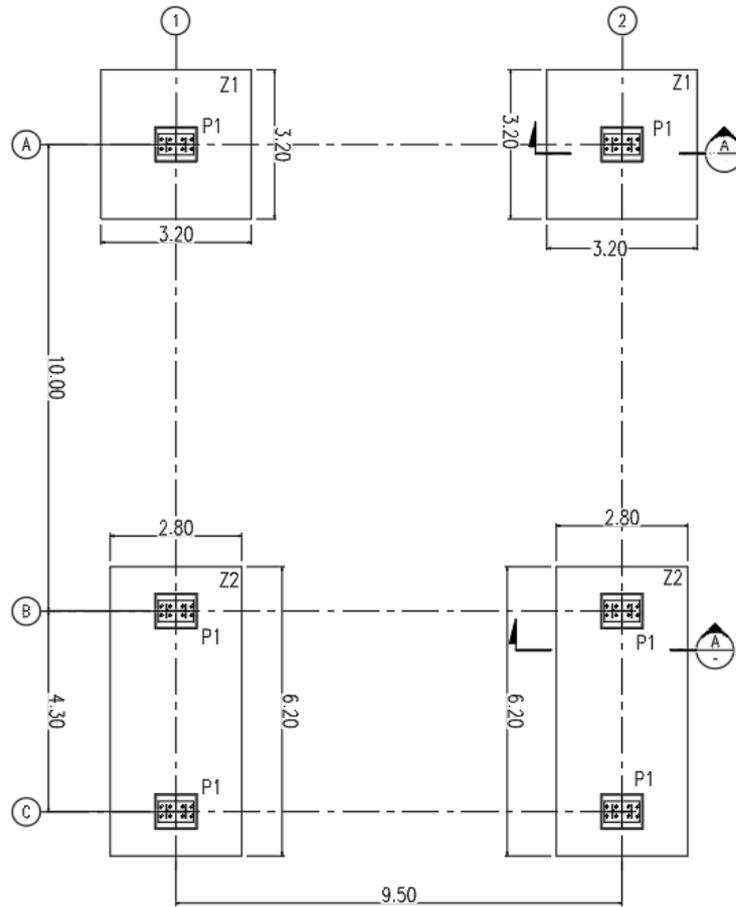


Figura N°3.3 Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 – Planta

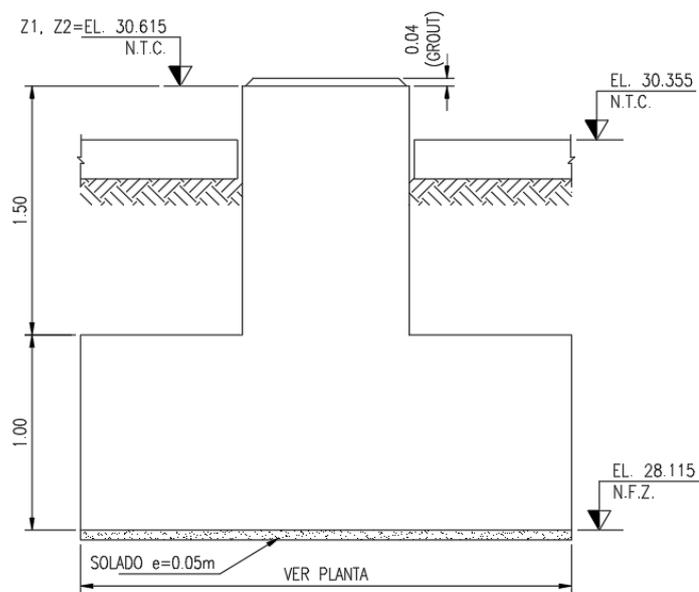


Figura N°3.4 Cimentación de la Torre de Transferencia N°02 – Sección A-A

Cuadro N°3.2 Cargas en el Apoyo N°101 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
101	1 DL (DEAD LOAD)	-38.9	-704.9	46.4	-15.2	-1.2	5.3
	2 LL (LIVE LOAD)	-97.6	-795.5	73.0	-16.1	-3.4	15.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.1	-12.2	0.4	-0.5	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-0.2	-61.9	2.7	-1.4	0.0	-0.1
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-11.8	-110.6	23.1	62.4	0.0	6.9
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-10.0	-93.9	19.9	55.4	0.0	5.8
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	0.0	-36.1	1.2	-1.5	0.0	-0.1
	8 W(+X) (WIND LOAD)	29.2	70.7	-2.9	1.7	0.1	-30.2
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-28.3	-71.4	3.0	-1.7	-0.1	26.5
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	-4.4	-226.1	82.6	265.5	0.1	1.9
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	4.4	227.6	-83.8	-272.3	-0.1	-1.9
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	146.3	374.9	-23.7	-31.6	-0.2	-92.3
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-153.0	-403.6	26.5	35.7	0.2	96.4
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	9.6	156.3	-10.5	3.4	0.3	-1.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	-9.4	-155.2	10.4	-3.6	-0.3	1.3
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	-3.1	-684.9	265.4	836.8	0.2	0.5
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	3.2	685.4	-265.4	-836.8	-0.2	-0.6
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.1	-4.9	0.4	0.1	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	105.2	288.2	-18.3	-21.4	-0.1	-67.0
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-105.2	-288.2	18.3	21.4	0.1	67.0
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	5.8	113.0	-7.2	2.6	0.2	-0.8
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-5.8	-113.0	7.2	-2.6	-0.2	0.8
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	3.0	-459.0	179.8	566.1	0.2	-2.8
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-2.5	372.4	-144.6	-454.2	-0.1	2.5
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cuadro N°3.3 Cargas en el Apoyo N°102 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
102	1 DL (DEAD LOAD)	-35.0	-655.8	-50.9	-1.5	0.0	6.5
	2 LL (LIVE LOAD)	-78.5	-785.2	-76.6	1.2	-0.1	13.2
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.0	-9.9	-0.6	-0.2	0.0	0.0
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-0.5	-57.6	-3.1	-0.2	0.0	0.2
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-15.3	-37.9	17.1	63.6	0.0	9.4
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-10.0	-6.8	15.9	56.2	0.0	6.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-0.4	-26.2	-1.8	-0.8	0.0	0.2
	8 W(+X) (WIND LOAD)	28.6	115.1	4.0	0.3	-0.1	-29.9
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-27.7	-114.5	-4.0	-0.2	0.1	26.2
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	4.7	217.4	83.0	271.0	0.0	-2.4
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-4.8	-218.9	-82.6	-266.6	0.0	2.4
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	130.5	507.6	8.0	-30.4	-0.9	-83.2
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-138.8	-554.0	-8.2	35.1	0.9	88.2
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	8.6	145.8	11.5	0.3	0.0	-1.7
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	-8.2	-144.1	-11.5	-0.5	0.0	1.4
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	4.3	653.9	263.9	841.0	0.7	-1.7
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-4.1	-653.1	-263.9	-841.1	-0.7	1.5
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	0.0	-9.0	-0.3	0.3	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	97.1	408.2	7.4	-21.8	-0.6	-62.4
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-97.1	-408.2	-7.4	21.8	0.6	62.4
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	5.3	103.5	8.0	0.4	0.0	-1.0
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-5.3	-103.5	-8.0	-0.4	0.0	1.0
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-1.2	431.9	178.4	569.0	0.5	1.5
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	1.1	-350.1	-143.4	-456.2	-0.4	-1.4
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cuadro N°3.4 Cargas en el Apoyo N°103 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
103	1 DL (DEAD LOAD)	0.8	-676.4	0.7	8.1	0.2	-6.4
	2 LL (LIVE LOAD)	46.8	-893.8	1.1	8.1	0.4	-11.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.0	-7.2	0.0	0.2	0.0	-0.2
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-2.0	-49.0	0.0	0.7	0.0	-0.4
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-19.7	-36.1	1.1	35.5	0.0	6.1
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-16.8	-28.6	1.2	38.1	0.0	5.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-1.2	-32.9	0.1	1.0	0.0	-0.4
	8 W(+X) (WIND LOAD)	43.6	58.3	-0.1	-1.1	0.0	-14.1
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-43.6	-57.3	0.1	0.9	0.0	14.2
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	-20.7	-79.0	12.3	274.1	0.2	3.9
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	20.9	80.2	-13.6	-282.2	-0.2	-3.9
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	243.6	235.8	3.0	70.3	0.2	-84.5
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-254.3	-250.8	-3.0	-70.8	-0.2	88.0
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-0.4	158.0	-0.2	-1.9	-0.1	1.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	0.9	-157.4	0.2	1.9	0.1	-1.6
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	-40.6	-185.3	31.0	843.5	0.8	5.3
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	40.9	185.5	-31.0	-843.5	-0.8	-5.3
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.2	-3.0	0.0	-0.2	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	173.4	185.9	1.7	41.1	0.1	-60.7
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-173.4	-185.9	-1.7	-41.1	-0.1	60.7
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-0.6	100.6	-0.1	-1.4	0.0	1.1
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	0.6	-100.6	0.1	1.4	0.0	-1.1
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-18.7	-104.2	20.1	538.8	0.6	1.0
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	14.8	81.4	-15.5	-413.9	-0.4	-0.9
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cuadro N°3.5 Cargas en el Apoyo N°104 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
104	1 DL (DEAD LOAD)	-16.3	-682.5	0.5	10.1	0.6	-3.3
	2 LL (LIVE LOAD)	19.0	-897.6	0.5	14.0	2.5	-7.7
	3 ML (MATERIAL LOAD)	-0.3	-7.5	0.0	0.2	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-3.3	-52.5	0.0	0.7	0.0	-0.2
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-23.7	13.7	1.1	35.8	0.1	8.9
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-14.7	14.9	1.2	38.2	0.0	5.7
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-2.5	-32.9	0.1	1.1	0.0	0.0
	8 W(+X) (WIND LOAD)	42.2	1.2	-0.2	-1.8	0.0	-14.8
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-42.2	-1.7	0.1	1.6	0.0	14.9
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	21.1	108.1	13.6	281.6	0.3	-3.4
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-21.3	-109.1	-12.3	-274.8	-0.3	3.5
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	216.3	21.3	2.7	64.8	0.2	-79.4
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-229.7	-13.3	-2.7	-65.1	-0.1	84.3
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	3.8	158.8	-0.1	-2.4	-0.2	0.7
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	-3.2	-158.9	0.1	2.4	0.2	-0.9
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	40.3	289.1	29.6	817.6	1.9	-3.3
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-40.0	-289.2	-29.6	-817.6	-1.9	3.2
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.2	-6.0	0.0	-0.2	0.0	-0.1
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	159.3	3.1	1.5	37.2	0.1	-59.6
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-159.3	-3.1	-1.5	-37.2	-0.1	59.6
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	2.2	100.7	-0.1	-1.7	-0.1	0.5
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-2.2	-100.7	0.1	1.7	0.1	-0.5
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	19.6	194.2	19.2	522.6	1.3	0.4
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-15.6	-155.7	-14.9	-402.9	-1.0	-0.3
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cuadro N°3.6 Cargas en el Apoyo N°105 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
105	1 DL (DEAD LOAD)	44.2	-380.2	30.8	1.7	-0.5	-2.7
	2 LL (LIVE LOAD)	56.0	-456.1	45.9	-2.8	-2.0	0.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.4	0.2	0.1	0.3	0.0	-0.2
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	2.9	-17.0	1.1	0.5	0.0	-0.4
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-9.6	54.8	9.0	37.5	-0.1	6.0
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-8.2	41.6	12.6	47.3	-0.1	5.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	2.1	-13.1	1.0	0.8	0.0	-0.4
	8 W(+X) (WIND LOAD)	23.7	-125.4	4.0	-2.1	0.1	-23.9
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-24.6	125.2	-4.0	2.0	-0.1	27.6
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	6.6	-275.7	86.5	271.7	-0.2	5.3
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-6.7	277.6	-87.1	-274.9	0.2	-5.3
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	121.8	-599.0	24.6	18.7	0.6	-81.4
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-127.7	644.2	-27.6	-22.7	-0.6	84.7
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-10.2	88.2	-7.1	-0.3	0.2	0.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	10.4	-89.9	7.2	0.5	-0.2	-0.6
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	23.4	-774.6	257.8	803.4	-0.4	10.1
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-23.2	773.9	-257.8	-803.3	0.4	-10.2
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	0.1	-0.5	0.0	-0.1	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	88.1	-473.4	19.9	13.3	0.4	-58.3
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-88.1	473.4	-19.9	-13.3	-0.4	58.3
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-6.4	48.4	-4.3	-0.5	0.1	0.6
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	6.4	-48.4	4.3	0.5	-0.1	-0.6
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	19.5	-537.2	159.9	496.4	-0.2	4.3
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-15.6	431.1	-126.5	-391.9	0.2	-3.5
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cuadro N°3.7 Cargas en el Apoyo N°106 de la Torre de Transferencia N° 02

Fuente: FLSmidth.

Node	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
106	1 DL (DEAD LOAD)	44.9	-482.8	-27.6	9.9	0.9	1.2
	2 LL (LIVE LOAD)	56.0	-530.1	-43.9	9.6	2.7	3.6
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.5	-4.1	0.0	0.3	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	3.2	-29.6	-0.8	0.8	0.0	-0.1
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-15.9	100.8	15.0	36.7	0.0	8.2
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-11.0	84.0	17.5	46.7	-0.1	5.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	2.0	-23.0	-0.5	1.1	0.0	0.1
	8 W(+X) (WIND LOAD)	26.1	-112.6	-4.8	-0.7	-0.1	-24.7
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-26.9	112.6	4.8	0.7	0.1	28.3
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	-7.4	255.4	85.8	274.2	-0.5	-4.9
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	7.4	-257.4	-85.8	-273.1	0.5	4.9
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	120.6	-519.2	-14.6	14.2	-0.2	-76.8
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-129.1	560.3	15.0	-18.6	0.3	81.5
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-10.3	111.9	6.4	-2.3	-0.3	-0.5
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	10.6	-113.6	-6.4	2.5	0.3	0.3
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	-27.8	713.4	254.6	809.3	-1.1	-7.0
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	28.0	-714.1	-254.6	-809.3	1.1	6.9
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	0.4	-2.0	-0.1	-0.1	0.0	-0.1
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	91.2	-412.1	-12.1	11.8	-0.2	-57.5
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-91.2	412.1	12.1	-11.8	0.2	57.5
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-6.4	66.1	3.7	-1.6	-0.1	-0.1
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	6.4	-66.1	-3.7	1.6	0.1	0.1
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-22.1	474.2	156.8	500.1	-0.6	-2.2
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	17.7	-379.1	-123.9	-394.5	0.5	1.8
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

3.2.1 Zapatas Aisladas

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_t * h_t - \gamma_c * h_c - S/C \dots\dots\dots 3.2$$

σ_n : Capacidad portante neta.

σ_{adm} : Carga admisible del terreno.

γ_t : Peso específico del suelo.

h_t : Altura del suelo sobre la zapata.

γ_c : Peso específico del concreto.

h_c : Altura de la cimentación estimada en función de la longitud de anclaje del refuerzo de la columna y del recubrimiento necesario.

S/C: Sobrecarga del terreno.

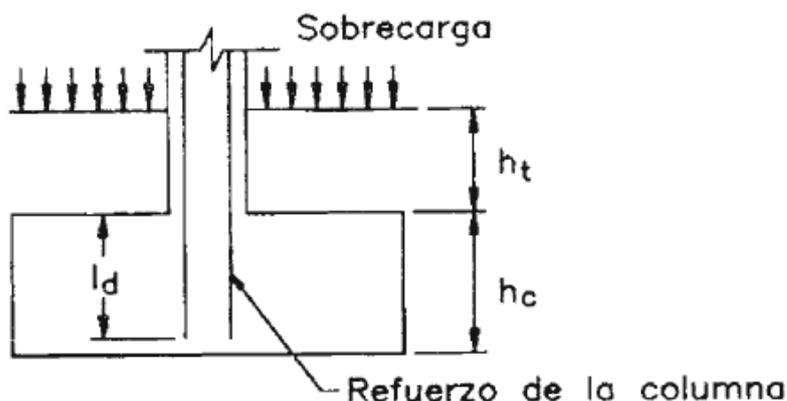


Figura N°3.5 Parámetros empleados para la determinación de la capacidad portante neta del terreno

$$A = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{\sigma_n} \dots\dots\dots 3.3$$

Donde:

A: Área de la cimentación.

σ_n : Capacidad portante neta.

Cuadro N°3.8 Resumen de cargas del Apoyo N°101

Fuente: Elaboración propia.

Node (101)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	-38.90	-704.90	46.40	-15.20	-1.20	5.30
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	-109.50	-1016.30	100.40	42.90	-3.40	21.70
3	E (+X) SEISMIC LOAD	146.30	374.90	-23.70	-31.60	-0.20	-92.30
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	-3.10	-684.90	265.40	836.80	0.20	0.50

Según el análisis del cuadro de cargas (cuadro N°3.8) se observa que las cargas de mayor magnitud son las cargas muertas y las cargas vivas; por lo tanto, se ve por conveniente realizar el predimensionamiento con estas cargas.

$$P_{\text{total}} = CM + CV = -704.90 - 1016.30 = -1721.20 \text{ KN} = -172.12 \text{ Ton}$$

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_t * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$$

$$\sigma_n = \text{Capacidad portante neta.}$$

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\gamma_t = 2000 \text{ Kgf/m}^3.$$

$$h_t = 0.50 \text{ m.}$$

$$\gamma_c = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$h_c = 1.00 \text{ m.}$$

$$S/C = 500 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_n = 63.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_{\text{zapata}} = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{\sigma_n}$$

$$A_{\text{zapata}} = \frac{172.12}{63.9} = 2.69 \text{ m}^2$$

Teniendo en consideración las dimensiones de la plancha base y la sección del pedestal se ve por conveniente las siguientes dimensiones.

$$A = 3.20 \text{ m; } B = 3.20 \text{ m}$$

Cuadro N°3.9 Resumen de cargas del Apoyo N°102

Fuente: Elaboración propia.

