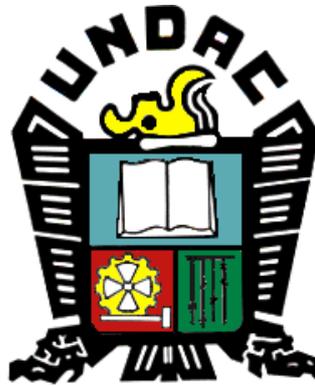


UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**Diseño estructural de la Planta de Chancado Primario con el fin
de incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la
Empresa Administradora Cerro S.A.C. – Pasco – 2020**

Para optar el título profesional de
Ingeniero Civil

Autor: Bach. Flor Nora ALCANTARA VELIZ

Asesor: Dr. Hildebrando Aníval CONDOR GARCIA

Cerro De Pasco – Perú – 2021

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**Diseño estructural de la Planta de Chancado Primario con el fin
de incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la
Empresa Administradora Cerro S.A.C. – Pasco – 2020**

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:

Mg. Pedro YARASCA CORDOVA

Presidente

Mg. Luis Villar REQUIS CARBAJAL

Miembro

Mg. José German RAMIREZ MEDRANO

Miembro

DEDICATORIA

A Dios, por ser la razón de nuestras vidas.

A mi madre FILOMENA, esposo JULIO e hija ISABELLA, ya que ellos siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo, por sus consejos para ser de mí, una mejor persona y por el sacrificio que han hecho para culminar esta meta en mi vida profesional.

RECONOCIMIENTO

Por medio del presente informe de investigación hago llegar mis sinceros reconocimientos de inmensa gratitud a mis familiares por sus grandes esfuerzos de aportar y apoyar toda mi educación, a los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por haber aportado en mi formación profesional.

A los Trabajadores de la Empresa minera de la Unidad Económica Administradora Cerro S.A.C. por el apoyo incansable e incondicional durante el desarrollo de la investigación con sus aportes teóricos, prácticos, sugerencias y selección de equipos y maquinarias para hacer realidad.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo analizar, diseñar y construir una cimentación para el montaje de una chancadora de quijada, sabiendo que las vibraciones y la transmisibilidad de las fuerzas producidas por la máquina, a los alrededores; realizando para ello una investigación teórica experimental.

El funcionamiento de la chancadora de quijada produce ruidos y vibraciones que ocasionan malestar y perturbaciones en el ambiente de trabajo y salas contiguas, que son consecuencia de defectos en la cimentación, el montaje y posiblemente originadas en el diseño mismo de la máquina, y después calcular la rigidez del material

El análisis de la cimentación de la máquina se ha realizado mediante el software SAP 2000 considerando en un bloque de hormigón rígido en reposo sobre la superficie del terreno y el apoyo de la máquina.

Considerando que el modo traslacional en el eje z, puede ocurrir independientemente de cualquier otro movimiento; se ha hecho el estudio correspondiente, teniendo en cuenta que el funcionamiento de la máquina produce una fuerza vertical, que pasa por el centro de gravedad de la máquina y la cimentación. Bajo esta condición, la cimentación sólo vibra en la dirección vertical respecto a su posición media de equilibrio estático.

Este estudio experimental, establece una base teórica-práctica para el control de las vibraciones en la chancadora de quijada y que además servirá para la solución de problemas de vibraciones en la cimentación de máquinas en muchas ramas de la industria y servicios. Los resultados serán útiles para tomarlos como referencia en posteriores diseños de cimentaciones.

Palabras clave: Diseño estructural, incrementar producción

ABSTRACT

This research work aims to analyze, design and build a foundation for the assembly of a jaw crusher, knowing that vibrations and the transmissibility of the forces produced by the machine, to the surroundings; performing for this an experimental theoretical investigation.

The operation of the jaw crusher produces noise and vibrations that cause discomfort and disturbances in the work environment and adjoining rooms, which are a consequence of

Defects in the foundation, assembly and possibly originated in the design of the machine itself, and then calculate material stiffness.

The analysis of the foundation of the machine has been carried out using the SAP2000 software considering a rigid concrete block at rest on the surface of the ground and the support of the machine.

Whereas the translational mode on the z axis can occur independently of any other movement; the corresponding study has been done, taking into account that the operation of the machine produces a vertical force, which passes through the center of gravity of the machine and the foundation. Under this condition, the foundation vibrates only in the vertical direction with respect to its average static equilibrium position.

This experimental study establishes a theoretical – practical basis for the control of vibrations in the jaw crusher and that will also serve to solve vibration problems in the foundation of machines in many branches of industry and services. The results will be useful to take as a reference in later foundation designs

Keywords: Structural design, production increase.

INTRODUCCIÓN

Para el diseño de la fundación o cimentación en la sección chancado primario, en la que se va incrementar la producción, se tienen en cuenta el tipo de suelo y los materiales que va a constituir la fundación y establecer los criterios para facilitar los medios para evaluar si el diseño es satisfactorio. El rendimiento, la seguridad y la estabilidad de las máquinas dependen en gran medida de su diseño, la fabricación y la interacción con el medio ambiente.

En principio, las cimentaciones deben estar diseñadas para que las fuerzas dinámicas se transmitan al suelo, a través de la cimentación, de tal manera que todo tipo de efectos perjudiciales para las personas y otras máquinas sean eliminados. Para ello, las siguientes condiciones deben ser satisfechas: que no se haga daño por vibración a la estructura en la que se encuentra la máquina y también a las estructuras adyacentes, que no se haga daño a la propia máquina, el rendimiento de la máquina o las máquinas adyacentes, que no se genere un excesivo costo de mantenimiento para las máquinas y las estructuras, que salud y el bienestar de las personas en los alrededores no se ve afectada negativamente y que la resonancia, por ser un fenómeno muy perjudicial, no debe tener lugar, es decir, la frecuencia de funcionamiento de la máquina no debe coincidir con la frecuencia natural de la fundación.

Para poder desarrollar el trabajo de tesis, el presente consta de los siguientes capítulos:

Capítulo I: Problema de investigación integrada por la delimitación de la investigación, formulación de la investigación con el planteamiento del problema principal, y específicos, la formulación de los objetivos (general y específicos), la justificación y las limitaciones de la investigación.

Capítulo II: da a conocer el marco teórico con los antecedentes de estudio, las bases teóricas – científicas, la definición de términos básicos, la formulación de las hipótesis (general y específicos) la identificación de las variables y la definición operacional de las variables e indicadores.

El capítulo III: trata del tipo, método y diseño de la investigación, la población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos, tratamiento estadístico, selección, validación y confiabilidad de los instrumentos de investigación, la orientación ética.

En el capítulo IV: se da a conocer los resultados y discusión conteniendo la descripción del trabajo de campo, presentación, análisis e interpretación de resultados, la prueba de hipótesis y discusión de resultados.

INDICE

DEDICATORIA

RECONOCIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

INDICE

CAPÍTULO I	1
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Identificación y Determinación del Problema	1
1.2. Delimitación de la Investigación	3
1.3. Formulación del Problema.....	4
1.3.1. Problema Principal.....	7
1.3.2. Problemas Específicos	7
1.4. Formulación de Objetivos.....	7
1.4.1. Objetivo General	7
1.4.2. Objetivos Específicos.....	7
1.5. Justificación de la investigación.....	8
1.6. Limitaciones de la Investigación	8
CAPÍTULO II	9
MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes de Estudio.....	9
2.2. Bases Teóricas – Científicas	11
2.2.1. Diseño Estructural	11
2.2.2. Modelamiento de SAP.	12
2.2.3. Ingeniería Civil.....	19

2.2.4. Planta Concentradora	19
2.2.5. Conminución.....	20
2.2.6. Trituradora de Mandíbula	22
2.2.7. Trituradora de Impacto.....	26
2.3. Definición de Términos Básicos	28
2.4. Formulación de Hipótesis	29
2.4.1. Hipótesis General	29
2.4.2. Hipótesis Específicos	29
2.5. Identificación de Variables.....	29
2.5.1. Variable Dependiente.....	29
2.5.2. Variable Independiente	30
2.6. Definición Operacional de Variables e Indicadores.....	30
CAPÍTULO III	31
METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN.....	31
3.1. Tipo de Investigación	31
3.2. Método de Investigación.....	31
3.3. Diseño de Investigación	31
3.4. Población y Muestra.....	32
3.4.1. Población	32
3.4.2. Muestra.....	32
3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	32
3.5.1. Método.....	32
3.5.2. Técnica	32
3.6. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	33
3.6.1. Códigos y Estándares	34
3.6.2. Materiales.....	34

3.6.3. Bases de Diseño.....	34
3.6.4. Estados de Carga.....	37
3.7. Tratamiento Estadístico.....	48
3.7.1. Diseño de Fundaciones.....	48
3.7.2. Esquemas.....	52
3.7.3. Cubicación.....	53
3.8. Selección, Validación y Confiabilidad de los Instrumentos de Investigación	
54	
3.9. Orientación Ética.....	54
CAPÍTULO IV.....	55
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	55
4.1. Descripción Del Trabajo De Campo.....	55
4.2. Presentación, Análisis e Interpretación de Resultados.....	57
4.2.1. Bases de Diseño Generales.....	57
4.2.2. Esquematización.....	57
4.2.3. Consideraciones del Suelo de Fundación.....	58
4.2.4. Propiedades del Relleno Estructural.....	59
4.3. Prueba de Hipótesis.....	60
4.3.1. Diseño de Muro de Contención y Losa Chancado Primario.....	60
4.3.2. Bases de Diseño.....	61
4.3.3. Reacciones de Estructura de Soporte de Faja Sobre 002.....	62
4.3.4. Cargadores Frontales Considerados.....	62
4.3.5. Estados de Carga.....	63
4.3.6. Combinaciones de Carga.....	83
4.3.7. Diseño de Fundaciones (Cimentación).....	84
4.3.8. Análisis de Estabilidad.....	84

4.3.9. Análisis de Cortante	86
4.3.10. Verificación a Flexión.....	86
4.3.11. Flexión en Losa.....	88
4.4. Discusión de Resultados	89
4.4.1. Diseño de Fundaciones de Cepas Faja 002	89
4.4.2. Estados de Carga	91
4.4.3. Diseño de Fundaciones	95

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y Determinación del Problema

Respecto a las cotizaciones de los precios de los metales, durante los primeros meses del 2018 se mantuvo la tendencia alcista de los meses previos al cierre del año 2017, tanto para los metales preciosos como para los metales base, lo cual le dio estabilidad a la industria minera en general. La cotización del zinc tocó los 3,606 USD/TM, en febrero del 2018, alcanzando así su máximo histórico desde julio del 2007. La misma línea siguió el precio del plomo, llegando al pico de 2,589 USD/TM. No obstante, las expectativas positivas fueron revirtiéndose tanto por el escenario de incertidumbre generado por la guerra comercial entre Estados Unidos y China, así como por el ingreso de nuevas producciones por el lado de la oferta. Respecto a los metales preciosos, cabe señalar que la Reserva Federal de los Estados Unidos continuó con su política de incremento de la tasa de interés de referencia para normalizar su política monetaria en perjuicio de las cotizaciones de los metales preciosos. La cotización del oro llegó a su nivel más

bajo en setiembre del 2018 cuando alcanzó los 1198 USD/oz rompiendo la barrera de los 1200 USD/oz; seguido por la plata que disminuyó a 14,26 USD/oz en el mismo mes. El precio del zinc disminuyó 24,1%, pasando de 3309 USD/TM al final del 2017 a 2511 USD/TM al cierre del 2018. De igual manera el precio del plomo disminuyó 19,5%, de 2495 USD/TM al cierre del 2017 a 2009 USD/TM al cierre del 2018; el cobre disminuyó 16,7%, 5965 USD/TM; la plata disminuyó 8,3%, 15,47 USD/oz y el oro en 1,1%, 1280 USD/oz. Como hemos venido monitoreando anualmente, según el Instituto Fraser para el 2018, el Perú escaló cinco posiciones en el ranking de atracción para la inversión minera, ocupando el puesto 14 de 83 jurisdicciones evaluadas.

Sin embargo, este ranking anual evalúa dos factores: el potencial geológico y la percepción política. En el potencial geológico, el Perú alcanzó el puesto 8, seis posiciones mejor respecto al 2017; pero en cuanto a la percepción de las políticas y prácticas públicas asociadas al sector, el Perú obtuvo un lejano puesto 37, seis posiciones mejor, aunque seguimos siendo superados por Botswana, Namibia, Chile, entre otras. Cabe mencionar que nuestro vecino país, Chile, alcanzó el puesto 6, principalmente por una mejor percepción política y estabilidad del país, ya que en el potencial geológico ocupó el puesto 9, un puesto por debajo del Perú. Debemos poner mayor énfasis en promover políticas de Estado para aprovechar el potencial minero peruano, facilitar las inversiones y garantizar la puesta en marcha de importantes proyectos que aún están estancados, como Tía María, Cuajone, Quellaveco, Conga, Río Blanco, Galeno, Michiquillay, La Granja, entre otros. Es lamentable tener que mencionar el caso de Minera Las Bambas, afectada permanentemente por conflictos sociales y que con interferencias políticas extremistas de izquierda la han llevado incluso a paralizar sus operaciones.

La Unidad Económica Administradora Cerro SAC viene desarrollando proyectos de expansión minera en el tajo abierto Raúl Rojas, y estando instalado una Planta

Concentradora de 6000 TMPD que en su tiempo era considerada como la gran minería allá por los años 1980 y en la actualidad hay plantas que superan las 200 mil toneladas diarias, motivo por el cual hay necesidad de diseñar nuevas estructuras y equipos para incrementar la producción diaria de la planta concentradora, asimismo que se entiende como parte de un fenómeno social de reclutamiento de personas de un lugar a otro con el objetivo de trabajar, el cual, debe corresponder a la calidad que hoy en día es exigida por las leyes mineras.

Se propone la instalación de una nueva chancadora primaria en las instalaciones de la planta concentradora de Cerro S.A.C.

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características del terreno, este se ha estructurado en base al programa SAP2000, Los cálculos referentes al comportamiento de las estructuras capaces de soportar el trabajo duro y movimientos provenientes de los disparos diarios y de un posible sismo.

Referente a la chancadora primaria se va elegir de acuerdo a catálogos y el tratamiento diario que se va desarrollar.

1.2. Delimitación de la Investigación

La investigación desarrollada se va llevar a cabo en las instalaciones de la planta Concentradora de la Unidad Económica administradora Cerro SAC, en el área o sección de chancado primario con la finalidad de incrementar la producción de tratamiento de los minerales sulfurados u oxidados que la empresa tiene denunciado.

Al asumir la responsabilidad de llevar a cabo un estudio del diseño de estructuras o las bases donde se va colocar o instalar la chancadora primaria vino a nuestra mente como iniciamos este trabajo, por donde empezamos, al ir conversando llegamos a determinar que el tiempo es un factor contrario a las aspiraciones del

ser humano por lo que determinamos realizar el trabajo en un lapso de seis meses, ya que 12 meses es muy expenso y tres meses es muy corto.

Para el diseño de estructuras es necesario empezar conociendo del terreno es decir determinar el tipo de suelo en segundo lugar sobre ese suelo que estructura se va acondicionar, si va ser estático o va ocasionar movimientos, si fuera un edificio las cargas son estáticas, pero en nuestro caso va ser instalado una chancadora primaria que va ocasionar vibraciones al momento de ingresar la carga. Entonces debemos de utilizar un software que nos ayude en la determinación de la estructura.

El diseño estructural de la sección de chancado primario debe de desarrollarse para soportar el peso de la maquinaria, debe de soportar las vibraciones, los movimientos telúricos que se puede ocasionar o movimientos del suelo al momento de realizar disparos para la extracción del mineral, y otros factores como la humedad del suelo en temporadas lluviosas.

1.3. Formulación del Problema

Volcán Compañía Minera S.A.A. es una empresa minera diversificada y un importante productor global de zinc, plata y plomo. Está ubicado en el distrito de Simón Bolívar, en el centro poblado de Paragsha.

El inicio de la Historia de **Volcán** se remonta al año 1943, en las alturas del abra de Ticlio, donde se iniciaron las primeras labores mineras que a la fecha, después de más de medio siglo de aporte para la minería, siguen en franco crecimiento operativo. La mina Ticlio estuvo conformada por un grupo de 30 concesiones mineras que fueron otorgadas por el Estado Peruano para que las trabaje su titular, Volcan Mines Co. En 1944 Volcán inició la producción de la mina Ticlio y el mineral fue vendido a la concentradora Mahr Túnel, en ese entonces de Cerro de Pasco Copper Corporation.

- 1997: Volcan Compañía Minera S.A. adquirió en subasta pública la Empresa Minera Mahr Túnel S.A., propietaria de las minas San Cristóbal y

Andaychagua, por la suma de US\$ 127'777,777 de pago en efectivo más un compromiso de inversión de US\$ 60 millones, que se cumplió al tercer año.