Node (102)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	-35.00	-655.80	-50.90	-1.50	0.00	6.50
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	-94.70	-917.10	-65.00	63.60	-0.10	23.00
3	E (+X) SEISMIC LOAD	130.50	507.60	8.00	-30.40	-0.90	-83.20
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	4.30	653.90	263.90	841.00	0.70	-1.70

Según el análisis del cuadro de cargas (cuadro N°3.9) se observa que las cargas de mayor magnitud son las cargas muertas y las cargas vivas; por lo tanto, se ve por conveniente realizar el predimensionamiento con estas cargas.

$$P_{\text{total}} = CM + CV = - 655.80 - 917.10 = - 1572.90 \text{ KN} = -157.29 \text{ Ton}$$

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_t * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$$

$$\sigma_n = \text{Capacidad portante neta.}$$

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\gamma_t = 2000 \text{ Kgf/m}^3.$$

$$h_t = 0.50\text{m.}$$

$$\gamma_c = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$h_c = 1.00\text{m.}$$

$$S/C = 500 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_n = 63.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_{\text{Zapata}} = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{\sigma_n}$$

$$A_{\text{Zapata}} = \frac{157.29}{63.9} = 2.46 \text{ m}^2$$

Teniendo en consideración las dimensiones de la plancha base y la sección del pedestal se ve por conveniente las siguientes dimensiones.

$$A = 3.20\text{m}; B = 3.20\text{m}$$

3.2.2 Zapatas Combinadas

El predimensionamiento de la zapata se efectúa de modo que la resultante de las cargas permanentes sin amplificar, incluidos los momentos, coincida con la ubicación del centro de gravedad de la zapata. Por ello, se extiende, desde la línea de acción de la resultante, una longitud ambos lados igual o mayor que la distancia entre este punto y el límite exterior de la columna más alejada. Es conveniente que, cuando sea posible, la zapata se extienda más allá del borde de la columna para que la sección crítica por punzonamiento no sea disminuida. Definiendo el largo de la zapata combinada, la capacidad portante neta del terreno y las cargas de gravedad, se determina el ancho de la cimentación. (Harmsen, 2002)

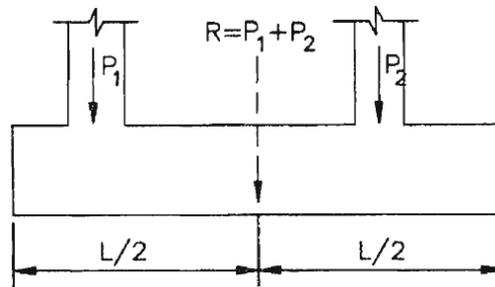


Figura N°3.6 Si las cargas P1 y P2 no tienen excentricidad

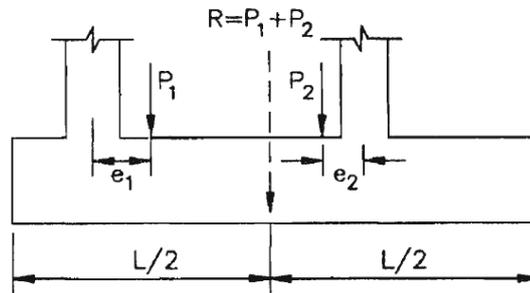


Figura N°3.7 Si las cargas P1 y P2 tienen excentricidad

$$B = \frac{P_1 + P_2}{\sigma_n * L} \dots\dots\dots 3.4$$

Donde:

- B : Ancho de la cimentación.
- L : Largo de la cimentación.
- σ_n : Capacidad portante neta.
- σ_{adm} : Carga admisible del terreno.
- P_1 : Carga de gravedad que baja por la columna 1.
- P_2 : Carga de gravedad que baja por la columna 2.

Cuadro N°3.10 Resumen de cargas del Apoyo N°103

Fuente: Elaboración propia

Node (103)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	0.80	-676.40	0.70	8.10	0.20	-6.40
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	23.90	-1019.00	2.30	45.50	0.40	-6.00
3	E (+X) SEISMIC LOAD	243.60	235.80	3.00	70.30	0.20	-84.50
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	-40.60	-185.30	31.00	843.50	0.80	5.30

Cuadro N°3.11 Resumen de cargas del Apoyo N°105

Fuente: Elaboración propia

Node (105)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	44.20	-380.20	30.80	1.70	-0.50	-2.70
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	51.80	-431.20	57.10	36.30	-2.10	5.10
3	E (+X) SEISMIC LOAD	121.80	-599.00	24.60	18.70	0.60	-81.40
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	23.40	-774.60	257.80	803.30	-0.40	10.10

$$P_1 = CM + CV = - 676.40 - 1019.00 = - 1695.40 \text{ KN} = -169.54 \text{ Ton}$$

$$P_2 = CM + CV = - 380.20 - 431.20 = - 811.40 = -81.14 \text{ Ton}$$

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_t * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$$

$$\sigma_n = \text{Capacidad portante neta.}$$

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_t = 2000 \text{ Kgf/m}^3$$

$$h_t = 0.50\text{m}$$

$$\gamma_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_c = 1.00\text{m}$$

$$S/C = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_n = 63.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$B = \frac{P_1 + P_2}{\sigma_n * L} = \frac{169.54 + 81.14}{63.9 * 6.2} = 0.62\text{m}$$

Teniendo en consideración las dimensiones de la plancha base y la sección del pedestal se ve por conveniente las siguientes dimensiones.

$$L = 6.20\text{m}; B = 2.80\text{m}$$

Cuadro N°3.12 Resumen de cargas del Apoyo N°104

Fuente: Elaboración propia

Node (104)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	-16.30	-682.50	0.50	10.10	0.60	-3.30
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	-10.80	-976.80	1.70	51.80	2.60	0.90
3	E (+X) SEISMIC LOAD	216.30	21.30	2.70	64.80	0.20	-79.40
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	40.30	289.10	29.60	817.60	1.90	-3.30

Cuadro N°3.13 Resumen de cargas del Apoyo N°105

Fuente: Elaboración propia

Node (106)	Load Case	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	DL (DEAD LOAD)	44.90	-482.80	-27.60	9.90	0.90	1.20
2	LL (LIVE LOAD) SUMA DE CARGAS	45.80	-486.00	-30.20	48.50	2.70	11.70
3	E (+X) SEISMIC LOAD	120.60	-519.20	-14.60	14.20	-0.20	-76.80
4	E (+Z) SEISMIC LOAD	-27.80	713.40	254.60	809.30	-1.10	-7.00

$$P_1 = CM + CV = - 682.50 - 976.80 = - 1659.30 \text{ KN} = -165.93 \text{ Ton}$$

$$P_2 = CM + CV = - 482.80 - 486.00 = - 968.80 \text{ KN} = -96.88 \text{ Ton}$$

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_t * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$$

$$\sigma_n = \text{Capacidad portante neta.}$$

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_t = 2000 \text{ Kgf/m}^3$$

$$h_t = 0.50\text{m}$$

$$\gamma_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_c = 1.00\text{m}$$

$$S/C = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_n = 63.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$B = \frac{P_1 + P_2}{\sigma_n * L} = \frac{165.93 + 96.88}{63.9 * 6.2} = 0.66\text{m}$$

Teniendo en consideración las dimensiones de la plancha base y la sección del pedestal se ve por conveniente las siguientes dimensiones.

$$L = 6.20\text{m}; B = 2.80\text{m}$$

3.2.3 Predimensionamiento del Pedestal

El predimensionamiento del pedestal está en función de la plancha base el cual es parte de la superestructura, las dimensiones de la plancha base se muestran en la figura N°3.8; para alcanzar una horizontalidad que este dentro de los parámetros aceptables del proyecto se considera un grout que se encuentra entre la plancha base y el pedestal en nuestro caso es de 5cm de espesor; por lo tanto, teniendo esta consideración se plantea las dimensiones del pedestal tal como se muestra en la figura N°3.9.

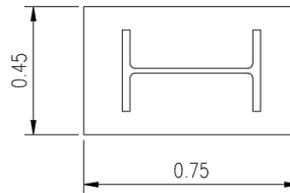


Figura N°3.8 Dimensiones de la plancha base

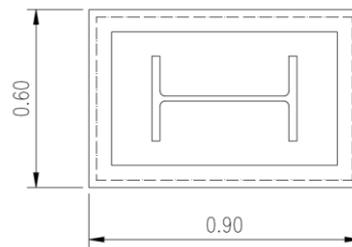


Figura N°3.9 Dimensiones del pedestal - Planta

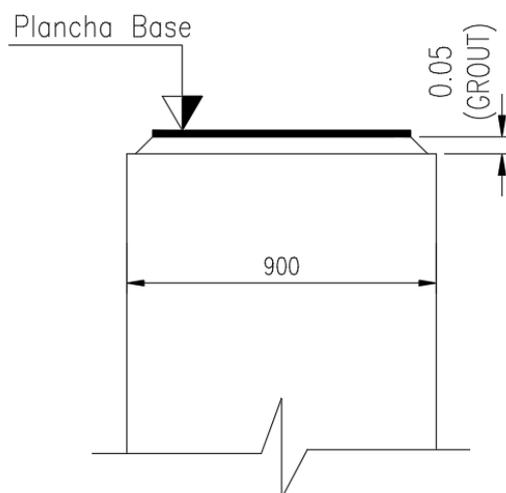


Figura N°3.10 Pedestal - Elevación

3.3 VERIFICACION DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS

Para el análisis de las zapatas aisladas y combinadas usaremos el software SAFE versión 12.3.1, desarrollado por Computers and Structures, Inc.

En la fig. N°3.6 se muestra el modelo estructural de las zapatas aisladas y combinadas.

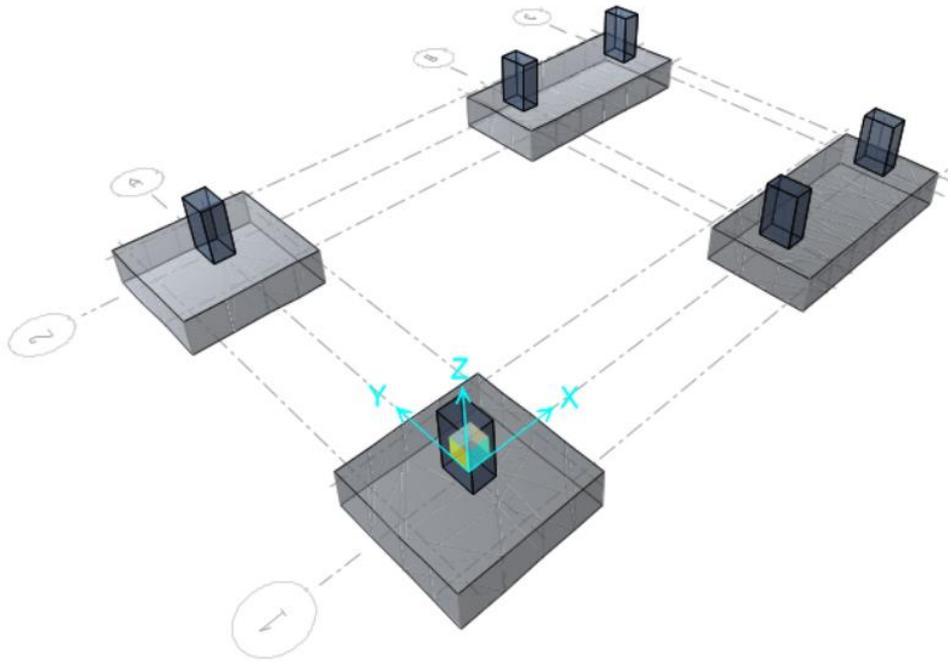


Figura N°3.11 Modelo Estructural Cimentación Torre de Transferencia N°02

3.3.1 Verificación de Asentamientos

En todo análisis de cimentaciones, se distinguen dos clases de asentamientos: asentamientos totales y diferenciales, de los cuales estos últimos son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura. Para edificaciones convencionales, el asentamiento total tolerable aceptado es de 1 pulgada (2.54 cm).

La zona de influencia de la cimentación está conformada por material rocoso, por lo que se espera que los asentamientos que se generen debido a la aplicación de las cargas de la estructura sean del tipo elástico. El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de elasticidad (Lambe y Whitman, 1969).

El asentamiento elástico inicial será:

$$S_i = \frac{\Delta Q_s B(1-\mu)I_w}{E_s} \dots\dots\dots 3.5$$

Donde:

- S_i = Asentamiento Elástico (cm)
- ΔQ_s = Esfuerzo permisible transmitido (Ton/m²)
- E_s = Modulo de elasticidad de estrato base (Ton/m²)
- B = Ancho de la cimentación
- μ = Relación de Poisson
- I_w = Factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación (Bowles, 1977)

Se asumió conservadoramente un valor de módulo de elasticidad $E_s = 6500$ Ton/m² con una relación de Poisson $\mu = 0.30$. Con estos parámetros se evaluó el asentamiento elástico de la cimentación superficial considerando una cimentación rígida y flexible, tal como se indica en el Cuadro N°3.14.

Cuadro N°3.14 Asentamiento de la Cimentación Superficial

Fuente: Estudio Geotécnico del Proyecto

Tipo de Cimentación	Desplante Df (m.)	B (m.)	L (m.)	Qadm (ton/m2)	Iw (cm/m)		Si (cm)	
					Rígida	Flexible	Rígida	Flexible
CIMENTO CORRIDO	0.80	0.5	3.5	19.19	190	232	0.26	0.27
	1.00	0.5	3.5	23.40	190	232	0.31	0.33
ZAPATAS CUADRADAS Y RECTANGULARES	1.00	1.5	2.5	31.40	106	136	0.70	0.76
		2.0		34.16	106	136	1.01	1.10
		2.5		36.52	82	112	1.05	1.21
	1.20	1.5	2.5	36.63	106	136	0.82	0.88
		2.0		39.42	106	136	1.17	1.27
		2.5		41.92	82	112	1.20	1.39
	1.50	1.5	2.5	45.01	106	136	1.00	1.09
		2.0		47.74	106	136	1.42	1.53
		2.5		50.39	82	112	1.45	1.67

El asentamiento diferencial será del orden del 75% del asentamiento inmediato, luego para un asentamiento total de 1.67cm se espera un asentamiento diferencial de 1.25cm.

En la fig. N°3.9 se puede observar los asentamientos que tienen las zapatas aisladas y combinadas para el caso de carga por servicio; estos asentamientos son inferiores a los asentamientos permisibles; esto debido a que la estructura esta cimentada sobre roca.

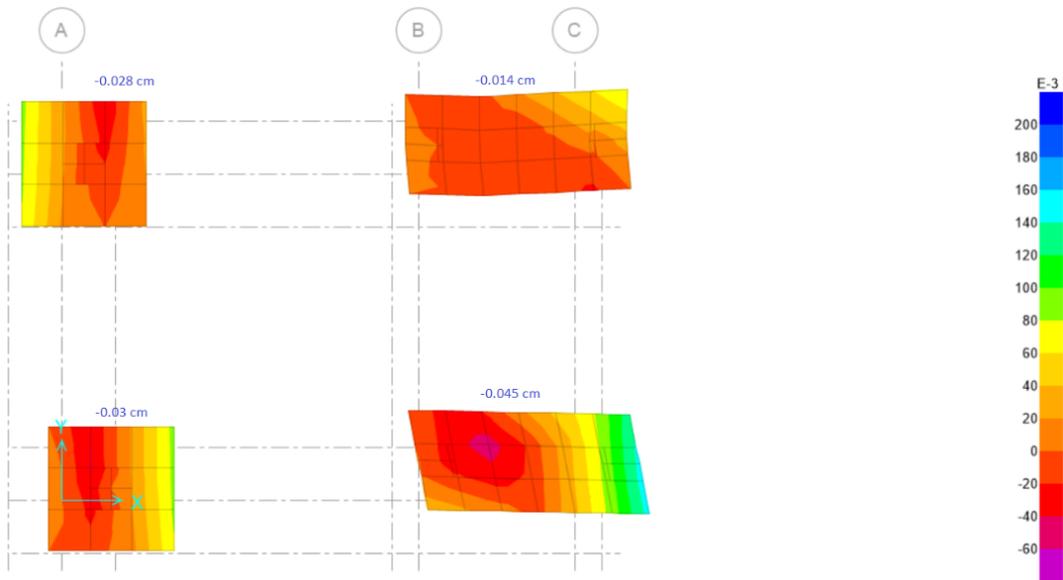


Figura N°3.12 Asentamiento Máximo (0.045cm)

3.3.2 Verificación de las presiones admisibles.

En la fig. N°3.10 se puede observar las presiones que generan las zapatas aisladas y combinadas al suelo de fundación para el caso de carga por servicio; siendo estas presiones inferiores a la capacidad de carga del suelo.

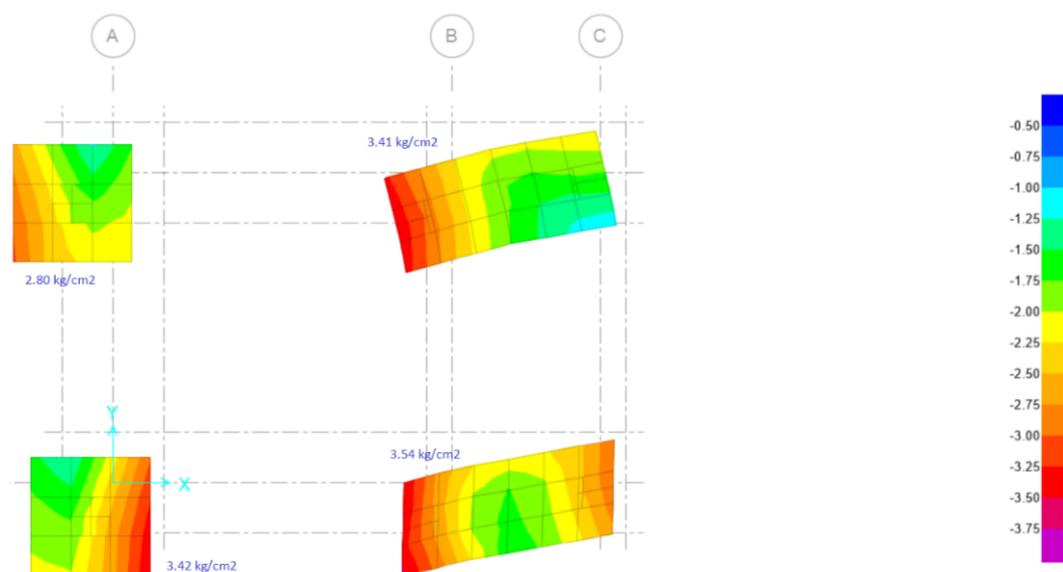


Figura N°3.13 Máxima Presión ejercida sobre el suelo (3.54 kg/cm²)

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2 > 3.54 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

3.3.3 Verificación por punzonamiento.

En la fig. N°3.9 se puede observar la verificación por punzonamiento, donde se muestra la relación del esfuerzo cortante máximo con respecto a la capacidad de las zapatas; siendo esta relación inferior a 1 lo cual nos indica que las zapatas cumplen la verificación por punzonamiento.