- 1998: se llevó adelante un proceso de fusión entre ambas compañías, creándose Volcan Compañía Minera S.A.A. Previo y para facilitar la subasta, se ejecutó con Centromin un canje de concesiones mineras en el área de San Cristóbal, Andaychagua y Carahuacra.
- 1999: Volcan Compañía Minera S.A.A. adquirió en subasta pública Cerro de Pasco, esto es la Empresa Minera Paragsha S.A.C. por US\$ 62 millones de pago en efectivo más una inversión ejecutada de US\$ 70 millones del compromiso de privatización.
- 2000: adquiere la Empresa Administradora Chungar S.A.C. y Empresa Explotadora de Vinchos Ltda. S.A.C. que comprenden las minas Animón y Vinchos, respectivamente. Ambas por un precio de US\$ 20 millones en efectivo más 16 millones de acciones Clase B de Volcan.
- 2004: se inician las operaciones en la mina de plata Vinchos, llegando a producir hasta el 31 de diciembre de 2009 más de 6 millones de onzas finas de plata. Ese mismo año asumió la presidencia Roberto Letts Colmenares.
- 2006: adquiere la mina Zoraida, de Minera Santa Clara y Llacsacocha S.A. En el año 2007 adquiere el 100% de Compañía Minera El Pilar, propietaria de la mina El Pilar contigua a la mina y tajo de Cerro de Pasco. En ese mismo año, inicia exploraciones en el proyecto de cobre Rondoní de Compañía Minera Vichaycocha.

El sector minería e hidrocarburos pasó de crecer 3,2% en el 2017 a contraerse 1,3% en el 2018, como consecuencia de una menor producción de oro. Cabe señalar que, a nivel nacional, también se registró una menor producción de cobre, plata y plomo.

La minería es responsable de impulsar el desarrollo del país, las oportunidades no se presentan todos los días y debemos recordar que competimos en el mundo

para atraer nuevas inversiones, que se van a los países donde se les ofrece mejores condiciones. Estamos observando que países vecinos tradicionalmente no mineros, como Ecuador, Colombia y Argentina, empiezan a desarrollar un mejor posicionamiento como país para atraer inversionistas que aprovechen su potencial minero. No se puede dejar de reiterar que la excesiva presión fiscalizadora en temas tributarios, laborales, ambientales y sociales deja sin oportunidad de desarrollo el gran potencial de la industria minera en el país. Lo anterior, además del daño ocasionado por la ley de consulta previa y el uso ineficiente del canon minero, cuya distribución debería hacerse más eficiente de acuerdo con las necesidades de cada región, ocasionaron conflictos sociales que a la fecha no han sido resueltos. Esto ha generado retrasos en la inversión privada y sobrecostos en las compañías mineras locales. Cabe señalar que el poder Ejecutivo siguió intentando llevar adelante una serie de reformas para reducir los excesivos trámites que tiene que cumplir hoy el sector minero para poder explorar y poner en marcha los proyectos, pero con resultados que aún no se evidencian. La producción de Volcan durante el 2018 fue de 241 000 TMF de zinc, 17 millones de onzas de plata y 47 000 TMF de plomo, es decir disminuciones de 5,5%, 1,7% y 7,9%, respectivamente, comparados con el 2017.

Esto principalmente explicado por las paralizaciones de las operaciones en las unidades de Chungar, por más de tres semanas, y Yauli, por dos semanas, con la finalidad de asegurar el cumplimiento de los altos estándares de seguridad de la Compañía. Es importante mencionar que Volcan continúa enfocada en el control y la reducción de costos en todas las unidades operativas. Se han identificado oportunidades específicas de mejora relacionadas a las secciones de minado, sostenimiento, mantenimiento, transporte y áreas de soporte, las cuales se implementarán en los siguientes meses. Es así que el costo unitario del 2018 fue 46,6 USD/TM, 2,6% menor a los 47,9 USD/TM del 2017.

A nivel local nos encontramos enfrentados con la población al negarse que se siga expandiendo la minería en Cerro de Pasco como es el caso del proyecto Plan L, que en los años anteriores ya habíamos tenido la aceptación de las autoridades, pero los grupos antimineros han hecho que este plan sea postergado. Pero sin embargo nuevas exploraciones dan a conocer que si se tiene minerales sulfurados en las entrañas de la concesión minera haciendo factible el presente estudio de ampliación

1.3.1. Problema Principal

¿Cuál es la finalidad de hacer el diseño estructural en la Planta de Chancado Primario para el incremento de la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.?

1.3.2. Problemas Específicos

1. ¿Qué parámetros debemos de controlar en el diseño estructural de la planta de chancado primario para el incremento de la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.?
2. ¿Qué tipo de fundaciones tendrá el diseño estructural de la planta de chancado primario para el incremento de la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.?

1.4. Formulación de Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural de la Planta de Chancado Primario para el incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

1.4.2. Objetivos Específicos

1. Identificar los parámetros que debemos de controlar en el diseño estructural de la planta de chancado primario para incrementar la

producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

2. Identificar los elementos de la fundación en el diseño estructural de la planta de chancado primario para incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

1.5. Justificación de la investigación

El presente proyecto de investigación tiene como finalidad dar a conocer como debemos de realizar un diseño estructural para soportar el peso del equipo y el movimiento ocasionado por el trabajo que va desarrollar es un trabajo netamente técnico con el uso de herramientas tecnológicas que hace que el diseño sea más versátil y confiable que anteriormente se realizaba con muchos cálculos matemáticos que complicaban su interpretación.

Referente a lo económico debemos de manifestar que el diseño estructural bien desarrollado nos permite instalar un equipo o maquinaria que va trabajar confiablemente y que no va a presentar problema alguno.

En cuanto a al medio ambiente se va instalar una máquina que va tener captadores de polvo que ocasiona contaminación ambiental, así como también el control del sonido que es muy fuerte en la sección d chancado.

1.6. Limitaciones de la Investigación

Referente a las limitaciones debemos de considerar en lo espacial como un diseño estructural complicado ya que se debe de conocer el tipo de terreno, elementos de constitución de la estructura, el tipo de trabajo que se va aplicar en el equipo, por otro lado, debemos de tener presente que no hay bibliografía adecuada para el diseño estructural ya que es netamente técnico. Por otro lado, debemos de elaborar un diseño en seis meses que luego será sustentada ante el directorio quienes van a valorar si es factible o no factible el diseño estructural en la planta de chancado primario.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de Estudio

Diseño **y construcción de una trituradora de mandíbulas de excéntrica elevada**. Autor: Edgar José Ortiz Ortega y Ronald Julián Tirado Abril

La finalidad de este trabajo de grado es diseñar y construir una trituradora de mandíbulas de excéntrica elevada con el objeto de que esta cumpla a cabalidad con la segunda fase correspondiente a la primera etapa de la conminución de los minerales auríferos, proporcionando así el tamaño adecuado de roca para que se ejecute una posterior molienda de manera eficiente.

La trituradora de mandíbulas de excéntrica elevada presenta mejores características de diseño que la hace sobresalir ante otras; debido a que se adapta a los parámetros establecidos de diseño, por ejemplo; la trituradora construida presenta un fácil montaje y mantenimiento, ya que todo diseño es modular.

Así mismo la máquina facilita la alimentación y la descarga del material debido al movimiento excéntrico que la leva transmite a la placa de trituración, el cual produce un efecto de empuje del mineral hacia la cavidad de trituración, obteniéndose mayores velocidades de triturado y por ende mayor capacidad con menor consumo de energía.

Estudio de las vibraciones de una chancadora de quijada del laboratorio de ingeniería de minas de la PUCP. Autor: Norman Oswaldo Aguirre Zaquinaula

El presente trabajo tiene como objetivo analizar, diseñar y construir una cimentación para el montaje de una chancadora de quijada y seleccionar un aislador de vibraciones que disminuya la transmisibilidad de las fuerzas producidas por la máquina, a los alrededores; realizando para ello una investigación teórica experimental. El funcionamiento de la chancadora de quijada produce ruidos y vibraciones que ocasionan malestar y perturbaciones en el ambiente de trabajo y salas contiguas, que son consecuencia de defectos en la cimentación, el montaje y posiblemente originadas en el diseño mismo de la máquina. Para ello se ha obtenido mediciones de los parámetros modales de la máquina sin carga y con carga, determinando su frecuencia natural, la transmisibilidad de las fuerzas producidas por la máquina en su funcionamiento y después calcular la rigidez del material del aislador necesario, seleccionarlo y verificar que el montaje de la chancadora disminuya la transmisión de las vibraciones. El análisis de la cimentación de la máquina se ha realizado en un bloque de hormigón rígido en reposo sobre la superficie del terreno y el apoyo de la máquina. Considerando que el modo traslacional en el eje z, puede ocurrir independientemente de cualquier otro movimiento; se ha hecho el estudio correspondiente, teniendo en cuenta que el funcionamiento de la máquina produce una fuerza vertical, que pasa por el centro de gravedad de la máquina y la cimentación. Bajo esta condición, la cimentación sólo vibra en la dirección vertical respecto a su posición media de equilibrio estático. Este estudio

experimental, establece una base teórica-práctica para el control de las vibraciones en la chancadora de quijada y que además servirá para la solución de problemas de vibraciones en la cimentación de máquinas en muchas ramas de la industria y servicios. Los resultados serán útiles para tomarlos como referencia en posteriores diseños de cimentaciones.

2.2. Bases Teóricas – Científicas

2.2.1. Diseño Estructural¹

El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

El diseño estructural debe siempre de obtener un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, ya que, en muchas ocasiones, un exceso en alguno de estos dos aspectos puede conducir al fallo de la estructura.

Usualmente los materiales utilizados en la parte estructural deben cumplir otro tipo de funciones, tales como aislante térmico, acústico, intemperie, impermeabilidad, división de ambientes y otros propios dentro de una estructura.

Además, dentro de otras funciones que cumplen los elementos dentro del diseño estructural están los aspectos arquitectónicos, los cuales deben ser integrados dentro del diseño estructural, a fin de obtener el mejor rendimiento de la estructura total.

¹ https://es.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_estructural

El diseño de una estructura parte de una tipología base para a continuación realizar el cálculo adecuado de resistencias en cada una de sus partes conocidos los materiales y las cargas actuantes.

Para un diseño adecuado se deben tener en cuenta las combinaciones de cargas y en general cualquier situación a la cual se pueda ver sometida la estructura diseñada.

Las tipologías de estructuras se pueden dividir atendiendo a diferentes aspectos:

1. Espaciales o planas
2. Materiales: acero, hormigón, madera, mixtas.
3. Isostáticas, Hiperestáticas, hipostáticas.
4. Uso industrial o residencial: arquitectónico, monumental, artístico

Para su desarrollo se debe atender la normativa legal en cada país que establece unos mínimos de modo que se puedan establecer responsabilidades penales en caso de accidente (por derrumbe o rotura).

En España la norma se engloba dentro del código técnico de la edificación y normas adicionales.

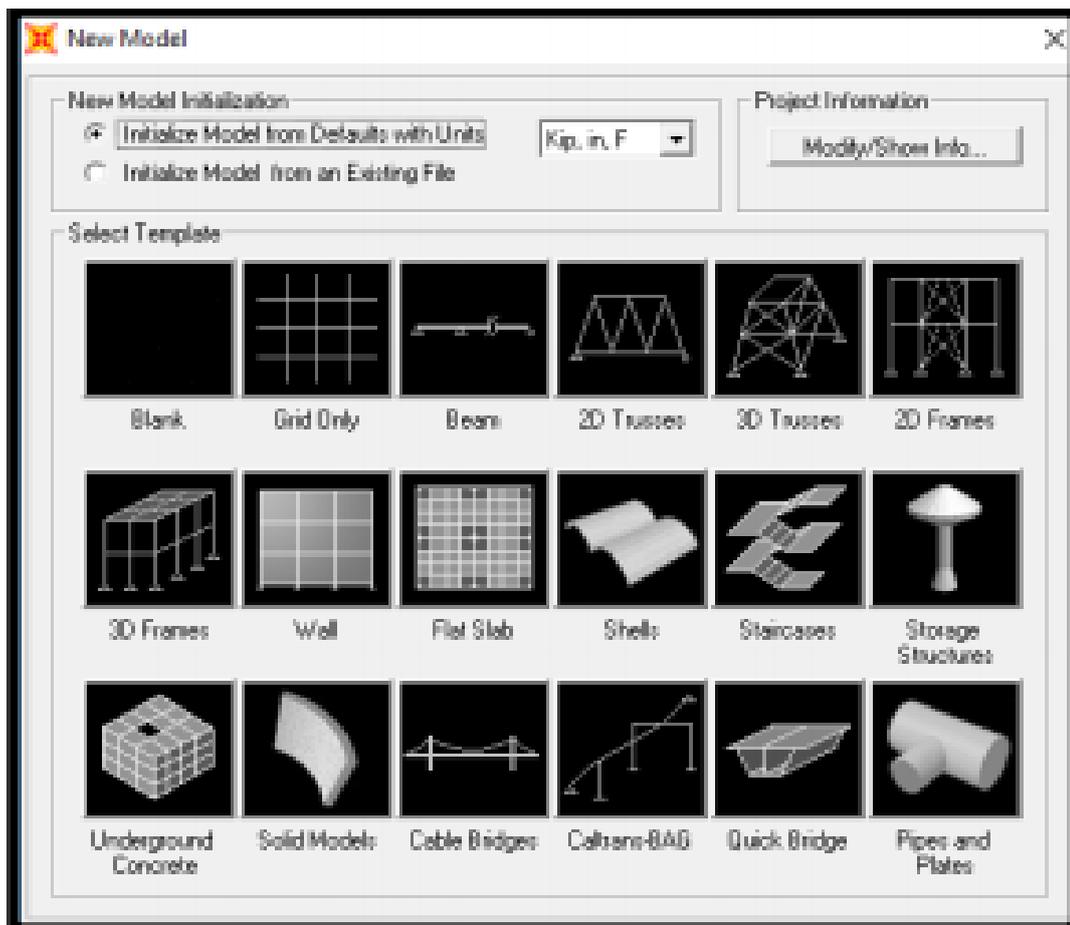
2.2.2. Modelamiento de SAP.

El Software SAP2000 tiene la finalidad de uso del modelamiento de la estructura, para la obtención de momentos y de esta forma comparar con las normativas, si se mantienen dentro del margen crítico de diseño. Al momento de diseño del puente en estudio se tomaron en cuenta las dimensiones propuestas, que según los cálculos realizados manualmente cumplían con el propósito de Soportar la estructura. A continuación, se presenta el proceso que se llevó a cabo para el modelado de la estructura en SAP.

1. Selección de Plantilla. Al abrir el programa se genera un nuevo documento en el cual pide la opción de escoger un nuevo modelo, por

defecto el programa trae muchos modelos a escoger, en este caso escogeremos el modelo “Blank”, que es para el diseño de un modelo nuevo totalmente en blanco, en el cual permite un modelado desde 0 cualquier diseño.

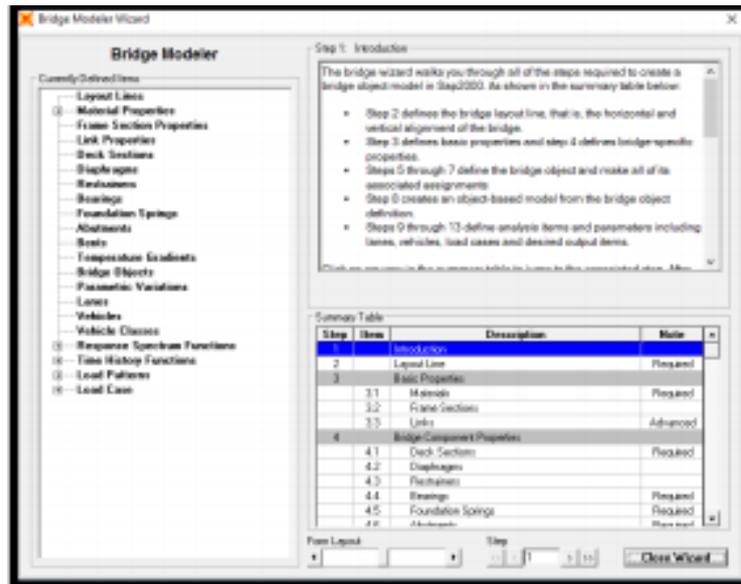
Figura N° 2.1: Selección de Modelo



Fuente: Software SAP2000

2. Bridge Wizard. Este complemento de SAP2000 que permite modelar un puente casi en su totalidad, en este complemento podemos editar dimensiones del puente, cargas, elementos, vehículos y las combinaciones de cargas (COMBOS) los cuales se verán interactuando con la estructura.