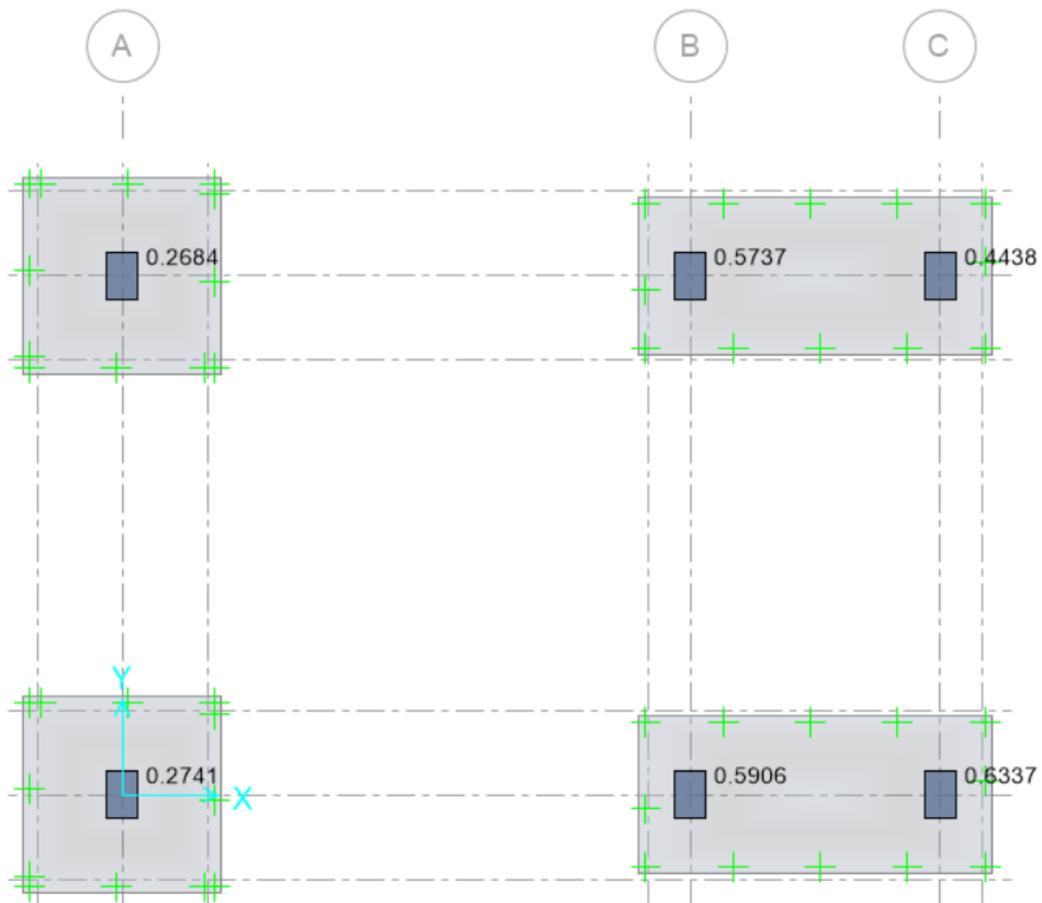


Figura N°3.14 Relación - Corte Máximo con respecto a la Capacidad (0.6337)

3.3.4 Diagrama de fuerza cortante

En la figura N°3.10 se muestra el diagrama de fuerza cortante de las zapatas aisladas y combinadas.

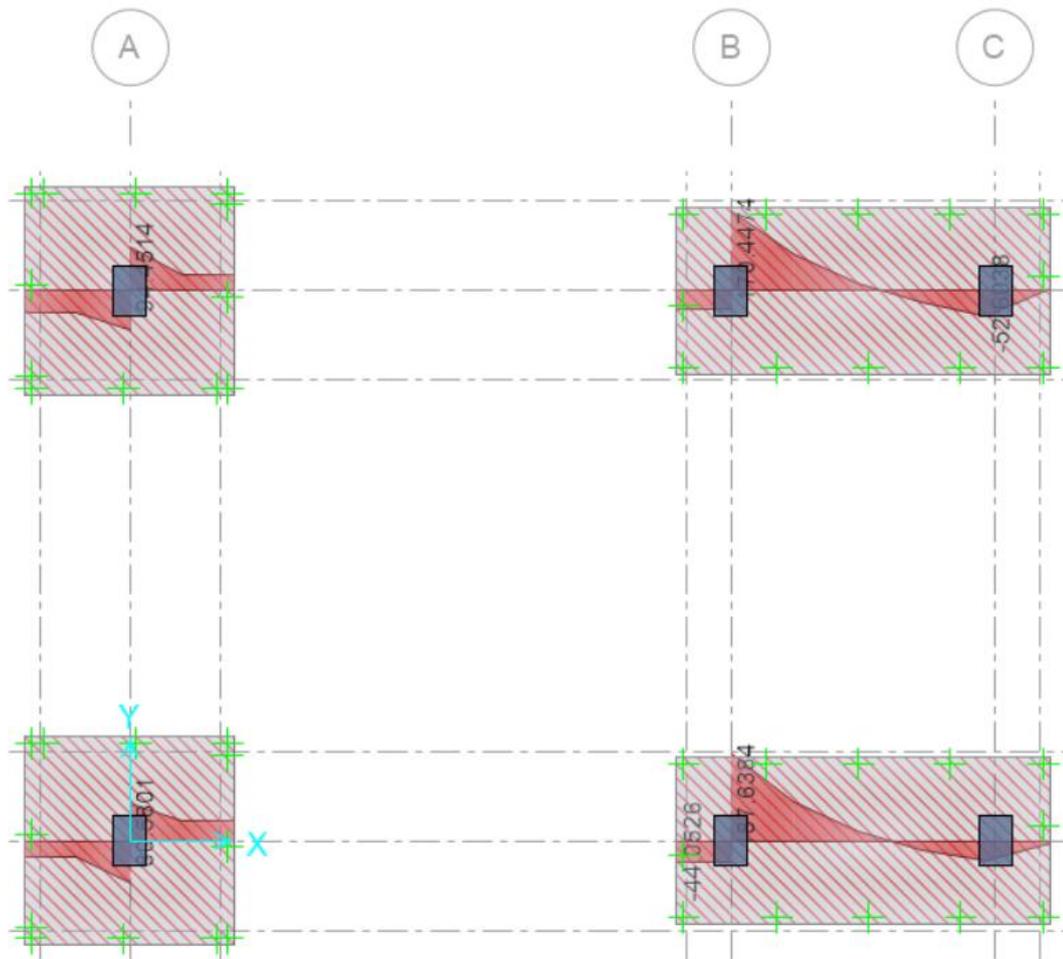


Figura N°3.15 Diagrama de fuerza cortante en las zapatas

Zapata aislada nodo N°101 – fuerza corta a una distancia **d** de la cara del pedestal 95.00 ton.

Zapata aislada nodo N°102 – fuerza corta a una distancia **d** de la cara del pedestal 93.00 ton.

Zapata combinada nodos N°103 y N°105 – fuerza corta a una distancia **d** de la cara del pedestal 185.00 ton.

Zapata combinada nodos N°104 y N°106 – fuerza corta a una distancia **d** de la cara del pedestal 187.00 ton.

3.3.5 Diagrama de momento flector

En la fig. N°3.10 se muestra el diagrama de momento flector de las zapatas aisladas y combinadas.

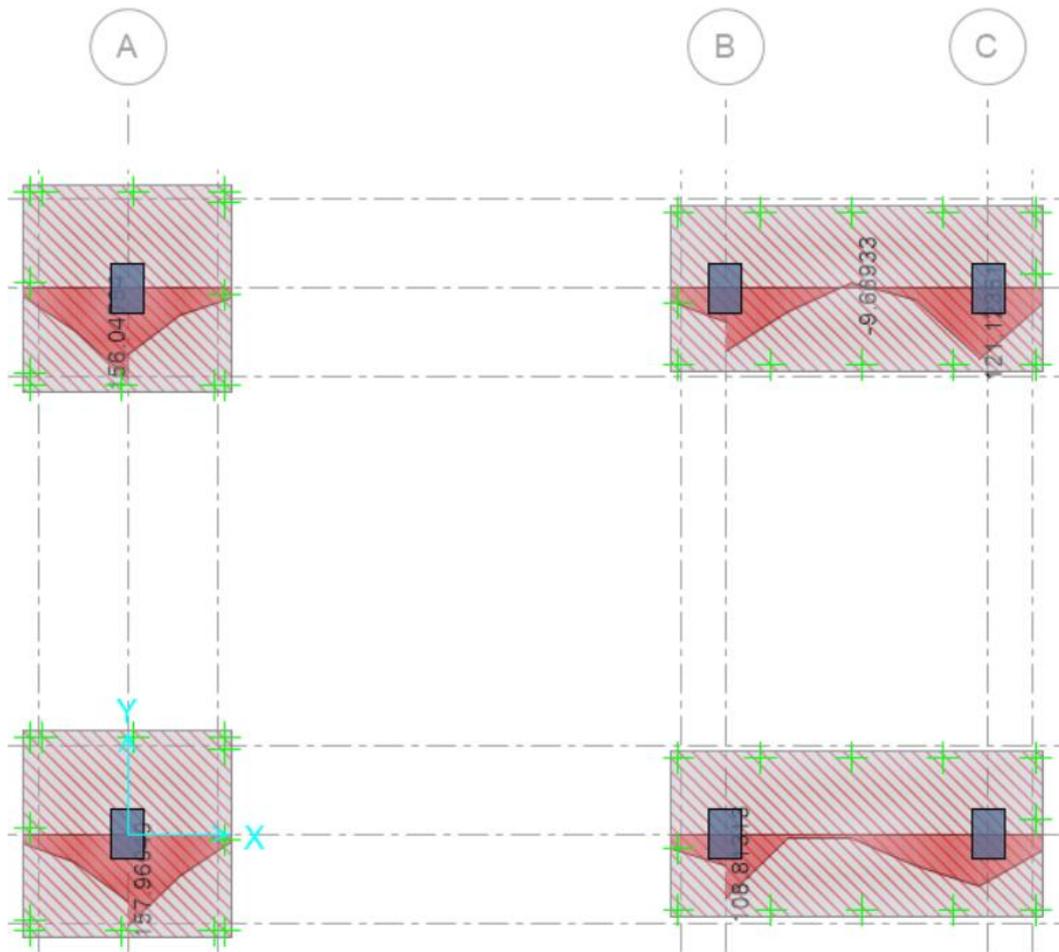


Figura N°3.16 Diagrama de momento flector en las zapatas

Zapata aislada nodo N°101 – momento máximo a una distancia **d** de la cara del pedestal 120.00 ton-m

Zapata aislada nodo N°102 – momento máximo a una distancia **d** de la cara del pedestal 115.00 ton-m

Zapata combinada nodos N°103 y N°105 – momento máximo a una distancia **d** de la cara del pedestal 85.50 ton-m

Zapata combinada nodos N°104 y N°106 – momento máximo a una distancia **d** de la cara del pedestal 95.00 ton-m

3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Las zapatas aisladas y combinadas son parte esencial de la estructura ya que su función principal es transmitir las cargas sobre el terreno, sin exceder su capacidad admisible y previniendo asentamientos considerables.

Para la torre de transferencia N°02 se consideran principalmente dos tipos de cimentaciones: las zapatas aisladas y las zapatas combinadas.

3.4.1 Condiciones para el diseño

- Según los resultados del análisis, se obtiene un valor de 60.48 Ton/m² para la capacidad admisible del suelo de fundación.
- Como forma práctica las zapatas aisladas se dimensionan de forma simétrica; esto quiere decir que los lados en volado sean iguales.
- Con las dimensiones asumidas del predimensionamiento, se realiza la verificación de la capacidad admisible del terreno, esto quiere decir que los esfuerzos generados por la estructura no sobre pasen los esfuerzos admisibles del terreno, las verificaciones por capacidad de carga admisible se realizan con las cargas de gravedad y sismo en servicio por separado, estos resultados se pueden observar en la fig. N°3.8.
- Según las consideraciones tomadas en el diseño estructural de la superestructura de la torre de transferencia N°02 realizada por la empresa FLSmidth, se tomó en cuenta los ejes **X** e **Z** como ejes horizontales y el eje **Y** como vertical.
- Para la obtención de los esfuerzos últimos de diseño, se emplean las cargas ultimas o mayoradas tal como se puede observar en el Cuadro N°2.5
- Para el diseño por corte de las zapatas aisladas y combinadas sólo se considera el aporte del concreto V_c , ya que generalmente las zapatas no tienen estribos.
- El peralte asumido para las zapatas es muy importante dado que por sí solos deben de ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y punzonamiento, debido a que generalmente las zapatas no llevan estribos; en nuestro caso particular se asumió un peralte de 100cm, asegurándonos de esta manera que tenga una longitud de anclaje adecuada el acero vertical que vienen de los pedestales.

3.4.2 Diseño de zapata aislada Nodo 101

Se desarrolla el diseño de la zapata. Los esfuerzos últimos se obtienen de la fig. N°3.10 y N°3.11

Diseño por Flexión:

Datos:

$$M_u = 120.00 \text{ ton} - m$$

$$\phi_{flexión} = 0.9$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 320 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según las ecuaciones 2.19 y 2.20 se tiene:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} ; \phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$A_s = 33.75 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, se tiene el acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 320 * 95 = 54.72 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Utilizado: $\emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ colocado}} = \emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm} = 2.85 \text{ cm}^2 / 15 \text{ cm}$$

Diseño por Corte:

Datos:

$$V_u = 95.00 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 320 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según la ecuación 2.21 se tiene:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}bd$$

Resultado, si consideramos solo el aporte del concreto ($V_n = V_c$):

$$\phi V_c = 229.16 \text{ Ton}$$

$V_u < \phi V_n = 229.16 \text{ Ton} \dots\dots\dots \text{CUMPLE!}$

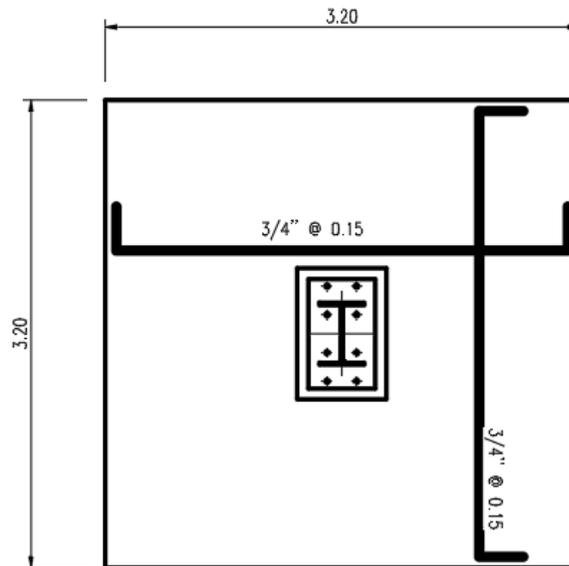


Figura N°3.17 Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nodo 101

3.4.3 Diseño de zapata Aislada Nodo 102

Se desarrolla el diseño de la zapata. Los esfuerzos últimos se obtienen de la fig. N°3.10 y N°3.11

Diseño por Flexión:

Datos:

$$M_u = 115.00 \text{ ton} - m$$

$$\phi_{flexión} = 0.9$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 320 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según las ecuaciones 2.19 y 2.20 se tiene:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} ; \phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$A_s = 32.33 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, se tiene el acero mínimo:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 320 * 95 = 54.72 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Utilizado: $\varnothing \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ colocado}} = \varnothing \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm} = 2.85 \text{ cm}^2 / 15 \text{ cm}$$

Diseño por Corte:

Datos:

$$V_u = 93.00 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 320 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según la ecuación 2.21 se tiene:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}bd$$

Resultado, si consideramos solo el aporte del concreto ($V_n = V_c$):

$$\phi V_c = 229.16 \text{ Ton}$$

$V_u < \phi V_n = 229.16 \text{ Ton} \dots\dots\dots \text{CUMPLE!}$

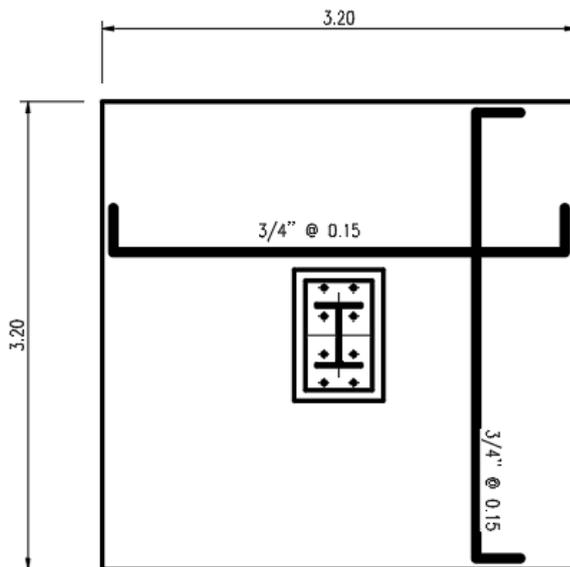


Figura N°3.18 Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nodo 102

3.4.4 Diseño de zapata Combinada Nodos 103 y 105

Se desarrolla el diseño de la zapata. Los esfuerzos últimos se obtienen de la fig. N°3.10 y N°3.11

Diseño por Flexión:

Datos:

$$M_u = 85.50 \text{ ton} - m$$

$$\phi_{flexión} = 0.9$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 280 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según las ecuaciones 2.19 y 2.20 se tiene:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} ; \phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$A_s = 24.00 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, se tiene el acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 280 * 95 = 47.88 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Utilizado: $\emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ colocado}} = \emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm} = 2.85 \text{ cm}^2 / 15 \text{ cm}$$

Diseño por Corte:

Datos:

$$V_u = 185.00 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 280 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según la ecuación 2.21 se tiene:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}bd$$

Resultado, si consideramos solo el aporte del concreto ($V_n = V_c$):

$$\phi V_c = 200.52 \text{ Ton}$$

$V_u < \phi V_n = 200.52 \text{ Ton} \dots\dots\dots \text{CUMPLE!}$

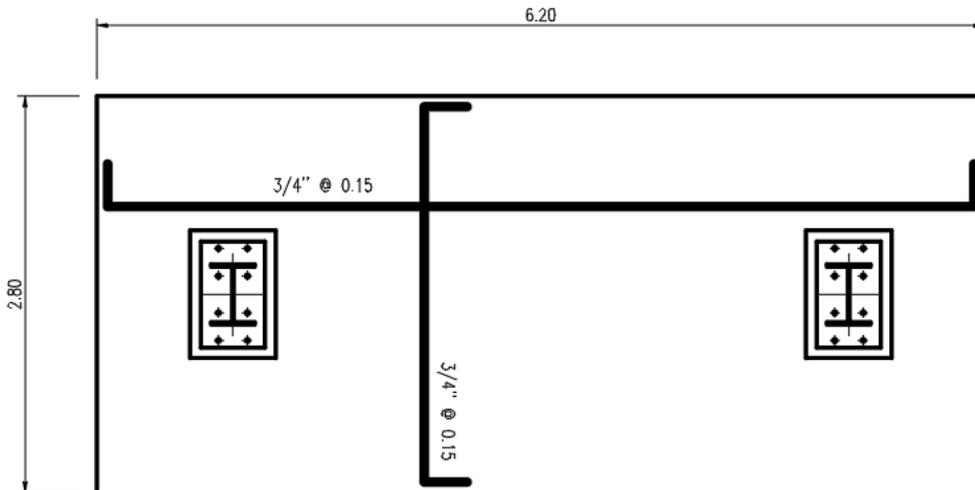


Figura N°3.19 Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nodo 103 y 105

3.4.5 Diseño de zapata Combinada Nodos 102 y 106

Se desarrolla el diseño de la zapata. Los esfuerzos últimos se obtienen de la fig. N°3.10 y N°3.11

Diseño por Flexión:

Datos:

$$M_u = 95.00 \text{ ton} - m$$

$$\phi_{flexión} = 0.9$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 280 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según las ecuaciones 2.19 y 2.20 se tiene:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} ; \phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$A_s = 26.69 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, se tiene el acero mínimo:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 280 * 95 = 47.88 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Utilizado: $\emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ colocado}} = \emptyset \frac{3}{4}'' @ 15 \text{ cm} = 2.85 \text{ cm}^2 / 15 \text{ cm}$$

Diseño por Corte:

Datos:

$$V_u = 187.00 \text{ ton}$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 280 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Según la ecuación 2.21 se tiene:

$$\emptyset V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}bd$$

Resultado, si consideramos solo el aporte del concreto ($V_n = V_c$):

$$\emptyset V_c = 200.52 \text{ Ton}$$

$$V_u < \emptyset V_n = 200.52 \text{ Ton} \dots\dots\dots \text{CUMPLE!}$$

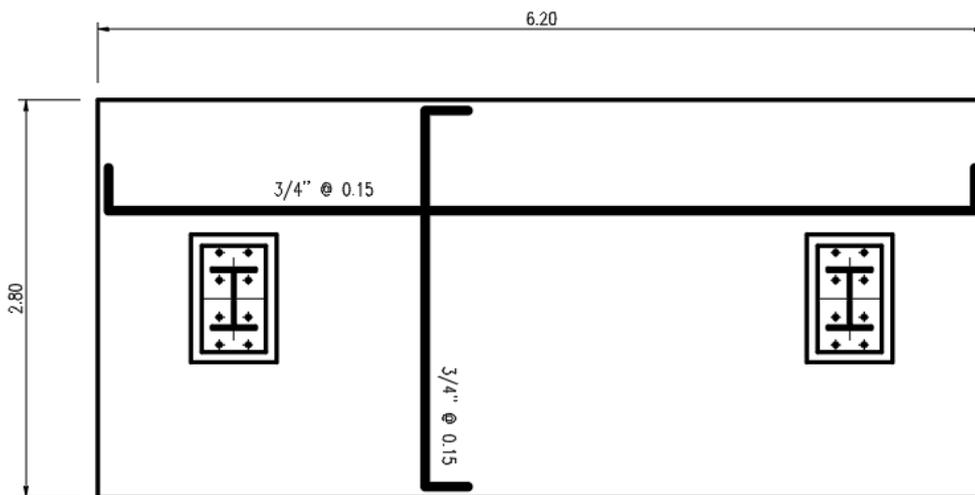


Figura N°3.20 Acero de refuerzo para la zapata aislada del Nodo 102 y 106

3.4.6 Diseño del Pedestal

El pedestal se encuentra ubicado entre la superestructura y la cimentación y forma parte de la cimentación; para el diseño estructural se toma en cuenta las cargas últimas.

El acero a flexión es considerado tomando las especificaciones dadas en la Norma E.060, el cual indica que el área del acero de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.01 veces del área total de la sección transversal pedestal ni mayor a 0.06 veces del área total de la sección transversal pedestal.

Resistencia al aplastamiento del Pedestal

Según la norma E.060 la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto no debe exceder el valor de la fórmula 3.6, esto debe cumplirse cuando el área de apoyo es más ancha en todos los extremos del área cargada; sin embargo debe de tenerse en cuenta que $\sqrt{A_2/A_1}$ no debe ser mayor que 2.

$$\phi P_n = \phi * 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 \dots \dots \dots 3.6$$

- ϕP_n = Resistencia nominal de aplastamiento del concreto
- ϕ = Factor de reducción de aplastamiento del concreto (0.70 según la Norma E.060)
- A_1 = Área donde se aplica la carga
- A_2 = Área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal.

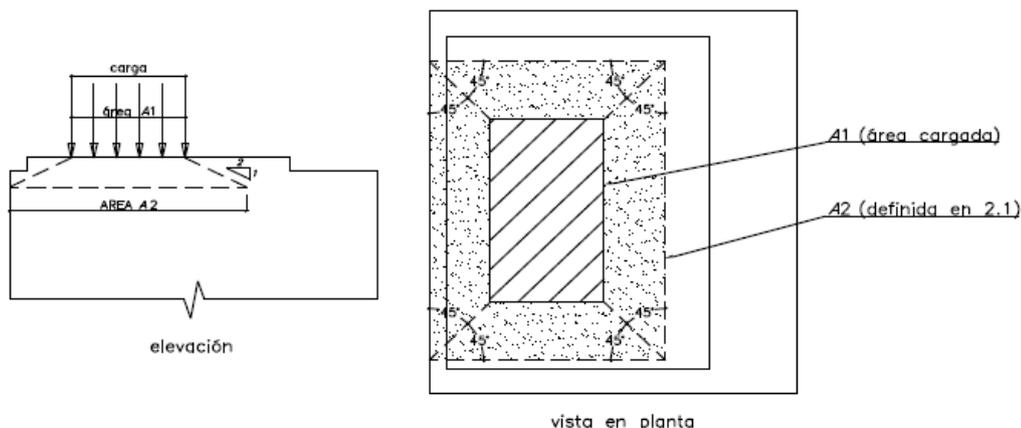


Figura N°3.21 Área de aplastamiento de A₁ y A₂ (Norma E.060)

Acero por Flexión:

Datos:

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$A_g = 60 \cdot 90 = 5400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero} = 0.01 \cdot A_g = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto: } A_{s \text{ colocado}} = 20 \text{ } \varnothing \frac{3}{4}''$$

Verificación por aplastamiento:

Datos:

$$P_u = 271.00 \text{ ton}$$

$$\phi_{\text{Aplastamiento}} = 0.7$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$\phi P_n = \phi * 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1$$

$$\sqrt{A_2/A_1} = 1.18$$

$$A_1 = 3375 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 4675 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.7 * 0.85 * 280 * \sqrt{\frac{4675}{3375}} * 3375$$

$$\phi P_n = 583.91 \text{ Ton}$$

$$\text{Por lo tanto: } P_u < \phi P_n$$

CAPITULO IV

CONCLUSIONES

1. Se concluye que los asentamientos en las cimentaciones se encuentran por debajo de los asentamientos admisibles; alcanzando valores de 0.045cm en las zapatas combinadas y 0.03cm en las zapatas aisladas esto debido a que dichas cimentaciones se encuentran cimentadas en roca.
2. Se concluye que las presiones generadas por las cargas ultimas bajo las cimentaciones; se encuentran por debajo de las presiones admisibles.

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2 > 3.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Zapatas Combinadas)}$$

$$\sigma_{adm} = 6.78 \text{ kg/cm}^2 > 3.42 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Zapatas Aisladas)}$$

3. Se concluye que las zapatas aisladas y combinadas son capaces de soportar los esfuerzos de corte generados por las cargas ultimas.

$$\text{Zapata Aislada Nodo 101: } Vu = 95.00 \text{ ton} < \phi Vc = 229.16 \text{ Ton}$$

$$\text{Zapata Aislada Nodo 102: } Vu = 93.00 \text{ ton} < \phi Vc = 229.16 \text{ Ton}$$

$$\text{Zapata Combinada Nodo 103 y 105: } Vu = 185.00 \text{ ton} < \phi Vc = 200.52 \text{ Ton}$$

$$\text{Zapata Combinada Nodo 102 y 106: } Vu = 187.00 \text{ ton} < \phi Vc = 200.52 \text{ Ton}$$

4. Se concluye que las zapatas aisladas y combinadas son capaces de soportar los esfuerzos por punzonamiento; tanto las zapatas aisladas y combinadas alcanzando valores de relación corte máximo con respecto a la capacidad es de (0.6337) para las zapatas combinadas y una relación corte máximo con respecto a la capacidad (0.274) para las zapatas aisladas.

5. Se concluye que las dimensiones adoptadas para el pedestal cumplen con las exigencias dadas por las cargas ultimas; por lo tanto, la resistencia al aplastamiento del pedestal se encuentra dentro de lo permisible.

$$Pu = 271.00 \text{ ton} < \phi Pn = 583.91 \text{ Ton}$$

6. Se concluye que las dimensiones adoptadas para las zapatas aisladas y combinadas satisfacen estructuralmente las exigencias dadas por las cargas ultimas.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda tener en consideración las dimensiones de la plancha base de la superestructura; dado que estas medidas influyen en el predimensionamiento del pedestal que lo contiene y posteriormente las medidas del pedestal influye en el predimensionamiento de la cimentación.
2. Se recomienda realizar un buen predimensionamiento del peralte de la cimentación; dado que generalmente las cimentaciones no llevan aceros por corte y es el concreto que soporta todo el esfuerzo cortante generado por las cargas ultimas.
3. Se recomienda por lo general, realizar un predimensionamiento previo de las zapatas aisladas y combinadas antes de realizar el modelamiento en un software; de este modo se aumenta la posibilidad de un buen comportamiento de la estructura adoptada.

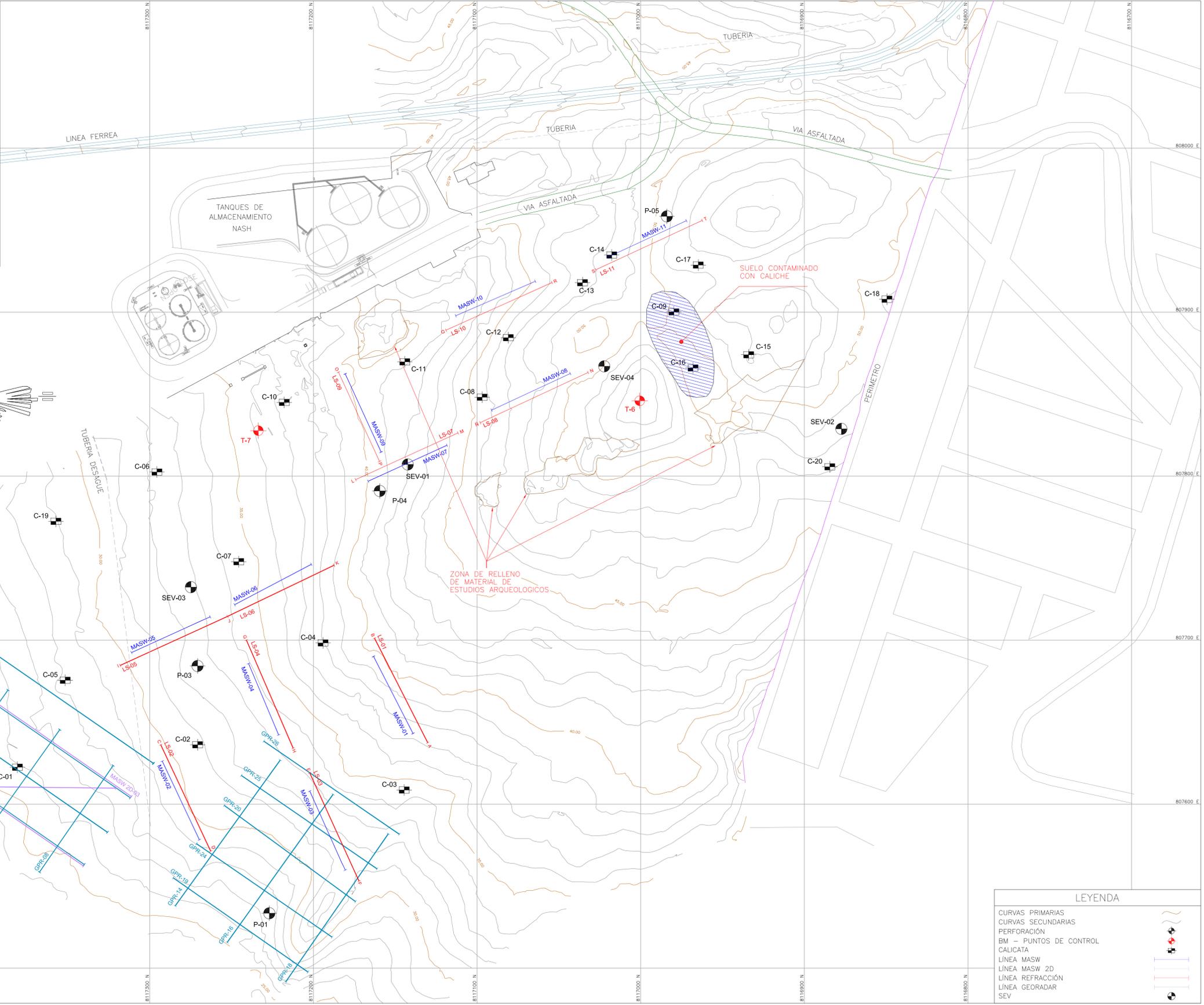
BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute (318S-11). Building Code Requirements for Structural Concrete.
2. American Concrete Institute (301-05). Specifications for Structural Concrete.
3. American Society for Testing and Materials ASTM. Standards.
4. Carlos Jurado Cabañes (2012). Problemas de interacción suelo estructura en cimentaciones y muros de contención. Influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento (Tesis Doctoral) Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
5. Calavera, J., Calculo de estructuras de Cimentación, Cuarta edición España 2000.
6. Das Braja M., "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Séptima Edición, Editorial Cengage Learning, México, 2012.
7. Harmsen Teodoro E., "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", Tercera Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú - Fondo Editorial, Perú, 2002.
8. McCormac Jack C. y Brown Russell H. "Diseño de Concreto reforzado", Octava Edición, Alfaomega Grupo Editor, México, 2011.
9. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones (2006 - 2018). Lima, Perú: El ministerio.
10. Nilson Arthur H., "Diseño de Estructuras de Concreto", Duodécima Edición, Editorial Emma Ariza H., 2001.
11. Park R. y Paulay T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Cuarta Edición, Editorial Limusa, México, 1988.
12. Proyecto Matarani, "Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque de Concentrado de Minerales y Amarradero "F" ubicado en la Bahía Islay (Matarani)", Arequipa, 2014.
13. SAFE (Versión 12.3.1) Software (2012).

ANEXOS

- ANEXO I** : Cuadro de coeficiente de balasto.
- ANEXO II** : Resumen del estudio de suelo.
- ANEXO III** : Plano de cargas y detalles de la estructura realizado por
FLSMIDTH.
- ANEXO IV** : Plano de detalle de la cimentación.
- ANEXO V** : Criterio de diseño del proyecto para concreto armado

Cuadro de Ubicación - Geofísica				Cuadro de Ubicación - Geotécnica					
Reflexión Sísmica	Longitud (m)	ESTE	NORTE	Cota (msnm)	Categoría	Profundidad (m)	ESTE	NORTE	Cota (msnm)
LS-01	A	807637.42	8117130.11	37.02	C-01	0.50	807622.54	8117380.82	25.94
	B	807701.19	8117162.66	40.42	C-02	0.30	807636.20	8117270.69	31.00
	C	80751.32	8117262.70	28.68	C-03	1.40	807608.65	8117144.45	34.50
	D	807636.22	8117293.24	29.71	C-04	0.30	807698.34	8117194.04	38.12
LS-02	E	807551.81	8117174.53	30.99	C-05	0.60	807675.55	8117351.62	28.03
	F	807617.81	8117204.64	32.92	C-06	1.00	807602.53	8117295.58	32.13
LS-03	G	807700.10	8117240.93	34.18	C-07	0.80	807747.85	8117245.58	34.50
	H	807634.10	8117212.31	33.43	C-08	0.50	807848.14	8117096.84	46.00
LS-04	I	807684.61	8117318.02	29.69	C-09	1.40	807884.88	8117006.01	50.00
	J	807714.52	8117252.28	33.71	C-10	1.10	807877.44	8117233.66	37.00
LS-05	K	807745.69	8117187.31	39.01	C-11	0.40	807869.69	8117144.11	41.00
	L	807714.55	8117252.28	33.72	C-12	0.30	807884.42	8117080.85	46.50
LS-06	M	807863.21	8117032.14	49.48	C-13	0.40	807917.96	8117035.54	47.57
	N	807832.63	8117098.04	45.16	C-14	0.70	807934.85	8117017.64	48.22
LS-07	O	807797.85	8117174.20	39.47	C-15	0.30	808027.47	8116970.84	48.00
	P	807827.84	8117108.33	44.58	C-16	1.20	807994.21	8116882.95	51.50
LS-08	Q	807863.45	8117184.66	39.72	C-17	0.40	807928.73	8116849.61	51.33
	R	807809.00	8117159.54	40.63	C-18	0.40	807907.91	8116849.51	48.84
LS-09	S	807888.99	8117118.97	41.26	C-19	0.80	807772.45	8117357.28	28.95
	T	807918.05	8117054.20	46.07	C-20	0.70	807805.70	8116884.40	47.19
LS-10	U	807963.90	8116966.59	52.00	Perforación	Profundidad (m)	ESTE	NORTE	Cota (msnm)
	V	807933.83	8117031.61	47.91	P-01	20.00	807533.49	8117226.89	27.59
Reflexión Sísmica	W	807691.16	8117421.92	24.56	P-02	10.00	807586.71	8117464.89	18.33
	X	807562.04	8117511.94	15.53	P-03	15.00	807884.28	8117270.74	40.65
GPR-02	Y	807669.59	8117386.56	26.06	P-04	15.00	807907.97	8117159.41	40.65
	Z	807506.88	8117502.19	18.33	P-05	10.00	807958.43	8116983.98	50.71
GPR-04	AA	807645.43	8117354.92	27.39	SEV	Profundidad (m)	ESTE	NORTE	Cota (msnm)
	AB	807680.24	8117401.51	23.41	SEV-01	--	807807.14	8117142.31	42.04
GPR-06	AC	807623.57	8117323.33	28.18	SEV-02	--	807732.33	8117274.80	32.76
	AD	807508.57	8117367.41	24.43	SEV-03	--	807828.84	8116877.33	48.26
GPR-08	AE	807594.96	8117443.38	23.08	SEV-04	--	807867.00	8117022.23	49.81
	AF	807651.61	8117469.41	21.52					
GPR-10	AG	807562.39	8117340.57	25.45					
	AH	807611.66	8117501.75	18.85					
GPR-11	AI	807665.50	8117434.18	22.33					
	AJ	807571.59	8117519.79	16.36					
GPR-12	AK	807524.52	8117463.17	20.70					
	AL	807626.92	8117220.19	32.81					
GPR-13	AM	807637.95	8117274.41	25.56					
	AN	807606.03	8117187.90	33.47					
GPR-14	AO	807515.70	811252.64	25.19					
	AP	807581.94	8117154.20	32.68					
GPR-16	AQ	807491.59	8117216.94	27.22					
	AR	807555.08	8117285.63	26.78					
GPR-18	AS	807497.64	8117203.24	27.42					
	AT	80599.28	8117254.44	30.77					
GPR-19	AV	807540.59	8117174.20	30.26					
	AW	807593.76	811751.389	17.41					
GPR-20	AX	807544.97	8117488.75	21.75					
	AY	807544.97	8117485.44	20.37					
GPR-21	AZ	807584.57	8117419.66	23.17					
	BA	807673.39	8117456.73	21.87					
GPR-22	BB	807582.79	8117325.83	26.86					
	BC	807575.91	8117271.42	28.96					
GPR-23	BD	807518.94	8117188.54	29.42					
	BE	807617.56	8117244.05	31.84					
GPR-24	BF	807640.55	8117214.41	31.15					
	BG	807638.42	8117320.29	32.77					
GPR-25	BH	807581.66	8117147.46	32.32					
	BI	807716.37	8117430.35	24.47					
GPR-26	BJ	807624.86	8117297.69	29.11					
	BK	807669.22	8117146.27	38.85					
Sondeo Masa	BL	807603.77	8117277.82	29.79					
	BM	807583.81	8117189.76	32.01					
MASW-01	BN	807667.03	8117226.73	34.28					
	BO	807699.84	8117285.38	31.45					
MASW-02	BP	807730.05	8117219.60	35.86					
	BQ	807847.59	8117065.29	47.78					
MASW-03	BR	807812.76	8117141.37	41.97					
	BS	807836.41	8117172.21	40.04					
MASW-04	BT	807903.21	8117086.42	44.24					
	BV	807949.12	8116999.03	49.27					
MASW-05	BW	807611.68	8117501.60	18.84					
	BX	807603.85	8117311.79	27.85					
MASW-06	BY	807638.29	8117453.68	22.22					
	BZ	807562.31	8117340.45	23.47					
MASW-07	CA	807694.83	8117443.30	23.08					
	CB	807609.79	8117320.88	27.25					
MASW-08	CC	807585.77	8117437.09	20.60					
	CD	807715.54	8117435.39	24.26					



LEYENDA	
CURVAS PRIMARIAS	
CURVAS SECUNDARIAS	
PERFORACIÓN	
BM - PUNTOS DE CONTROL	
CALICATA	
LÍNEA MASW	
LÍNEA REFRACCIÓN	
LÍNEA GEORADAR	
SEV	

- NOTAS:
- DIMENSIONES EN METROS.
 - COTAS REFERIDAS AL N.M.M.
 - DATUM HORIZONTAL: WGS-84 PROYECCION: UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR (UTM) - ZONA: 18-S.