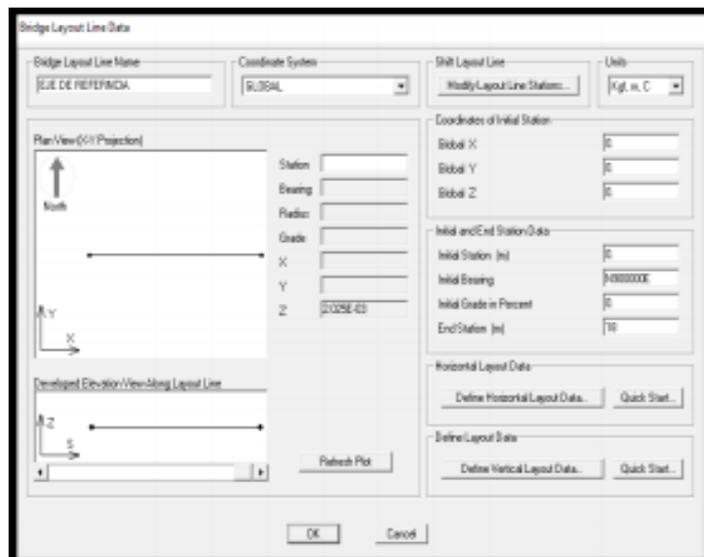
Figura N° 2.2: Bridge Modeler Wizard



Fuente: Software SAP2000

Línea Eje. Se genera una línea central que servirá de eje de referencia a las vías del puente, estas se encontraran de forma paralela a la línea eje, este será el punto de partida para el modelado, esta línea tendrá una longitud de 18m en el eje X.

Figura N° 2.3: Eje de Referencia



Fuente: Software SAP2000

3. Material de Diseño. Se crea un material de diseño en base al concreto con una Resistencia de 5000 PSI y un módulo de elasticidad de 2844200, este material será usado en la conformación de la losa, de la viga y de los diafragmas para que tenga un diseño homogéneo.

Figura N° 2.4: Material de Diseño

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fc = 350

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 5/ft³

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units: Tonf. m. C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2844200

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 1185083.3

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 5000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

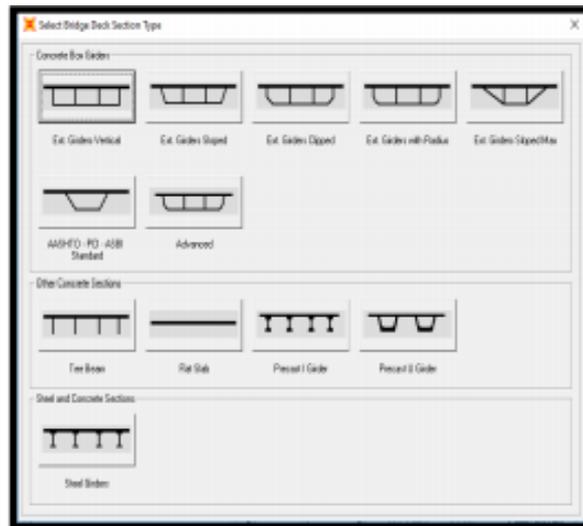
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fuente: Software SAP2000

4. Deck Section. Se crea una seccion de puente nueva, en esta venta se nos muestra una serie de secciones que el software tiene por defecto, donde aparecen las diferentes secciones tipucas de puentes, en este caso se selecciona la opcion "Tee Been" que representa al puente tipo Viga – Losa.

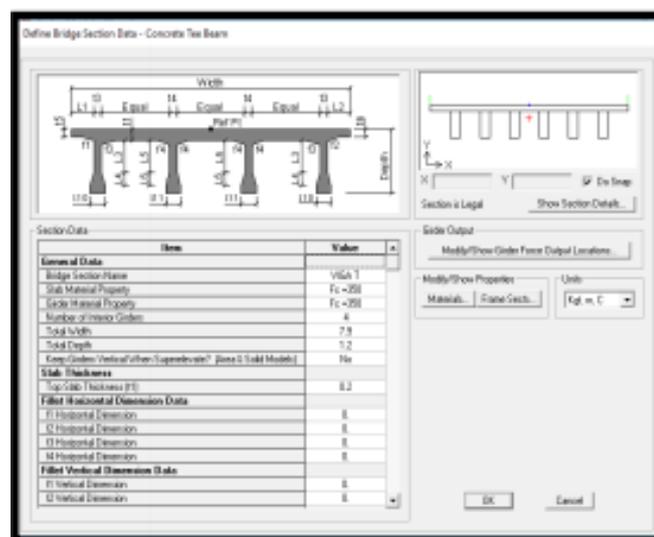
Figura N° 2.5: Sección Típica de Puente



Fuente: Software SAP2000

- Dimensionamiento de Sección. Se definen el material, las dimensiones (alto, ancho y espesor) que tendrán los complementos del puente como lo son, aceras, losa y vigas, a su vez se definen la cantidad de vigas que tendrá el puente.

Figura N° 2.6: Dimensionamiento de Puente



Fuente: Software SAP2000

- Apoyos. Se crean dos tipos nuevos de apoyos para los extremos del puente uno Fijo “Fixed” y uno Móvil “Pined” para permitir los movimientos por dilatación de los materiales ante cambios de la temperatura ambiente al momento de llevarlo a campo.

Figura N° 2.7: Apoyo Fijo

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: FUD

Units: Kgt. m. C

Girder Support Condition:

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

- Foundation Spring
- Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: +

Beam Length:

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: + Fixed

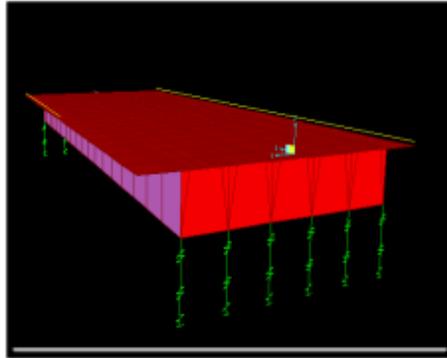
Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Fuente: Software SAP2000

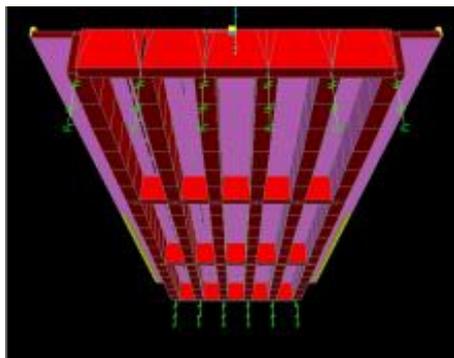
5. Modelo Generado. Se genera un modelo en 3D completo en donde podemos ver el puente de forma laminar o de forma sólida, según la necesidad de las modificaciones que se requieran hacer.

Figura N° 2.8: Vista Laminar Superior



Fuente: Software SAP2000

Figura N° 2.9: Vista Solida Inferior



Fuente: Software SAP2000

Resultados de SAP2000 V.14 En base a lo anterior modelado se obtienen resultados en base a gráficos de momentos en los ejes, las fuerzas axiales aplicadas a toda la estructura y en las diferentes vigas, también se obtiene las tablas de deformaciones en las diferentes partes del puente. De forma visual podemos observar las deformaciones en el puente (exagerado con propósito de visualización).

2.2.3. Ingeniería Civil

La ingeniería **civil** es la disciplina de la ingeniería que emplea conocimientos de cálculo, mecánica, hidráulica y física para encargarse del diseño, construcción y mantenimiento de las infraestructuras emplazadas en el entorno incluyendo carreteras, ferrocarriles, puentes, canales, presas, puertos, aeropuertos, diques y otras construcciones relacionadas². La ingeniería civil es la más antigua después de la ingeniería militar de ahí su nombre para distinguir las actividades no militares con las militares³. Tradicionalmente ha sido dividida en varias subdisciplinas incluyendo ingeniería ambiental, ingeniería civil, en agroindustrias, ingeniería sanitaria, ingeniería geotécnica, geofísica, geodesia, ingeniería de control, ingeniería estructural, mecánica, ingeniería del transporte, ciencias de la tierra, urbanismo, ordenación del territorio, ingeniería hidráulica, ciencia de los materiales, gestión costera, agrimensura, e ingeniería de la construcción⁴. El ingeniero civil ocupa puestos prácticamente en todos los niveles: en el sector público desde el ámbito municipal al gubernamental y en el ámbito privado desde los pequeños consultores autónomos que trabajan en casa hasta los contratados en grandes compañías internacionales.

2.2.4. Planta Concentradora

Se denomina **Planta Concentradora** a una planta de procesamiento de mineral polimetálica que tiene como finalidad su procesamiento en varias etapas hasta obtener Concentrado de este metal. Este Concentrado es

² The American Heritage Dictionary of the English Language, Fourth Edition. Houghton Mifflin Company, 2004 (consultado el 8 de agosto de 2007).