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELAB.	VERIF.	REV.	APROB.	APROB.	APROB.	APROB.	APROB.
0B	16-SET-13	EMITIDO PARA REVISIÓN INTERNA	K.G.	G.C.	G.C.	R.P.	Z.A.	M.B.	A.P.	A.P.

NÚMERO DE DOCUMENTO	REV.	DESCRIPCIÓN
TISUR - 900 - 041 - INF - 00003	0B	UBICACIÓN DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA Y GEOTÉCNICA

DISEÑADOR: **ZER** Geosystem Perú s.a.s. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 DIBUJADO: K. VENEROS.
 DISEÑADO: G. CISNEROS
 REVISADO: -
 APROBADO: -
 APROBADO: -
 APROBADO: A. PALACIOS
 APROBADO: J. MOREIRA
 APROBADO: J. DE LAS CASAS
 CONFIDENCIAL
 ESTE PLANO Y LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN EL, SON PROPIEDAD DE ODEBRECHT. SU USO Y REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN PREVIA, ESTÁN PROHIBIDOS.
 NÚMERO DE PLANO PROVEEDOR: PT-05 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA Y GEOTÉCNICA
 FECHA: SEPTIEMBRE-16 N° PROYECTO: -
 CLIENTE: **TISUR** SISTEMA DE RECEPCIÓN, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES Y AMARRADERO "F" EN BAHÍA ISLAY INGENIERÍA DE DETALLE
 CONTRATISTA: **ODEBRECHT** Infraestructura
 PLANO
 ESCALA: 1:1000
 NÚMERO DE PLANO: TISUR - 900 - 041 - DWG - 00005
 REV. 0B

REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.30
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 38.12
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-04

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00							
0.05							
0.10	0.20	---	SM		---	---	Arena, color marrón claro, se encuentra seca y su compactación es muy suelta.
0.15							
0.20							
0.25	0.10		ROCA	X X X X X X X X X X			Fragmentos de roca gneiss de forma angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compactación es medianamente compacta.
0.30							

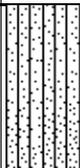
Observación:
No existe nivel freático.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.60
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 28.03
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-05

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00	0.10	---	SM		---	---	Arena, color marrón claro, se encuentra seca y su compacidad es muy suelta.
0.10	0.50		ROCA				Fragmentos de roca gneis de forma angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compacidad es medianamente compacta.
0.20							
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							

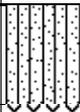
Observación:
 No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis. La muestra ensayada pertenece al perfil de roca expuesto.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 1.00
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 32.13
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-06

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00	0.10	---	SM		---	---	Arena, color marrón claro, se encuentra seca y su compactad es muy suelta.
0.10	0.90	ROCA	ROCA				Fragmentos de roca gneis de forma angulosa de TM=5", color marrón claro, se encuentra seca y su compactad es medianamente compacta.
0.20							
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							
0.70							
0.80							
0.90							
1.00							

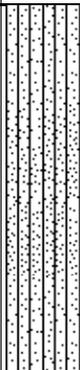
Observación:
No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.80
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 34.50
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-07

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00	0.30	M-02	SM		---	---	<p>Arena, color marrón claro, se encuentra seca y su compacidad es muy suelta. El Análisis Granulométrico por Tamizado reporta Grava=10.7%; Arenas=71.0%; Finos=18.2%.</p>
0.10							
0.20	0.50	ROCA	ROCA				<p>Fragmentos de roca gneis de forma angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compacidad es medianamente compacta.</p>
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							
0.70							
0.80							

Observación:

No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis. La muestra ensayada pertenece al perfil de suelo superficial.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 1.10
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 34.50
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-10

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00	0.10	---	SM		---	---	Arena, color marrón claro, se encuentra seca y su compactad es muy suelta.
0.20	1.00		ROCA				Fragmentos de roca gneis de forma angulosa de TM=7", color marrón claro, se encuentra seca y su compactad es medianamente compacta.
0.40							
0.60							
0.80							
1.00							
1.00							
1.00							
1.00							
1.00							
1.00							

Observación:
No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.70
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 48.22
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-14

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00				XXXXX			Fragmentos de roca gneis de forma angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compactación es medianamente compacta.
0.10				XXXXX			
0.20				XXXXX			
0.30				XXXXX			
0.40	0.70	---	ROCA	XXXXX	---	---	
0.50				XXXXX			
0.60				XXXXX			
0.70				XXXXX			

Observación:

No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.80
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 28.95
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-19

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00							
0.10							
0.20	0.30	---	SM		---	---	Arena, color gris oscuro y marrón, se encuentra seca y su compacidad es muy suelta.
0.30							
0.40				X X X X X			
0.50	0.50		ROCA	X X X X X			Fragmentos de roca gneis de forma sub-angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compacidad es medianamente compacta.
0.60				X X X X X			
0.70				X X X X X			
0.80				X X X X X			

Observación:
No existe nivel freático. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneis.



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio	: ESTUDIO GEOTÉCNICO	Prof. Total (m)	: 0.70
Solicitado	: ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN	N. F. (m)	: N.A.
Proyecto	: SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES	Cota	: 47.19
Ubicación	: Islay- Arequipa	Técnico	: G.C.G.
Fecha	: 02/09/2013	Responsable	: Z.A.B.

Calicata C-20

Identificación de la Muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		Descripción del estrato
Prof. (m)	Espesor (m)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H. N. %	D. N. g/cm ³	
0.00				XXXXX			Fragmentos de roca gneiss de forma angulosa de TM=6", color marrón claro, se encuentra seca y su compactación es medianamente compacta.
0.10				XXXXX			
0.20				XXXXX			
0.30				XXXXX			
0.40	0.70	M-08	ROCA	XXXXX	---	---	
0.50				XXXXX			
0.60				XXXXX			
0.70				XXXXX			

Obs: No se encontro nivel freático hasta la profundidad explorada. Los fragmentos de roca provienen de la meteorización del gneiss.



ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-01
Muestra : M-01
Profundidad (m) : 0,00 -0,50

Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	95,8
3/4 "	19,100	84,2
3/8 "	9,520	64,0
N° 4	4,760	55,6
N° 10	2,000	47,8
N° 20	0,840	41,1
N° 40	0,425	34,8
N° 60	0,250	26,4
N° 140	0,106	17,6
N° 200	0,075	16,7

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)

Humedad % 1,76

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)

Límite Líquido (LL) % -
Límite Plástico (LP) % NP
Índice Plástico (IP) % -

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)

GM

Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)

A-1-b

Índice de Grupo

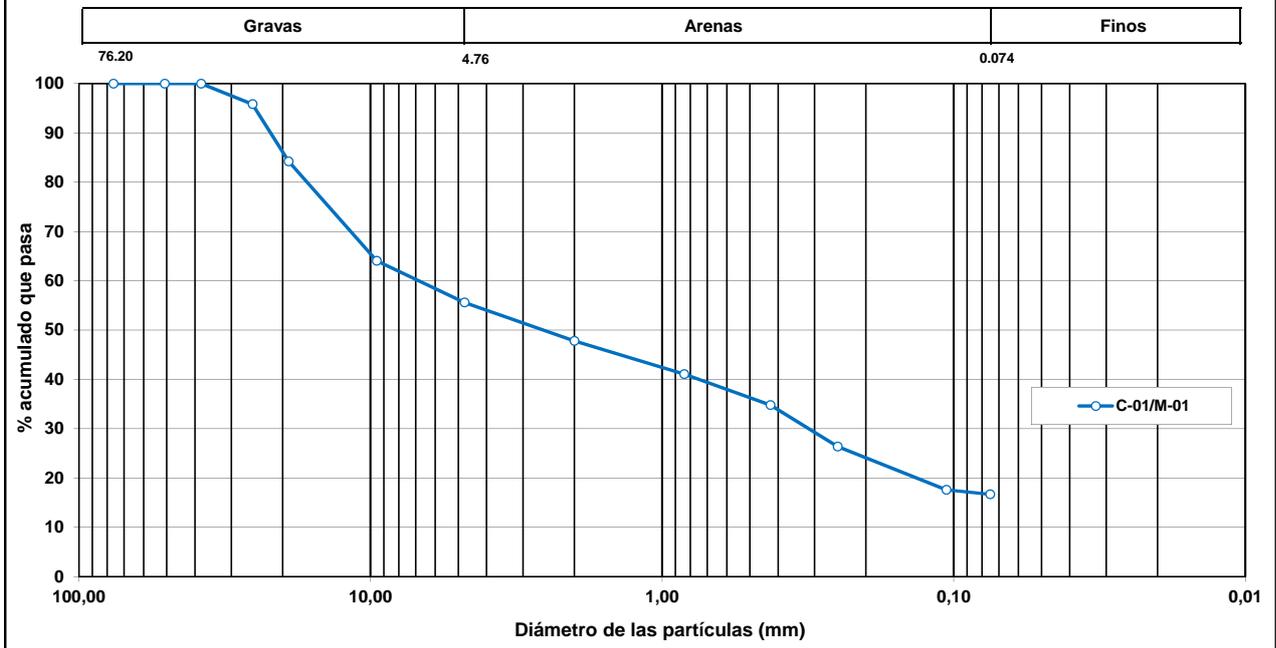
0

Nombre de grupo :

Grava limosa con arena

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	44,4
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	38,9
Finos [< N° 200]	%	16,7

CURVA GRANULOMÉTRICA



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-03
Muestra : M-03
Profundidad (m) : 0,30-1,40
Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	89,6
3/4 "	19,100	84,8
3/8 "	9,520	77,8
N° 4	4,760	71,5
N° 10	2,000	62,8
N° 20	0,840	53,0
N° 40	0,425	43,2
N° 60	0,250	32,2
N° 140	0,106	22,1
N° 200	0,075	21,1

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)

Humedad % 1,40

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)

Límite Líquido (LL) % -
Límite Plástico (LP) % NP
Índice Plástico (IP) % -

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)

SM

Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)

A-1-b

Índice de Grupo

0

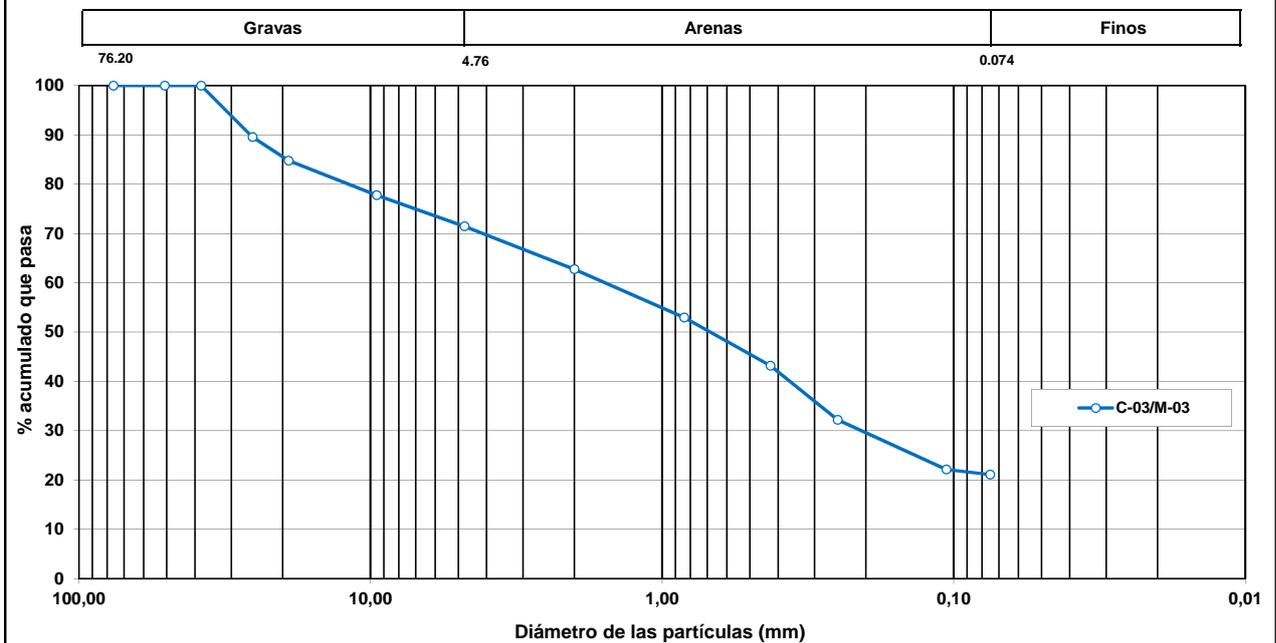
Nombre de grupo :

Arena limosa con grava

Resultados de la granulometría por tamizado

Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	28,5
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	50,4
Finos [< N° 200]	%	21,1

CURVA GRANULOMÉTRICA



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-07
Muestra : M-02
Profundidad (m) : 0,00 -0,30

Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

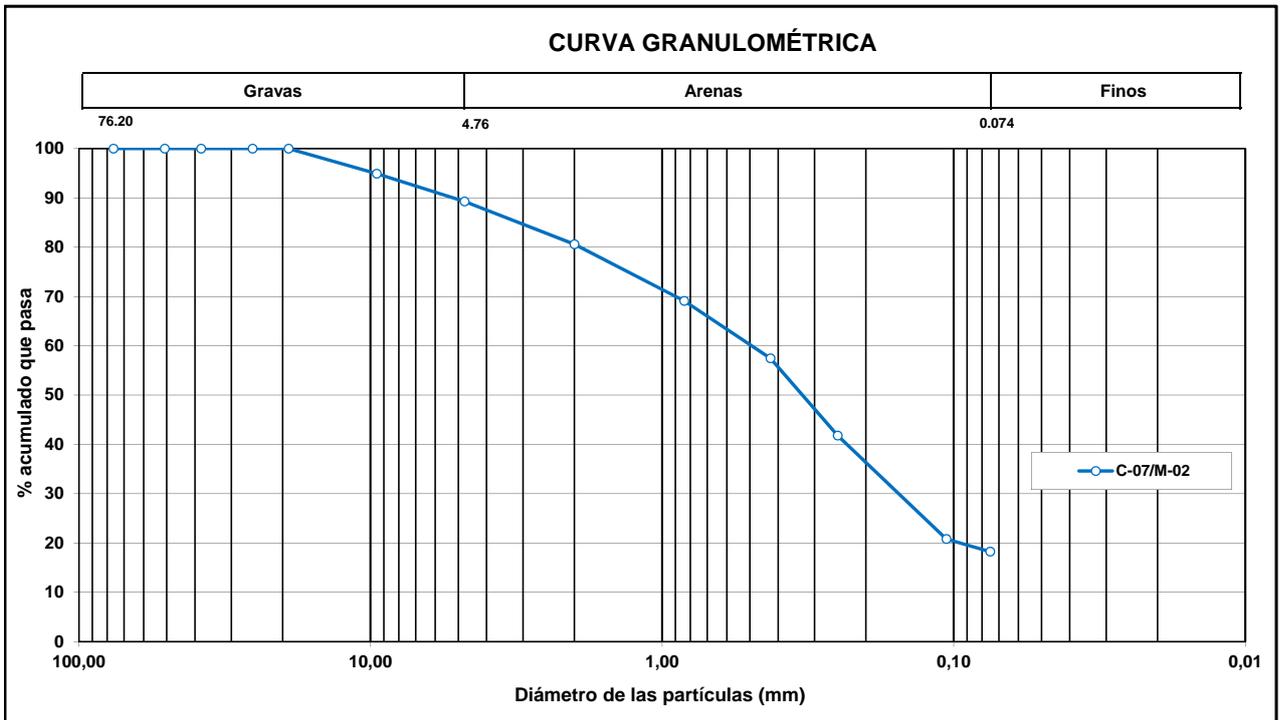
Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	100,0
3/4 "	19,100	100,0
3/8 "	9,520	94,9
N° 4	4,760	89,3
N° 10	2,000	80,6
N° 20	0,840	69,1
N° 40	0,425	57,5
N° 60	0,250	41,8
N° 140	0,106	20,8
N° 200	0,075	18,2

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)		
Humedad	%	3,02

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)		
Límite Líquido (LL)	%	-
Límite Plástico (LP)	%	NP
Índice Plástico (IP)	%	-

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)	SM
Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)	A-2-4
Índice de Grupo	0
Nombre de grupo :	Arena limosa

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	10,7
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	71,0
Finos [< N° 200]	%	18,2



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-09
Muestra : M-06
Profundidad (m) : 0,0 - 1,40

Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

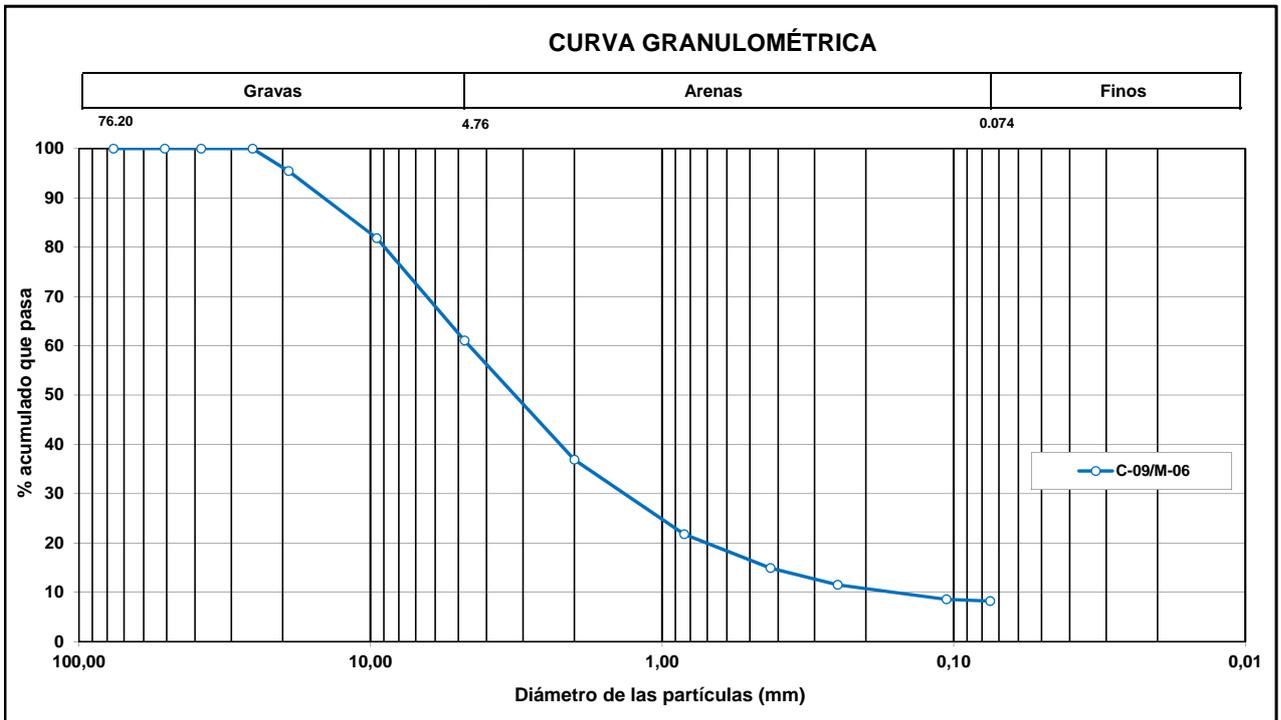
Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	100,0
3/4 "	19,100	95,4
3/8 "	9,520	81,8
N° 4	4,760	61,1
N° 10	2,000	36,9
N° 20	0,840	21,8
N° 40	0,425	14,9
N° 60	0,250	11,5
N° 140	0,106	8,6
N° 200	0,075	8,2

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)		
Humedad	%	7,34

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)		
Límite Líquido (LL)	%	-
Límite Plástico (LP)	%	NP
Índice Plástico (IP)	%	-

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)	SW - SM
Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)	A-1-a
Índice de Grupo	0
Nombre de grupo :	Arena bien gradada con limo y grava

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	38,9
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	52,8
Finos [< N° 200]	%	8,2



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-12
Muestra : M-04
Profundidad (m) : 0,0 - 0,30
Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	100,0
3/4 "	19,100	95,6
3/8 "	9,520	84,9
N° 4	4,760	77,5
N° 10	2,000	71,2
N° 20	0,840	64,8
N° 40	0,425	56,3
N° 60	0,250	44,9
N° 140	0,106	33,5
N° 200	0,075	32,0

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)

Humedad % 2,29

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)

Límite Líquido (LL) % -
Límite Plástico (LP) % NP
Índice Plástico (IP) % -

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)

SM

Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)

A-2-4

Índice de Grupo

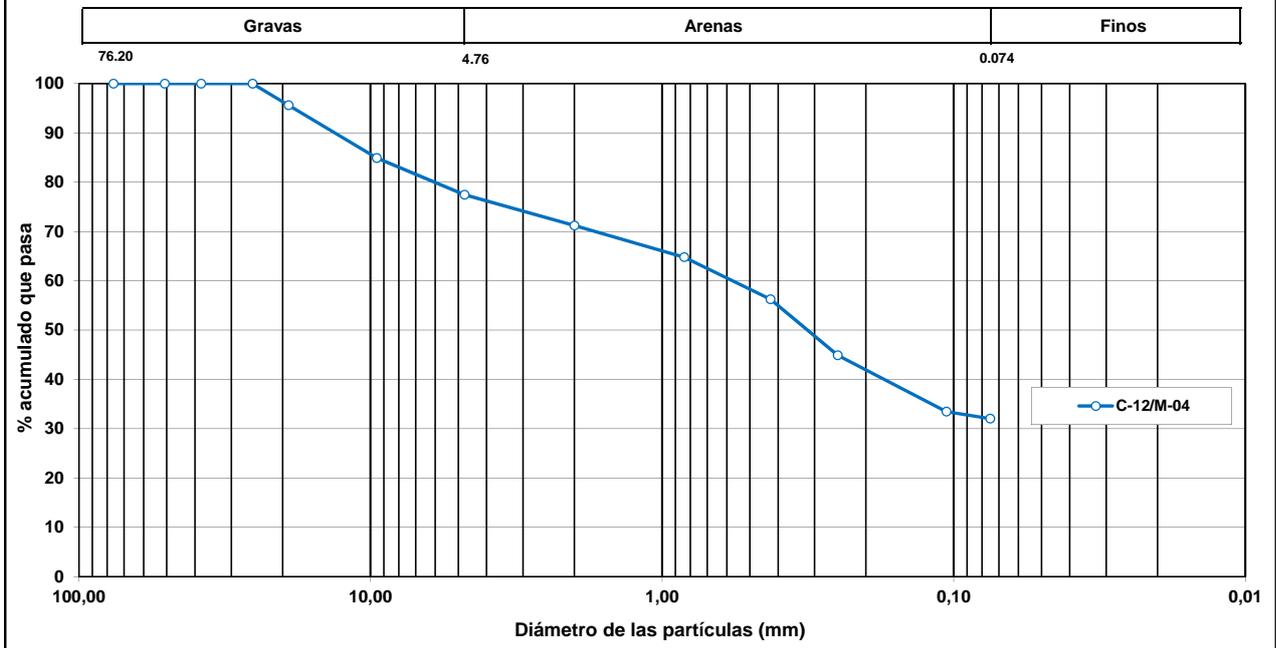
0

Nombre de grupo :

Arena limosa con grava

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	22,5
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	45,4
Finos [< N° 200]	%	32,0

CURVA GRANULOMÉTRICA



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-13
Muestra : M-05
Profundidad (m) : 0,0 - 0,40

Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	100,0
3/4 "	19,100	94,8
3/8 "	9,520	84,4
N° 4	4,760	77,7
N° 10	2,000	64,3
N° 20	0,840	47,0
N° 40	0,425	30,5
N° 60	0,250	18,9
N° 140	0,106	10,1
N° 200	0,075	9,2

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)

Humedad % 3,19

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)

Límite Líquido (LL) % -
Límite Plástico (LP) % NP
Índice Plástico (IP) % -

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)

SW - SM

Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)

A-1-b

Índice de Grupo

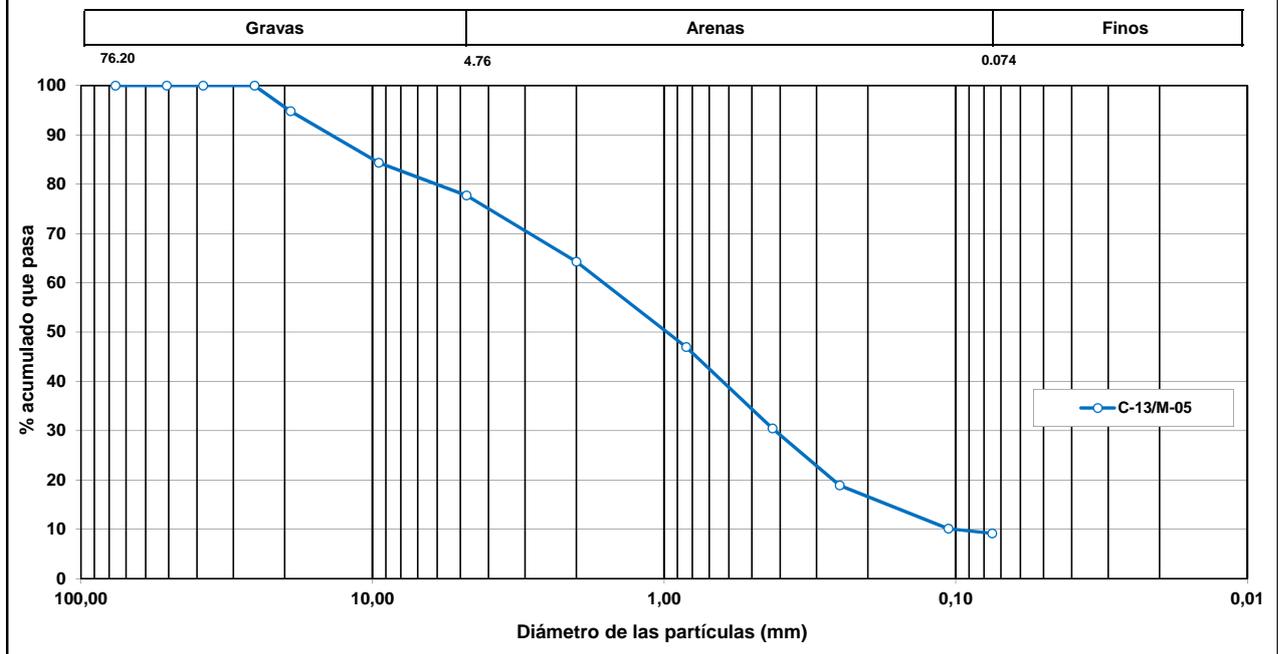
0

Nombre de grupo :

Arena bien gradada con limo y grava

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	22,3
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	68,5
Finos [< N° 200]	%	9,2

CURVA GRANULOMÉTRICA



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

N° De Informe : LGG13-013-013
Solicitante : Zer Geosystem Perú S.A.C.
Proyecto : Estudio Geotécnico, Geofísico y Geológico con Fines de Cimentación para la Construcción del Sistema de Recepción, Almacenamiento y Embarque Concentrados de Mineral y Amarradero F en Bahía Islay
Ubicación : Islay - Arequipa
Sondeo : C-16
Muestra : M-07
Profundidad (m) : 0,0 - 1,20

Fecha de Recepción : 21/08/2013
Fecha de Ejecución : 23/08/2013
Fecha de Emisión : 28/08/2013

Granulometría por Tamizado (ASTM - D422)		
N° Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa
3 "	76,200	100,0
2 "	50,800	100,0
1 1/2 "	38,100	100,0
1 "	25,400	100,0
3/4 "	19,100	100,0
3/8 "	9,520	98,8
N° 4	4,760	95,5
N° 10	2,000	90,2
N° 20	0,840	81,9
N° 40	0,425	59,1
N° 60	0,250	39,1
N° 140	0,106	27,0
N° 200	0,075	25,8

Contenido de Humedad (ASTM-D2216)

Humedad % 2,49

Límites de Consistencia (ASTM - D4318)

Límite Líquido (LL) % -
Límite Plástico (LP) % NP
Índice Plástico (IP) % -

Clasificación S.U.C.S. (ASTM-D2487)

SM

Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)

A-2-4

Índice de Grupo

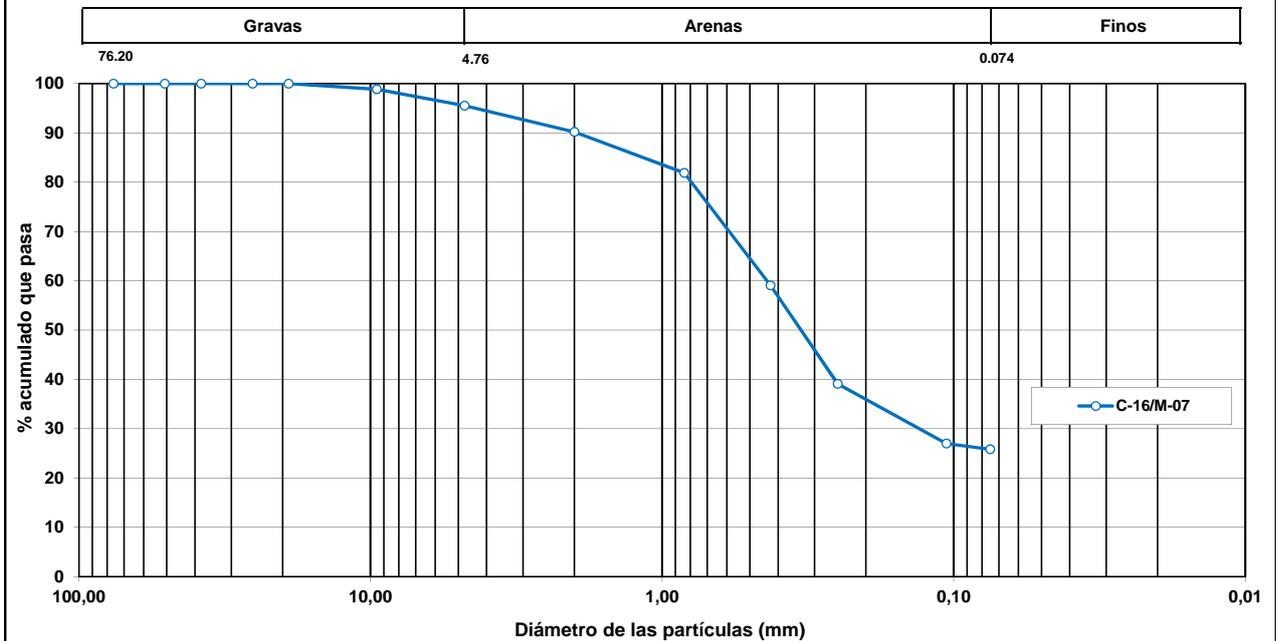
0

Nombre de grupo :

Arena limosa

Resultados de la granulometría por tamizado		
Gravas [N° 4 < ϕ < 3"]	%	4,5
Arenas [N° 200 < ϕ < N° 4]	%	69,7
Finos [< N° 200]	%	25,8

CURVA GRANULOMÉTRICA



Observaciones: El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma
La muestra ha sido identificada y proporcionada por el cliente

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
Téc. Abel Rodriguez	Ing. José D. Castro M. CIP: 087007 Jefe de Laboratorio	Dr. Ing. Zenón Aguilar B. CIP: 040684 Gerente General

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ULTIMA Y ADMISIBLE DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN

Proyecto : ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOFÍSICO Y GEOLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN
Solicitante : ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN
Descripción : Cálculo de la Capacidad Portante
Ubicación : Islay - Arequipa
Fecha : Agosto 2013

1.0. Datos Generales

DATOS DEL TIPO DE ROCA	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico del Suelo por encima del N.C. (γ)	2.00 t/m ³
Ancho de Zapata (B)	1.50 m
Largo de Zapata (L)	2.50 m

2.0. Datos Para Diseño

DATOS PARA EL DISEÑO	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico (γ)	2.00 t/m ³
Factor de Seguridad (FS)	3
Carga Total Soportada (N)	
Inclinación de la carga	0°
Máxima Excentricidad (EB)	0.25 m
Máxima Excentricidad (EL)	0.42 m
Peso Especifico por Debajo del N.C.	2.65 t/m ³

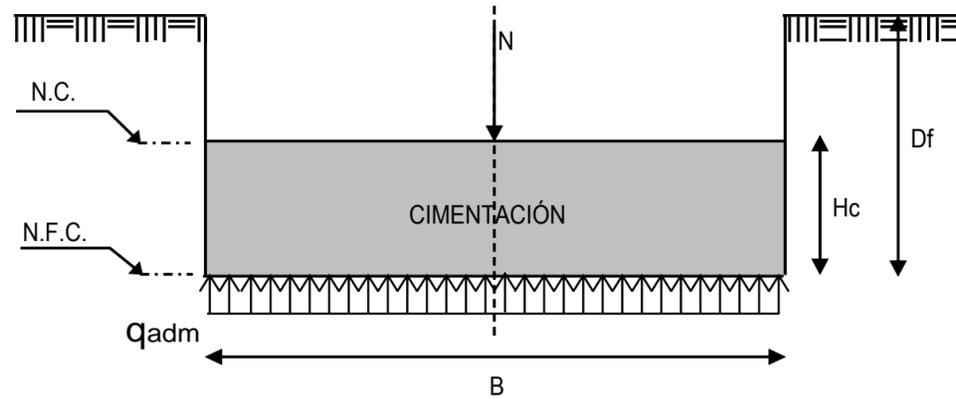


Table 6-1
Correction factors (after Sowers 1979)

Foundation Shape	C_ϕ Correction	C_γ Correction
Circular	1.2	0.70
Square	1.25	0.85
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

DATOS DE CIMENTACIÓN	
Longitud	1.67 m
Forma de Cimentación	Cuadrada

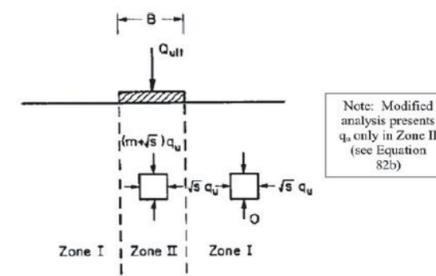
3.0. Cálculo de q_{adm} según Terzagui (1943)

Tipo de Cimentación	Df	B	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA				FACTORES DE CORRECCIÓN		q_{ult}	q_{adm}
			N_ϕ	N_c	N_γ	N_q	C_ϕ	C_γ		
Cuadrada	1.00 m	1.00 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.16	0.88	15.75 kg/cm ²	5.25 kg/cm ²
	1.20 m	1.00 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.16	0.88	15.91 kg/cm ²	5.30 kg/cm ²

*Método de Buisman-Terzagui (Terzagui 1943)

4.0. Cálculo de q_{adm} según Carter y Kulhawy (1988)

Valoración Geomecánica Hoek - Brown (Usando Roclab)		
Resistencia a la compresión simple	σ_c (MPa)	35
Índice de Esfuerzo geológico *	GSI	40
Parametro que depende del tipo de roca	mi	28
Factor de disturbancia	D	1
Parametros de esfuerzo obtenidos empiricamente de la masa rocosa (Rock Lab)		
m		0.385
s		0.0000454
$q_{ult} = (\sqrt{s} + (m\sqrt{s} + s)^{0.5}) q_u$		2.034 MPa
Factor de Seguridad (FS)		3
Capacidad de Carga Admisible		6.78 kg/cm ²



Rock Mass Failure Criterion: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(mq_u \sigma_3 + sq_u^2)}$

Figure 39. Lower bound solution for bearing capacity (Carter and Kulhawy, 1988).