³ «Civil engineering». *Encyclopædia Britannica* Consultado el 9 de agosto de 2007

⁴ «What is Civil Engineering?». *The Canadian Society for Civil Engineering*. Archivado desde el original el 12 de agosto de 2007. Consultado el 8 de agosto de 2007

luego procesado en fundiciones o plantas químicas para obtener el metal en la forma de barras o lingotes.

Para convertir el mineral obtenido de la mina desde la forma de rocas hasta llegar al Concentrado, este es tratado y clasificado en varias etapas mediante una serie de equipos que van reduciendo el tamaño de las rocas de mineral, mediante un proceso que se denomina conminución, para luego someterlo a un proceso denominado flotación.

2.2.5. Conminución

Es una etapa en que mediante aplicación de fuerzas físicas se disminuye el tamaño de las rocas de mineral. Para esto se emplean distintos tipos de equipos, entre los que se encuentran principalmente los de dos tipos: Chancadoras y Molinos.

Una trituradora, chancadora, o chancador como quiera que se llame es una máquina que procesa un material de forma que produce dicho material con trozos de un tamaño menor al tamaño original. Chancadora es un dispositivo diseñado para disminuir el tamaño de los objetos mediante el uso de la fuerza, para romper y reducir el objeto en una serie de piezas de volumen más pequeñas o compactas. Si se trata de una máquina empleada para la minería, la construcción o para el proceso industrial, puede procesar rocas u otras materias sólidas.

En el procedimiento de chancar las piedras en más pequeñas, la primera chancada es generalmente la principal. La acción de cualquier tipo de chancadora hace uso de la fuerza, como medio de llevar a cabo la tarea de aplastar a los objetos. En esencia, implica la transferencia de fuerza de aplastamiento, que se incrementa con la ventaja mecánica, y por lo tanto con la distribución de la fuerza a lo largo del cuerpo del objeto. Esto por lo general, consiste en colocar el objeto entre dos superficies sólidas; una de las superficies actúa como una plataforma y proporciona un lugar para

colocar el objeto; la segunda superficie normalmente se encuentra por encima del objeto y la plataforma, y baja lentamente para ejercer la fuerza sobre el objeto. Como la fuerza destruye el objeto, la superficie superior continúa descendiendo hasta que se ha producido un grado óptimo de reducción de tamaño.

Las chancadoras se emplean especialmente en la construcción o minería, para romper rocas y reducirlas a un tamaño más pequeño.

Algunas de las trituradoras estacionarias son:¹

- Trituradora de mandíbula o chancadora general.
- Trituradora de cono.
- Trituradora de cono resorte.
- Trituradora de cono hidráulica.
- Trituradora de impacto o chancadora de tipo europeo.
- Trituradora de impacto hidráulica.
- Trituradora de impacto de eje vertical.
- Trituradora de impacto de eje vertical con cámara profunda.
- Trituradora o chancadora primaria de impacto.
- Trituradora desbrozadora.

La chancadora de cono hidráulica, es la nueva chancadora de cono que tiene el nivel avanzado, su uso no sólo mejora la capacidad de producción y la eficiencia de trituración, sino también amplía el campo de aplicación, de la piedra caliza a basalto, de la producción de piedra a una variedad de minerales de trituración.

La chancadora general, es uno de los equipos más utilizados en la producción industrial y mineral, se aplica principalmente en la trituración gruesa y media de las materias de resistencia a compresión no mayor a

320Mpa, caracteriza por alta relación de reducción, alta producción, mantenimiento fácil, costo de operación económico, etc.

La chancadora de tipo europeo, es la nueva generación del producto de alta calidad, con la última tecnología internacional actual. Al estar mejorada con un mecanismo de ajuste, la operación es más rápida y práctica.

2.2.6. Trituradora de Mandíbula

La trituradora de mandíbula⁵ se destina principalmente al uso de la maquinaria de trituración de primer nivel o primaria (trituración gruesa y media), clasificada en el modelo de oscilación sencilla, modelo de oscilación compleja y el modelo de oscilación mixta.

La trituradora se clasifica generalmente en el tipo de oscilación compleja y la sencilla, destinándose principalmente a la trituración gruesa y media.

En los últimos años, ha aparecido la trituradora de oscilación mixta, destinada a la trituración fina; así como la trituradora fuerte de ferrocromo a microcarbono, que tiene alta intensidad de trituración y alta dureza.

Hay tres tipos de trituradoras de mandíbulas de acuerdo con el lugar que ha sido fijada la placa móvil:

1. Tipo Blake, fijada en el punto más alto, por ejemplo, en el área de recepción o alimentación;
2. Tipo Dodge, fijada en el punto más bajo, por ejemplo, en el área de descarga;
3. Tipo Universal u oscilante, fijada en el punto medio del cuerpo de la trituración.

⁵ Según la definición de la rae, *chancadora* es un sinónimo de *trituradora*. El término *chancadora* es utilizado en Bolivia, Chile, Ecuador y Perú

La trituradora de mandíbula es uno de los equipos de trituración más utilizados en la producción industrial y mineral, se aplica principalmente en la trituración gruesa y media de las materias de resistencia a compresión no mayor a 320Mpa, caracterizada por alta relación de reducción, alta producción, granulosis homogénea, estructura sencilla, funcionamiento fiable, mantenimiento fácil, coste de operación económico, etc.

La trituradora de esta serie se aplica principalmente en metalurgia, minas, química, cemento, construcción, material refractario y cerámica, etc.; para su trituración gruesa y media de los minerales y rocas duros.

La trituradora de esta serie es más conveniente para triturar los minerales blandos y duros de la resistencia a compresión no mayor a 300Mpa, el tamaño máximo de las materias a triturar no puede exceder lo especificado en la tabla de parámetros técnicos.

La trituradora de mandíbula es un equipo de trituración de alto rendimiento y ahorro energético desarrollado con toda dedicación integrando las experiencias exitosas de los productos del mismo tipo en el interior y exterior.

Esta máquina se conviene a la trituración gruesa, media y fina de las diferentes materias de dureza Mohs menos a nivel 7; en la trituración fina se debe elegir la trituradora de mandíbula de trituración fina.

Se destina en mayor parte a la trituración de granulosis media de los diferentes minerales, y materias de gran tamaño de la resistencia a la compresión no mayor a 320 Mpa, y se divide en la trituración gruesa y la fina. Los productos de esta serie llevan las especificaciones completas.

La trituradora de mandíbula se conviene para a mineral de hierro sulfúrico, mineral fosfático, baritina, celestina, carburo cálcico, coque, caliza, etc.

La trituradora de mandíbula se aplica ampliamente en los departamentos industriales tales como minas, metalurgia, material constructivo, carretera, ferrocarril, obras hidráulicas y químicas, carbón y tráfico, etc.

La trituradora de mandíbula es un equipo de trituración que aparece tempranamente, y se caracteriza por:

Estructura sencilla, firme, funcionamiento fiable y seguro;

Poco coste de operación, producción y construcción;

Mantenimiento, reparación y uso fácil, función estable, y gran relación de reducción;

Tiene profunda cavidad de trituración sin zona muerta, elevando la capacidad de alimentación y la producción;

Alta relación de reducción, y granulosis homogénea de productos;

El dispositivo regulador de modo arandela en la salida de materias es fiable, accesible, y de gran alcance de ajuste, aumentando la flexibilidad del equipo;

El sistema de lubricación es fiable y seguro, las piezas se cambian con facilidad, y es de poco mantenimiento;

Ahorra energía: una máquina unitaria ahorra 15-30 % de energía, ahorrando mayor a una vez;

La salida de material dispone gran alcance, pudiendo satisfacer los diferentes requisitos de clientes;

Es de poco ruido y poco polvo.

Está compuesta principalmente de armazón, eje excéntrico, polea grande, volante, mandíbula móvil, placa de protección lateral, placa codo, asiento trasero de paca codo, husillo regulador de holgura, resorte restaurador, mandíbula fija y la móvil, etc.; entre cuales la placa codo también sirve de seguros.

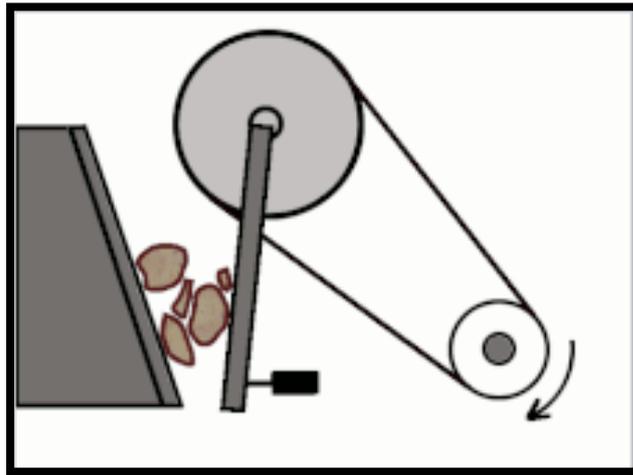
Se adopta el acero al manganeso de alta intensidad, fundido y configurado de una vez, disponiendo las ventajas tales como resistencia a fricción y a presión, y larga vida de servicio, etc. Se aplica principalmente a la trituración de las piedras grandes, medias y pequeñas y los objetos correspondientes.