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ULTIMA Y ADMISIBLE DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN

Proyecto : ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOFÍSICO Y GEOLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN
Solicitante : ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN
Descripción : Cálculo de la Capacidad Portante
Ubicación : Islay - Arequipa
Fecha : Agosto 2013

1.0. Datos Generales

DATOS DEL TIPO DE ROCA	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico del Suelo por encima del N.C. (γ)	2.00 t/m ³
Ancho de Zapata (B)	2.00 m
Largo de Zapata (L)	2.50 m

2.0. Datos Para Diseño

DATOS PARA EL DISEÑO	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico (γ)	2.00 t/m ³
Factor de Seguridad (FS)	3
Carga Total Soportada (N)	
Inclinación de la carga	0°
Máxima Excentricidad (EB)	0.33 m
Máxima Excentricidad (EL)	0.42 m
Peso Especifico por Debajo del N.C.	2.65 t/m ³

3.0. Calculo de q_{adm} según Terzagui (1943)

Tipo de Cimentación	Df	B	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA				FACTORES DE CORRECCIÓN		q_{ult}	q_{adm}
			$N\phi$	Nc	$N\gamma$	Nq	Cc	$C\gamma$		
Cuadrada	1.00 m	1.33 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.22	0.86	16.57 kg/cm ²	5.52 kg/cm ²
	1.20 m	1.33 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.22	0.86	16.72 kg/cm ²	5.57 kg/cm ²

*Método de Buisman-Terzagui (Terzagui 1943)

4.0. Calculo de q_{adm} según Carter y Kulhawy (1988)

Valoración Geomecanica Hoek - Brown (Usando Roclab)		
Resistencia a la compresion simple	σ_c (MPa)	35
Indice de Esfuerzo geologico *	GSI	40
Parametro que depende del tipo de roca	mi	28
Factor de disturbancia	D	1
Parametros de esfuerzo obtenidos empiricamente de la masa rocosa (Rock Lab)		
	m	0.385
	s	0.0000454
	$q_{ult} = (\sqrt{s} + (m\sqrt{s} + s)^{0.5}) q_u$	2.034 MPa
Factor de Seguridad (FS)		3
Capacidad de Carga Admisible		6.78 kg/cm ²

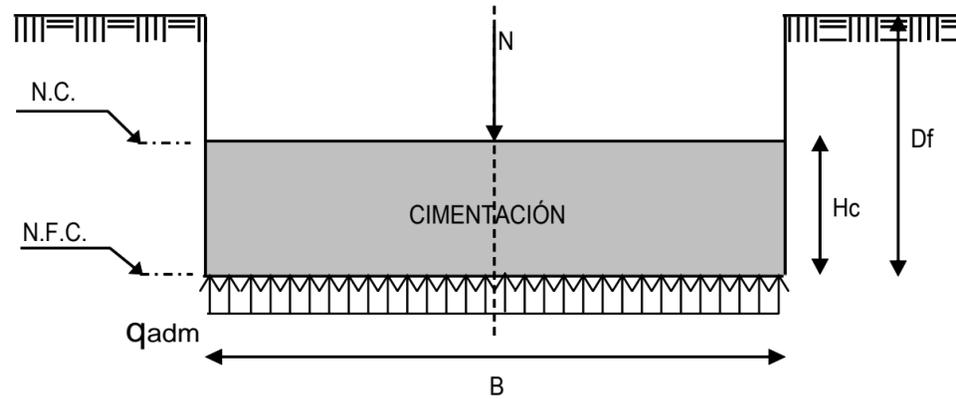
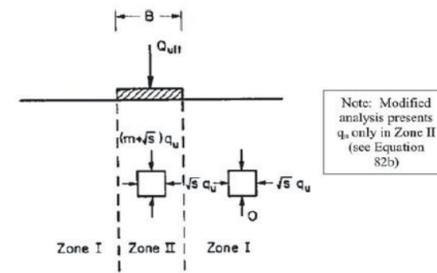


Table 6-1
Correction factors (after Sowers 1979)

Foundation Shape	C_c Correction	$C\gamma$ Correction
Circular	1.2	0.70
Square	1.25	0.85
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

DATOS DE CIMENTACIÓN	
Longitud	1.67 m
Forma de Cimentación	Cuadrada



Rock Mass Failure Criterion: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(mq_u \sigma_3 + sq_u^2)}$
 Figure 39. Lower bound solution for bearing capacity (Carter and Kulhawy, 1988).

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ULTIMA Y ADMISIBLE DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN

Proyecto : ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOFÍSICO Y GEOLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN
Solicitante : ODEBRECHT PERÚ INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN
Descripción : Cálculo de la Capacidad Portante
Ubicación : Islay - Arequipa
Fecha : Agosto 2013

1.0. Datos Generales

DATOS DEL TIPO DE ROCA	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico del Suelo por encima del N.C. (γ)	2.00 t/m ³
Ancho de Zapata (B)	2.50 m
Largo de Zapata (L)	2.50 m

2.0. Datos Para Diseño

DATOS PARA EL DISEÑO	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	19.00°
Cohesión (C)	15.00 t/m ²
Peso Específico (γ)	2.00 t/m ³
Factor de Seguridad (FS)	3
Carga Total Soportada (N)	
Inclinación de la carga	0°
Máxima Excentricidad (EB)	0.42 m
Máxima Excentricidad (EL)	0.42 m
Peso Especifico por Debajo del N.C.	2.65 t/m ³

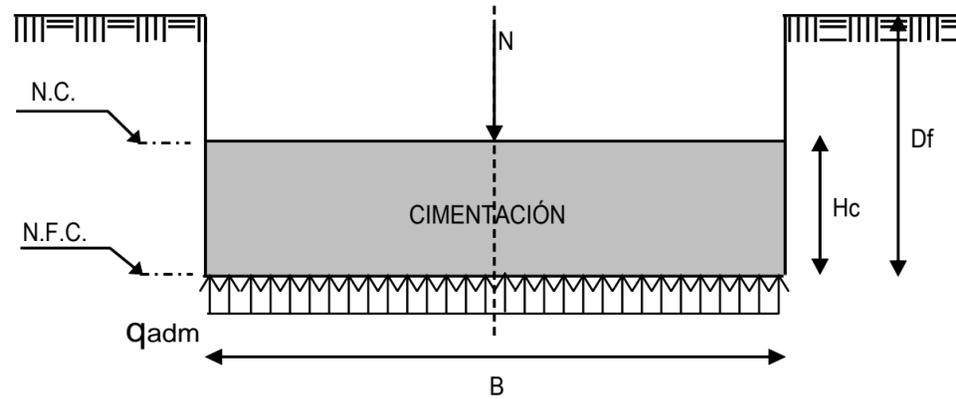


Table 6-1
Correction factors (after Sowers 1979)

Foundation Shape	C_c Correction	C_γ Correction
Circular	1.2	0.70
Square	1.25	0.85
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

DATOS DE CIMENTACIÓN	
Longitud	1.67 m
Forma de Cimentación	Cuadrada

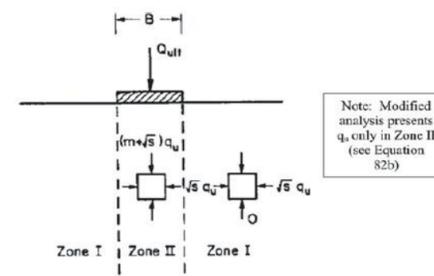
3.0. Cálculo de q_{adm} según Terzagui (1943)

Tipo de Cimentación	Df	B	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA				FACTORES DE CORRECCIÓN		q_{ult}	q_{adm}
			N_ϕ	N_c	N_γ	N_q	C_c	C_γ		
Cuadrada	1.00 m	1.67 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.25	0.85	17.12 kg/cm ²	5.71 kg/cm ²
	1.20 m	1.67 m	1.97	8.31	4.01	3.86	1.25	0.85	17.27 kg/cm ²	5.76 kg/cm ²

*Método de Buisman-Terzagui (Terzagui 1943)

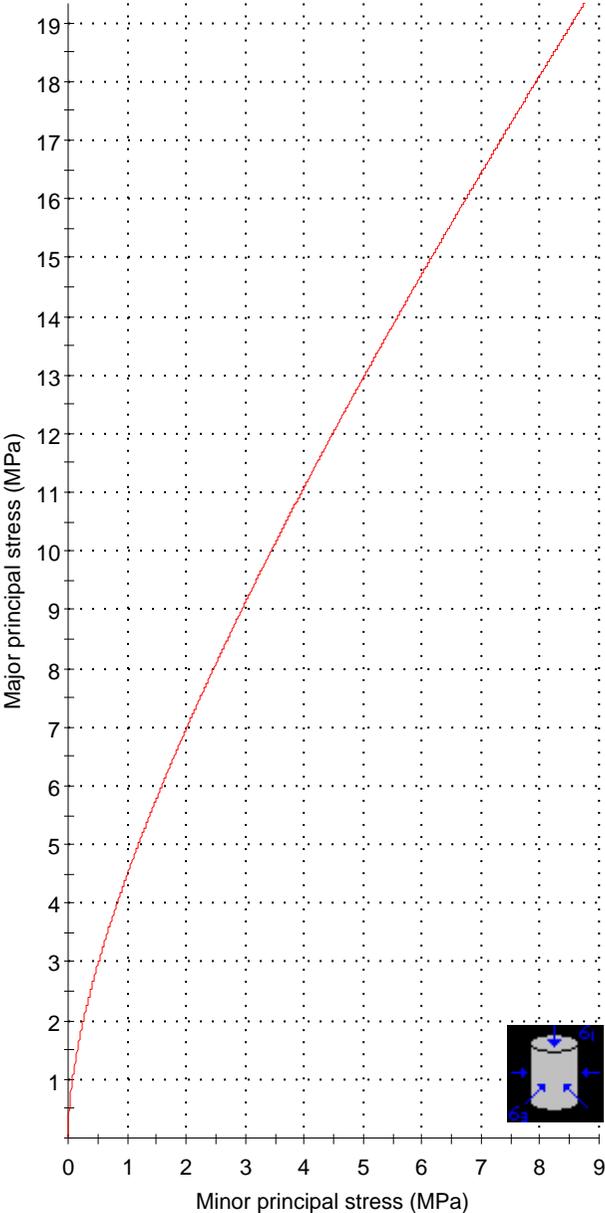
4.0. Cálculo de q_{adm} según Carter y Kulhawy (1988)

Valoración Geomecánica Hoek - Brown (Usando Roclab)		
Resistencia a la compresión simple	σ_c (MPa)	65
Índice de Esfuerzo geológico *	GSI	28
Parametro que depende del tipo de roca	mi	7
Factor de disturbancia	D	0.7
Parametros de esfuerzo obtenidos empiricamente de la masa rocosa (Rock Lab)		
m		0.134
s		0.0000294
$q_{ult} = (\sqrt{s} + (m\sqrt{s} + s)^{0.5}) q_u$		2.140 MPa
Factor de Seguridad (FS)		3
Capacidad de Carga Admisible		7.13 kg/cm ²



Rock Mass Failure Criterion: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(mq_u \sigma_3 + sq_u^2)}$
 Figure 39. Lower bound solution for bearing capacity (Carter and Kulhawy, 1988).

Analysis of Rock Strength using RocLab

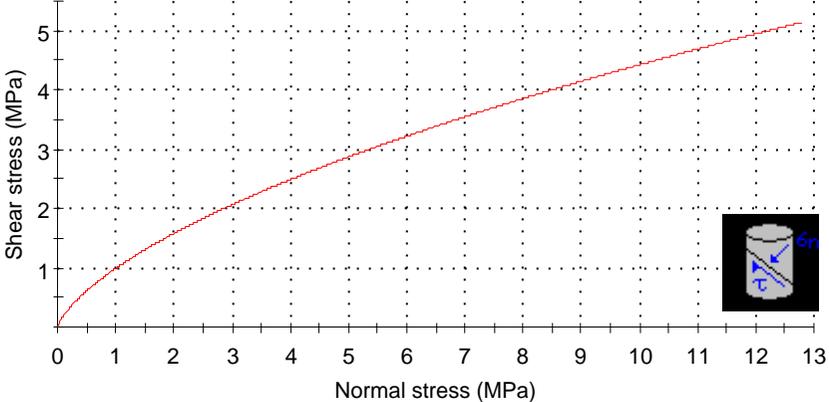


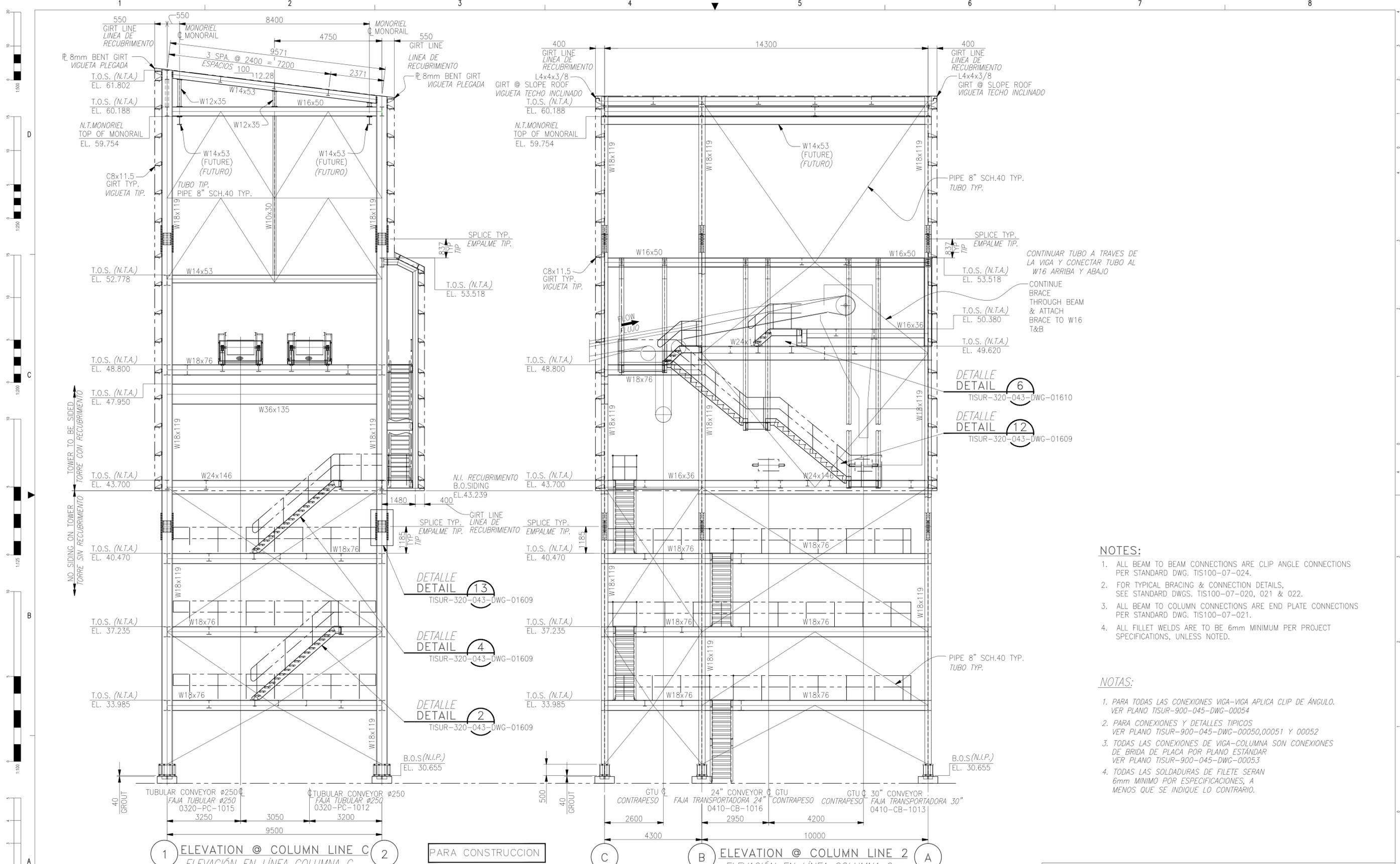
Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 35 MPa
 GSI = 40 m_i = 28 Disturbance factor (D) = 1
 intact modulus (E_i) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 0.385 s = 4.54e-5 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.970 MPa friction angle = 19.16 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.004 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.210 MPa
 global strength = 2.728 MPa
 deformation modulus = 479.13 MPa





- NOTES:**
1. ALL BEAM TO BEAM CONNECTIONS ARE CLIP ANGLE CONNECTIONS PER STANDARD DWG. TIS100-07-024.
 2. FOR TYPICAL BRACING & CONNECTION DETAILS, SEE STANDARD DWGS. TIS100-07-020, 021 & 022.
 3. ALL BEAM TO COLUMN CONNECTIONS ARE END PLATE CONNECTIONS PER STANDARD DWG. TIS100-07-021.
 4. ALL FILLET WELDS ARE TO BE 6mm MINIMUM PER PROJECT SPECIFICATIONS, UNLESS NOTED.

- NOTAS:**
1. PARA TODAS LAS CONEXIONES VIGA-VIGA APLICA CLIP DE ANGULO. VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00054.
 2. PARA CONEXIONES Y DETALLES TÍPICOS VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00050, 00051 Y 00052.
 3. TODAS LAS CONEXIONES DE VIGA-COLUMNA SON CONEXIONES DE BRIDA DE PLACA POR PLANO ESTÁNDAR VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00053.
 4. TODAS LAS SOLDADURAS DE FILETE SERAN 6mm MINIMO POR ESPECIFICACIONES, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

1 ELEVATION @ COLUMN LINE C ELEVACIÓN EN LÍNEA COLUMNA C
 2 PARA CONSTRUCCION
 C ELEVATION @ COLUMN LINE 2 ELEVACIÓN EN LÍNEA COLUMNA 2

- NOTAS:**
1. DIMENSIONES EN MILIMETROS (SALVO INDICACION CONTRARIA)
 2. ELEVACIONES EN METROS (S.I.C.)
 3. REVISION 00 EMITIDO PARA INFORMACION ESTA EMITIDO PARA FABRICACION/CONSTRUCCION.

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELAB. (FLS)	VERIF. (FLS)	REV. (FLS)	APROB. (FLS)	APROB. (FLS)	APROB. (OPIC)	APROB. (OPIC)	APROB. (OPIC)
0A	29-OCT-14	REVISION INTERNA FLS	SIVA	VGI	JSP	JTH	MA	-	-	-
0B	03-NOV-14	REVISION INTERNA FLS	SIVA	VGI	JSP	JTH	MA	-	-	-
00	18-DEC-14	EMITIDO PARA INFORMACION	DIRA	VGI	JSP	JTH	MA	AP	JM	JC

NÚMERO DE PLANO	REV.	DESCRIPCIÓN

FLSMIDTH

PROPERTY OF FLSMIDTH A.S. ALL RIGHTS RESERVED. THIS DRAWING CONTAINS CONFIDENTIAL AND PROPRIETARY INFORMATION OF FLSMIDTH A.S. AND MAY NOT BE REPRODUCED, COPIED, OR TRANSMITTED IN ANY FORM OR BY ANY MEANS, ELECTRONIC OR MECHANICAL, INCLUDING PHOTOCOPYING, RECORDING, OR BY ANY INFORMATION STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM, WITHOUT THE PRIOR WRITTEN PERMISSION OF FLSMIDTH A.S.