En el funcionamiento, el motor eléctrico hace rotar a las poleas que conducen el eje excéntrico, haciendo que la mandíbula móvil se acerque y aleje periódicamente a la mandíbula fija, realizando las múltiples trituraciones como estrusión, frotación y enrodillamiento, etc, para que el material se rompa y disminuya su tamaño, cayendo gradualmente hasta que se evacuen por la salida.

Ámbito de funcionamiento: En el proceso de triturar las piedras grandes en pequeñas, la primera trituradora es generalmente la principal. Cuando se alimenta la trituradora de mandíbula, el material se deposita desde el tope hasta la cavidad de trituración, mientras los dientes de la mandíbula empujan con gran fuerza el material hacia la pared para así triturar las piedras.

Lo que soporta el movimiento de los dientes de mandíbula es un eje excéntrico que pasa por el armazón del cuerpo. El movimiento excéntrico se produce generalmente por los volantes fijados en los dos extremos del eje. Los volantes y los rodamientos de soporte excéntrico adoptan con frecuencia rodamientos de rodillos esféricos. El ámbito de funcionamiento de los rodamientos es muy riguroso, ya que el rodamiento debe aguantar cargas de gran impacto, líquidos corrosivos y alta temperatura. Aunque este ambiente es muy riguroso, la trituradora de mandíbula igualmente debe funcionar con mucha fiabilidad, ya que es un eslabón clave para garantizar el rendimiento de producción.

Figura N° 2.10: Diagrama de una trituradora de mandibula



Fuente: Elaboración propia

La capacidad de producción de la trituradora depende de las características de las materias a triturar (intensidad, dureza, y composición de granulosidad alimentada, etc.), las funciones de la trituradora y las condiciones de operación (casos de alimentación y dimensión de la salida de materias), etc.

2.2.7. Trituradora de Impacto⁶

Los productos finales son de forma de cubo, sin tensión y grietas. Puede romper diversos materiales gruesos, medianos y pequeños (granito, caliza, hormigón, etc.) con tamaños de hasta 500 mm y resistencia a la compresión de hasta 350Mpa.

Son ampliamente utilizadas la trituración mediana y fina en las industrias de mineral, ferrocarril, carretera, energía, cemento, química, construcción, etc. Tales como piedra caliza, Clinker, escoria, coque, carbón, etc. El

⁶ Google libro de trituradoras

tamaño de partícula se puede ajustar de descarga, con diversas especificaciones de trituración.

La trituradora de impacto se utiliza generalmente para la trituración gruesa, mediana y fina, de los materiales frágiles de hasta mediana dureza; tales como piedra caliza, carbón, carburo de calcio, cuarzo, dolomita, mineral de sulfuro de hierro, yeso y materias primas químicas.

Características funcionales son:

La boca entrada de alimentación es grande y la cámara de trituración es profunda. Puede machacar los materiales duros y grandes, con menor cantidad de polvo.

Es fácil regular el intersticio entre la placa de impacto y el martillo, para controlar la granularidad y la forma de los productos eficientemente.

La máquina es de estructura organizada y confiable. El rotor tiene gran inercia.

Los martillos son de acero al cromo, que tienen gran resistencia al desgaste y al impacto. Coeficiente excelente de forma del material triturado.

El rotor tiene gran fuerza de impacto.

Funcionalidad completa, eficiencia alta, desgaste bajo y beneficio alto.

La conexión del conjunto de expansión y la estructura, son simples, de fácil mantenimiento y económico

La trituradora de impacto se compone principalmente de chasis, rotor, la transmisión del rotor y las placas de impacto. Las trituradoras de impacto son mecánicas, por machacar los materiales usando la energía de impacto.

En primer lugar, los materiales entran en la cámara de trituración desde la boca de alimentación. El rotor se rueda a alta velocidad cuando trabaja la máquina. Los materiales serán despedazados por el impacto con el

martillo del rotor, y serán tirados a la placa de impacto. Así repite el proceso y los materiales serán machacados repetidamente. Los productos finales serán descargados hasta que corresponden la granularidad necesitada. Para cambiar la granularidad y la forma de los productos finales, se puede ajustar el intersticio entre la placa de impacto y el rotor

2.3. Definición de Términos Básicos

Diseño. El diseño se define como el proceso previo de configuración mental, «prefiguración», en la búsqueda de una solución en cualquier campo. Se aplica habitualmente en el contexto de la industria, ingeniería, arquitectura, comunicación y otras disciplinas que requieren creatividad.

Estructura. La estructura es la disposición y orden de las partes dentro de un todo. También puede entenderse como un sistema de conceptos coherentes enlazados, cuyo objetivo es precisar la esencia del objeto de estudio. La estructura es el conjunto de elementos que caracterizan un determinado ámbito de la realidad o Sistema.

Diseño estructural. Diseño estructural es uno de los campos donde se desarrolla la Ingeniería Civil.

Chancador primario. Es el equipo o máquina que realiza el primer proceso de chancado del material. Éste puede ser un chancador giratorio, el que está formado por una superficie fija y una móvil, ambas con la forma de un cono invertido. La superficie móvil gira con un movimiento excéntrico en un eje de rotación diferente al de la pieza fija y, por tanto, las rocas son trituradas cuando las dos superficies se encuentran.

Mineral. Es aquella sustancia sólida, natural, homogénea, de origen inorgánico, de composición química definida.

Metalurgia. Es la técnica de la obtención y tratamiento de los metales desde minerales metálicos hasta los no metálicos.

Operación Planta Concentradora. Las operaciones de las Plantas Concentradora de minerales requieren en la mayoría de los casos de una preparación previa de los minerales que conllevan a la liberación de las partículas valiosas de su ganga acompañante.

Fundaciones. La cimentación o fundación es la parte de la construcción que se apoya sobre el terreno, constituye así la base del edificio y por tanto debe satisfacer la función estática de soportar los pesos de la superestructura en las peores condiciones de carga y repartirlos sobre el terreno en la profundidad necesaria.

2.4. Formulación de Hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

Si realizamos el diseño estructural de la Planta de Chancado Primario entonces podemos incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

2.4.2. Hipótesis Específicos

Si identificamos los parámetros que debemos de controlar en el diseño estructural de la planta de chancado primario entonces podemos incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

Si identificamos los elementos de la fundación en el diseño estructural de la planta de chancado primario entonces podemos incrementar la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

2.5. Identificación de Variables

2.5.1. Variable Dependiente

Incremento de la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.

2.5.2. Variable Independiente

Diseño estructural de la Planta de Chancado Primario

2.6. Definición Operacional de Variables e Indicadores

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Instrumento	Indicadores
Diseño estructural de la Planta de Chancado Primario	Realizar el diseño estructural de la planta de chancado primario	Diseño estructural de las bases de la chancadora primaria estacionaria y móvil	<ul style="list-style-type: none">• Software• Terreno	<ul style="list-style-type: none">• Diseño estructural• Software• Materiales
Incremento de la producción de 6000 a 18000 T.M.P.D. en la Empresa Administradora Cerro S.A.C.	Incremento de producción	Tratamiento de mayor tonelaje	Capacidad de tratamiento	Soporte de peso y movimiento

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de Investigación

La presente investigación se puede clasificar:

- De acuerdo al diseño de investigación es descriptiva
- De acuerdo al fin que se persigue es aplicada

3.2. Método de Investigación

El método es aplicada

3.3. Diseño de Investigación

Para el desarrollo de la investigación, se definieron métodos y técnicas, que se caracterizan por ser de carácter descriptivo a través de la recolección documentaria de datos y aplicativo.

3.4. Población y Muestra

3.4.1. Población

Se establecerán los parámetros correspondientes a este acápite luego de identificar y describir las características de la zona y del proyecto mismo,

3.4.2. Muestra

Está constituido por el área del proyecto y el entorno en el cual se desarrollará.

3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.5.1. Método.

* Obtener permisos de ingreso al área a estudiar.

* Observación directa, a través de las visitas a la zona del proyecto para obtener toda la información pertinente que permita la elaboración del proyecto mencionado.