NÚMERO DE PLANO PROVEEDOR: TIS121-50-902

FECHA: 29-OCT-14 N° PROYECTO: 9141300045

DISEÑADOR: V. SIVAKUMAR, G. VINOD KUMAR, J. PORTER, J. THOREN, M. ALVAREZ, A. PALACIOS, J. MOREIRA, J.L. DE LAS CASAS

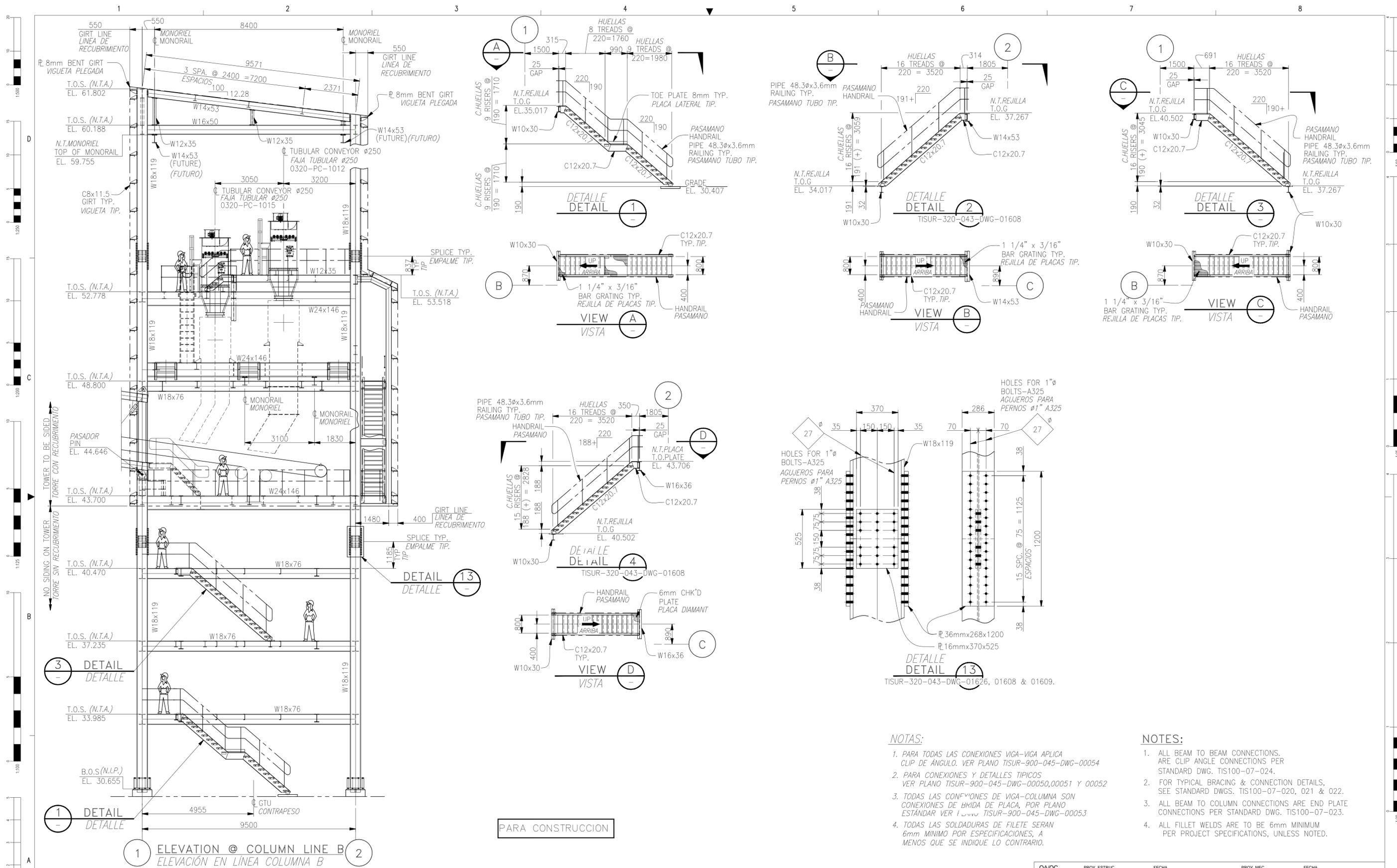
QA/QC PROY. ESTRUCT. FECHA PROY. MEC. FECHA

CLIENTE: **TISUR** SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES Y AMARRADERO "F" EN BAHIA ISLAY INGENIERIA DE DETALLE

CONTRATISTA: **ODEBRECHT** Infraestructura

PLANO: ESTRUCTURAS ARREGLO GENERAL PLANOS DE VISTA ELEVACIONES TRANSFERENCIA DE TORRE TT-02

ESCALA: 1:75 NÚMERO DE PLANO: TISUR-320-043-DWG-01608 REV. 00



NOTAS:

1. PARA TODAS LAS CONEXIONES VIGA-VIGA APLICA CLIP DE ANGULO. VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00054
2. PARA CONEXIONES Y DETALLES TÍPICOS VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00050,00051 Y 00052
3. TODAS LAS CONEXIONES DE VIGA-COLUMNA SON CONEXIONES DE BANDA DE PLACA. POR PLANO ESTÁNDAR VER PLANO TISUR-900-045-DWG-00053
4. TODAS LAS SOLDADURAS DE FILETE SERAN 6mm MÍNIMO POR ESPECIFICACIONES, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

NOTES:

1. ALL BEAM TO BEAM CONNECTIONS ARE CLIP ANGLE CONNECTIONS PER STANDARD DWG. TIS100-07-024.
2. FOR TYPICAL BRACING & CONNECTION DETAILS, SEE STANDARD DWGS. TIS100-07-020, 021 & 022.
3. ALL BEAM TO COLUMN CONNECTIONS ARE END PLATE CONNECTIONS PER STANDARD DWG. TIS100-07-023.
4. ALL FILLET WELDS ARE TO BE 6mm MINIMUM PER PROJECT SPECIFICATIONS, UNLESS NOTED.

NOTAS:

1. DIMENSIONES EN MILIMETROS (SALVO INDICACION CONTRARIA).
2. ELEVACIONES EN METROS (S.I.C.).
3. REVISION 00 EMITIDO PARA INFORMACION ESTA EMITIDO PARA FABRICACION/CONSTRUCCION.

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELAB. (FLS)	VERIF. (FLS)	REV. (FLS)	APROB. (FLS)	APROB. (FLS)	APROB. (OPIC)	APROB. (OPIC)	APROB. (OPIC)
0A	29-OCT-14	REVISION INTERNA FLS	DIRA	VGI	JSP	JTH	MA	-	-	-
0B	03-NOV-14	REVISION INTERNA FLS	DIRA	VGI	JSP	JTH	MA	-	-	-
00	18-DEC-14	EMITIDO PARA INFORMACION	SMJ	VGI	JSP	JTH	MA	AP	JM	JC

NÚMERO DE PLANO	REV.	DESCRIPCIÓN

FLSMIDTH

DESIGNADOR: R. DHINAKARAN
 DISEÑADO (FLS): G. VINOD KUMAR
 REVISADO (FLS): J. PORTER
 APROBADO (FLS): J. THOREN
 APROBADO (FLS): M. ALVAREZ
 APROBADO (OPIC): A. PALACIOS
 APROBADO (OPIC): J. MOREIRA
 APROBADO (OPIC): J.L. DE LAS CASAS

PROYECTO: 9141300045

QA/QC: PROY. ESTRUCT. FECHA: PROY. MEC. FECHA:

CLIENTE: **TISUR** SISTEMA DE RECEPCION, ALMACENAMIENTO Y EMBARQUE DE MINERALES Y AMARRADERO "F" EN BAHIA ISLAY

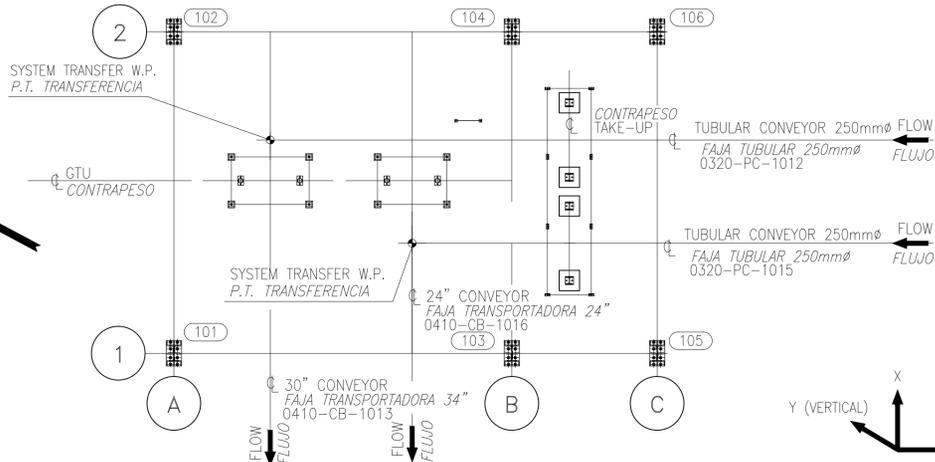
CONTRATISTA: **ODEBRECHT** Infraestructura

PLANO: ESTRUCTURAS ARREGLO GENERAL PLANOS DE VISTA ELEVACIONES REFERENCIA DE TORRE TT-02

ESCALA: 1:75

NÚMERO DE PLANO: TISUR-320-043-DWG-01609

REV. 00



PLAN @ BOS EL. 30.655
PLANO @ N.I.P.

LEGEND

- DEAD LOAD
- LIVE LOAD
- MATERIAL LOAD
- MATERIAL SPILLAGE
- OPERATING BELT TENSION
- MAXIMUM BELT TENSION
- SNOW LOAD
- WIND LOAD
- SEISMIC LOAD
- SEISMIC LOAD (DEAD LOAD ALONE)
- PLUGGED CHUTE
- THERMAL LOAD
- BACKSTOP ENGAGED
- HOIST AND MOUNTING

LEYENDA

- CARGA MUERTA
- CARGA VIVA
- CARGA DEL MATERIAL
- DERRAME DE MATERIAL
- TENSION DE OPERACION DE BANDA
- TENSION MAXIMA DE BANDA
- CARGA DE NIEVE
- CARGA DE VIENTO
- CARGA SISMICA
- CARGA SISMICA (SOLO CARGA MUERTA)
- CARGA DE CHUTE ATOLLADO
- CARGA TERMICA
- BACKSTOP ENGANCHADO
- CARGA DE IZAJE Y MONTAJE

NOTES:

- 1. LOADS ARE NOT FACTORED.

NOTAS:

- 1. CARGAS NO MAYORADAS

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
101	1 DL (DEAD LOAD)	-38.9	-704.9	46.4	-15.2	-1.2	5.3
	2 LL (LIVE LOAD)	-97.6	-795.5	73.0	-16.1	-3.4	15.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.1	-12.2	0.4	-0.5	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-0.2	-61.9	2.7	-1.4	0.0	-0.1
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-11.8	-110.6	23.1	62.4	0.0	6.9
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-10.0	-93.9	19.9	55.4	0.0	5.8
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	0.0	-36.1	1.2	-1.5	0.0	-0.1
	8 W(+X) (WIND LOAD)	29.2	70.7	-2.9	1.7	0.1	-30.2
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-28.3	-71.4	3.0	-1.7	-0.1	26.5
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	-4.4	-226.1	82.6	265.5	0.1	1.9
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	4.4	227.6	-83.8	-272.3	-0.1	-1.9
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	146.3	374.9	-23.7	-31.6	-0.2	-92.3
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-153.0	-403.6	26.5	35.7	0.2	96.4
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	9.6	156.3	-10.5	3.4	0.3	-1.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	-9.4	-155.2	10.4	-3.6	-0.3	1.3
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	-3.1	-684.9	265.4	836.8	0.2	0.5
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	3.2	685.4	-265.4	-836.8	-0.2	-0.6
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.1	-4.9	0.4	0.1	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	105.2	288.2	-18.3	-21.4	-0.1	-67.0
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LOA	-105.2	-288.2	18.3	21.4	0.1	67.0
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	5.8	113.0	-7.2	2.6	0.2	-0.8
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-5.8	-113.0	7.2	-2.6	-0.2	0.8
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	3.0	-459.0	179.8	566.1	0.2	-2.8
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-2.5	372.4	-144.6	-454.2	-0.1	2.5
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
103	1 DL (DEAD LOAD)	0.8	-676.4	0.7	8.1	0.2	-6.4
	2 LL (LIVE LOAD)	46.8	-893.8	1.1	8.1	0.4	-11.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.0	-7.2	0.0	0.2	0.0	-0.2
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-2.0	-49.0	0.0	0.7	0.0	-0.4
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-19.7	-36.1	1.1	35.5	0.0	6.1
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-16.8	-28.6	1.2	38.1	0.0	5.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-1.2	-32.9	0.1	1.0	0.0	-0.4
	8 W(+X) (WIND LOAD)	43.6	58.3	-0.1	-1.1	0.0	-14.1
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-43.6	-57.3	0.1	0.9	0.0	14.2
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	-20.7	-79.0	12.3	274.1	0.2	3.9
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	20.9	80.2	-13.6	-282.2	-0.2	-3.9
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	243.6	235.8	3.0	70.3	0.2	-84.5
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-254.3	-250.8	-3.0	-70.8	-0.2	88.0
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-0.4	158.0	-0.2	-1.9	-0.1	1.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	0.9	-157.4	0.2	1.9	0.1	-1.6
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	-40.6	-185.3	31.0	843.5	0.8	5.3
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	40.9	185.5	-31.0	-843.5	-0.8	-5.3
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.2	-3.0	0.0	-0.2	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	173.4	185.9	1.7	41.1	0.1	-60.7
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-173.4	-185.9	-1.7	-41.1	-0.1	60.7
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-0.6	100.6	-0.1	-1.4	0.0	1.1
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	0.6	-100.6	0.1	1.4	0.0	-1.1
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-18.7	-104.2	20.1	538.8	0.6	1.0
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	14.8	81.4	-15.5	-413.9	-0.4	-0.9
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
105	1 DL (DEAD LOAD)	44.2	-380.2	30.8	1.7	-0.5	-2.7
	2 LL (LIVE LOAD)	56.0	-456.1	45.9	-2.8	-2.0	0.1
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.4	0.2	0.1	0.3	0.0	-0.2
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	2.9	-17.0	1.1	0.5	0.0	-0.4
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-9.6	54.8	9.0	37.5	-0.1	6.0
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-8.2	41.6	12.6	47.3	-0.1	5.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	2.1	-13.1	1.0	0.8	0.0	-0.4
	8 W(+X) (WIND LOAD)	23.7	-125.4	4.0	-2.1	0.1	-23.9
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-24.6	125.2	-4.0	2.0	-0.1	27.6
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	6.6	-275.7	86.5	271.7	-0.2	5.3
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-6.7	277.6	-87.1	-274.9	0.2	-5.3
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	121.8	-599.0	24.6	18.7	0.6	-81.4
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-127.7	644.2	-27.6	-22.7	-0.6	84.7
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-10.2	88.2	-7.1	-0.3	0.2	0.4
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	10.4	-89.9	7.2	0.5	-0.2	-0.6
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	23.4	-774.6	257.8	803.4	-0.4	10.1
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-23.2	773.9	-257.8	-803.3	0.4	-10.2
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	0.1	-0.5	0.0	-0.1	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	88.1	-473.4	19.9	13.3	0.4	-58.3
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-88.1	473.4	-19.9	-13.3	-0.4	58.3
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-6.4	48.4	-4.3	-0.5	0.1	0.6
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	6.4	-48.4	4.3	0.5	-0.1	-0.6
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	19.5	-537.2	159.9	496.4	-0.2	4.3
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-15.6	431.1	-126.5	-391.9	0.2	-3.5
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
102	1 DL (DEAD LOAD)	-35.0	-655.8	-50.9	-1.5	0.0	6.5
	2 LL (LIVE LOAD)	-78.5	-785.2	-76.6	1.2	-0.1	13.2
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.0	-9.9	-0.6	-0.2	0.0	0.0
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-0.5	-57.6	-3.1	-0.2	0.0	0.2
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-15.3	-37.9	17.1	63.6	0.0	9.4
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-10.0	-6.8	15.9	56.2	0.0	6.2
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-0.4	-26.2	-1.8	-0.8	0.0	0.2
	8 W(+X) (WIND LOAD)	28.6	115.1	4.0	0.3	-0.1	-29.9
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-27.7	-114.5	-4.0	-0.2	0.1	26.2
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	4.7	217.4	83.0	271.0	0.0	-2.4
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-4.8	-218.9	-82.6	-266.6	0.0	2.4
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	130.5	507.6	8.0	-30.4	-0.9	-83.2
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-138.8	-554.0	-8.2	35.1	0.9	88.2
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	8.6	145.8	11.5	0.3	0.0	-1.7
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	-8.2	-144.1	-11.5	-0.5	0.0	1.4
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	4.3	653.9	263.9	841.0	0.7	-1.7
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-4.1	-653.1	-263.9	-841.1	-0.7	1.5
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	0.0	-9.0	-0.3	0.3	0.0	0.0
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	97.1	408.2	7.4	-21.8	-0.6	-62.4
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-97.1	-408.2	-7.4	21.8	0.6	62.4
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	5.3	103.5	8.0	0.4	0.0	-1.0
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-5.3	-103.5	-8.0	-0.4	0.0	1.0
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-1.2	431.9	178.4	569.0	0.5	1.5
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	1.1	-350.1	-143.4	-456.2	-0.4	-1.4
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
104	1 DL (DEAD LOAD)	-16.3	-682.5	0.5	10.1	0.6	-3.3
	2 LL (LIVE LOAD)	19.0	-897.6	0.5	14.0	2.5	-7.7
	3 ML (MATERIAL LOAD)	-0.3	-7.5	0.0	0.2	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	-3.3	-52.5	0.0	0.7	0.0	-0.2
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-23.7	13.7	1.1	35.8	0.1	8.9
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-14.7	14.9	1.2	38.2	0.0	5.7
	7 LR (ROOF LIVE LOAD)	-2.5	-32.9	0.1	1.1	0.0	0.0
	8 W(+X) (WIND LOAD)	42.2	1.2	-0.2	-1.8	0.0	-14.8
	9 W(-X) (WIND LOAD)	-42.2	-1.7	0.1	1.6	0.0	14.9
	10 W(+Z) (WIND LOAD)	21.1	108.1	13.6	281.6	0.3	-3.4
	11 W(-Z) (WIND LOAD)	-21.3	-109.1	-12.3	-274.8	-0.3	3.5
	12 E(+X) (SEISMIC LOAD)	216.3	21.3	2.7	64.8	0.2	-79.4
	13 E(-X) (SEISMIC LOAD)	-229.7	-13.3	-2.7	-65.1	-0.1	84.3
	14 E(+Y) (SEISMIC LOAD)	-3.8	158.8	-0.1	-2.4	-0.2	0.7
	15 E(-Y) (SEISMIC LOAD)	3.2	-158.9	0.1	2.4	0.2	-0.9
	16 E(+Z) (SEISMIC LOAD)	40.3	289.1	29.6	817.6	1.9	-3.3
	17 E(-Z) (SEISMIC LOAD)	-40.0	-289.2	-29.6	-817.6	-1.9	3.2
	18 PC (PLUGGED CHUTE)	-0.2	-6.0	0.0	-0.2	0.0	-0.1
	19 T (THERMAL LOAD)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20 E(+X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	159.3	3.1	1.5	37.2	0.1	-59.6
	21 E(-X) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-159.3	-3.1	-1.5	-37.2	-0.1	59.6
	22 E(+Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	2.2	100.7	-0.1	-1.7	-0.1	0.5
	23 E(-Y) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-2.2	-100.7	0.1	1.7	0.1	-0.5
	24 E(+Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	19.6	194.2	19.2	522.6	1.3	0.4
	25 E(-Z) SEISMIC LOAD (DEAD LO	-15.6	-155.7	-14.9	-402.9	-1.0	-0.3
	26 BE (BACKSTOP ENGAGED)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	27 H1 (HOIST AND MOUNTING)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Load Case	Horizontal Fx (kN)	Vertical Fy (kN)	Horizontal Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
106	1 DL (DEAD LOAD)	44.9	-482.8	-27.6	9.9	0.9	1.2
	2 LL (LIVE LOAD)	56.0	-530.1	-43.9	9.6	2.7	3.6
	3 ML (MATERIAL LOAD)	0.5	-4.1	0.0	0.3	0.0	-0.1
	4 SP (MATERIAL SPILLAGE)	3.2	-29.6	-0.8	0.8	0.0	-0.1
	5 BTO (OPERATING BELT TENSION)	-15.9	100.8	15.0	36.7	0.0	8.2
	6 BTM (MAXIMUM BELT TENSION)	-11.0	84.0	17.5	46.7	-0.1	5.2