* Obtención de las condiciones locales del sitio, características del suelo, tipo de estructura arquitectónica con características de los materiales a usar.

3.5.2. Técnica

Para el caso del proyecto en general se realizaron visitas con el propósito de conocer las condiciones locales, características del suelo de la zona.

Para el caso de la estructura Tensionada, teniendo el concepto claro de la idealización de la membrana como una malla de cables para los diversos tipos de estructuras se pudo aplicar el método de la densidad de fuerzas.

Dicho método fue desarrollado con la ayuda de software debido a la complejidad de la matriz de rigidez. Se procedió a escoger la geometría de cuatro modelos básicos que se utilizan en la actualidad y que han sido inspirados de culturas antiguas.

Se realizó un cálculo manual de los puntos más desfavorables de la membrana utilizando el concepto de la malla de cables. Así mismo con este cálculo manual se plantea una propuesta de pretensado y predimensionamiento en la membrana. Se cargó el modelo en el programa SAP2000, aplicando el método de la densidad de fuerzas tomando en cuenta la Norma Técnica de Edificaciones E-020 y con la ayuda de este programa se plantea un pretensado a los cables exteriores. Luego se realizó la recopilación de los resultados arrojados en el cálculo manual y en el programa SAP2000. Se realizó una propuesta general del diseño de la estructura y los detalles importantes que se deben tener en cuenta al momento de realizar el pretensado. Así mismo, se procedió al desarrollo de las conclusiones y recomendaciones del análisis y el cálculo de la totalidad de la estructura.

3.6. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

El proyecto “Planta de Chancado Primario”, se encuentra ubicado a unos 4350 m.s.n.m. en el distrito de Simón Bolívar, provincia de Pasco, y departamento de Pasco, Perú. Las condiciones de sitio se encuentran en el documento “Especificación Técnica de Condiciones Generales de Sitio”. El proyecto consiste en el desarrollo de la ingeniería de detalles de la Planta de Chancado Primario.

El alcance de este proyecto de investigación, consiste en realizar el diseño y verificación de las fundaciones de la torre de traspaso, la cual recibe a la estructura soportante de la faja transportadora 002 del área de chancado primario, perteneciente a la Unidad Económica Administradora Cerro SAC. Los resultados a entregar corresponden a las formas, armaduras y cubicaciones de las fundaciones anteriormente mencionadas. La verificación se realizó conforme a las normas y códigos vigentes en Perú, además de considerar lo dispuesto en el Criterio de Diseño Estructural del proyecto.

3.6.1. Códigos y Estándares

A continuación, se entrega un listado que detalla los códigos utilizados para el diseño de las fundaciones de este documento.

Tabla 0.1: Códigos y Estándares Utilizados.

Norma	Descripción
AISC	
ANSI/AISC 360-05	Specification for Structural Steel Building, American Institute of Steel Construction
ASTM	
ASTM A36	Standard Specification for Carbon Structural Steel, American Society of Testing and Materials.
ASTM A307	Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 PSI Tensile Strength, American Society of Testing and Materials.
ASTM A325	Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength, American Society of Testing and Materials.
AWS	
AWS D1.1	Structural Welding Code –Steel, American Welding Society
RNE	
RNE_2006_E_020	Norma Peruana – Cargas
RNE_2016_E_030	Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E030 “Diseño Sismorresistente”
RNE_2016_E_050	Norma Peruana – Suelos y Cimentaciones
RNE_2016_E_060	Norma Peruana – Diseño en Concreto Armado
RNE_2016_E_090	Norma Peruana – Estructuras Metálicas
ACI	
ACI318 - 08	Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute

Fuente: Normas Técnicas

3.6.2. Materiales

El diseño de las fundaciones de la torre de traspaso, se utilizarán los siguientes materiales:

- Hormigón estructural grado H30 con un 95 % de nivel de confianza. Resistencia cilíndrica característica a los 28 días: $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.
- Acero de refuerzo en barras calidad A630-420H con resaltes. Tensión de fluencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- Pernos de Anclaje, ASTM A36 Tensión de fluencia $f_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$.

3.6.3. Bases de Diseño

Se realizó una modelación de las fundaciones en el programa de análisis estructural SAFE 2014, en donde se representa la forma de operar del

sistema con todos los estados de carga involucrados. A continuación, se entregan las hipótesis utilizadas para el diseño.

3.6.3.1. Consideraciones Geotécnicas

Los parámetros geotécnicos a utilizar se han estimado en base al documento “Informe Geotécnico”, del proyecto “Sistema de Transporte de Mineral Grueso 1500 TMD”, desarrollado por Geomaster Ingenieros Consultores A.A.C, abril 2011. En dicho informe aparece una descripción del suelo de un sector cercano, el cual se utilizará como referencia asumiendo que el suelo de fundación para la estructura de traspaso tiene un comportamiento similar. No obstante, se recomienda verificar que el suelo de fundación a encontrar corresponda a uno de características similares a las supuestas en este informe.

Tabla N° 3.2: Parámetros geotécnicos del suelo

Parámetros Geotécnicos del suelo			
Parámetro	Cantidad	Unidad	Condición
Capacidad de Soporte Estática	2,5	Kg/cm ²	Estimada
Capacidad de Soporte Sísmica	3,5	Kg/cm ²	Estimada
Clasificación del Suelo	Tipo GC(A-2-4)		Entregada
Coefficiente de Basalto	6	Kg/cm ³	Entregada

Fuente: Elaboración propia

La capacidad de soporte estática fue estimada según las características entregadas por El Brocal: gravas blandas arcillosas con mediana a alta plasticidad.

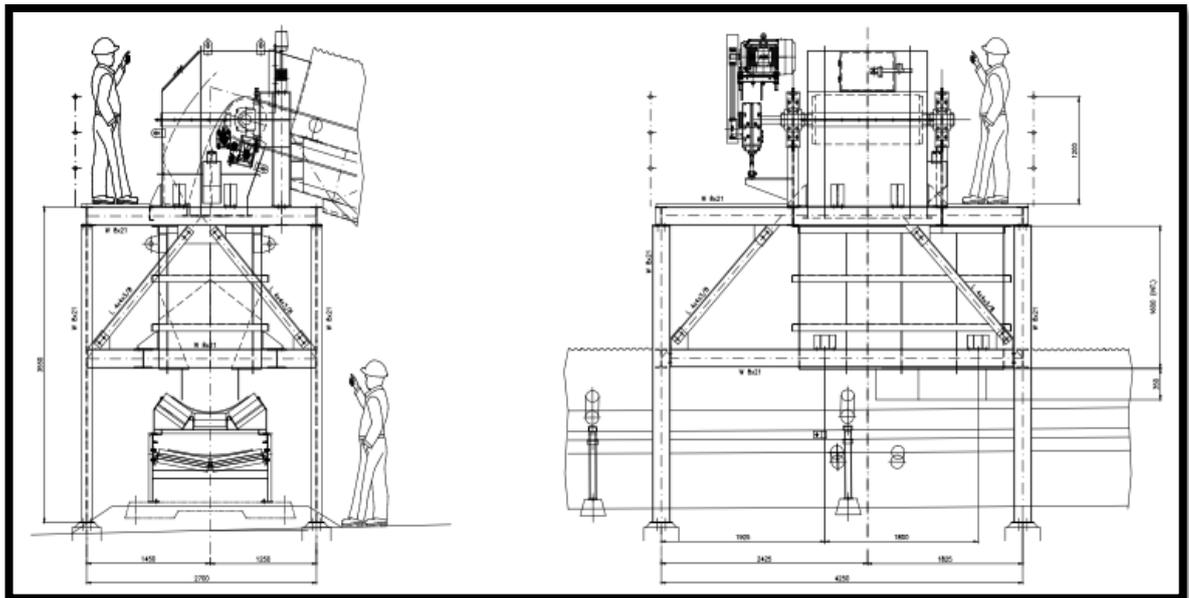
La capacidad de soporte estática entregada en el informe corresponde a suelos arcillosos del tipo CL y están del orden de 1 [kg/cm²], sin embargo, se estima el valor como 2,5 [kg/cm²] de

manera desfavorable, por tratarse de un suelo de mejor condición.

3.6.3.2. Esquematización

En la siguiente figura se puede apreciar la torre de traspaso que corresponde a un marco rígido de acero de 3,55 metros, con sus respectivas diagonales, vigas para soportar chute de traspaso y plataforma superior con grating y barandas. La parte superior soportará la faja 410-CV-002 y además su respectivo chute de descarga. Se deben dimensionar las fundaciones aisladas para cada columna de la torre de traspaso. La siguiente figura muestra la elevación y una vista de la torre de traspaso:

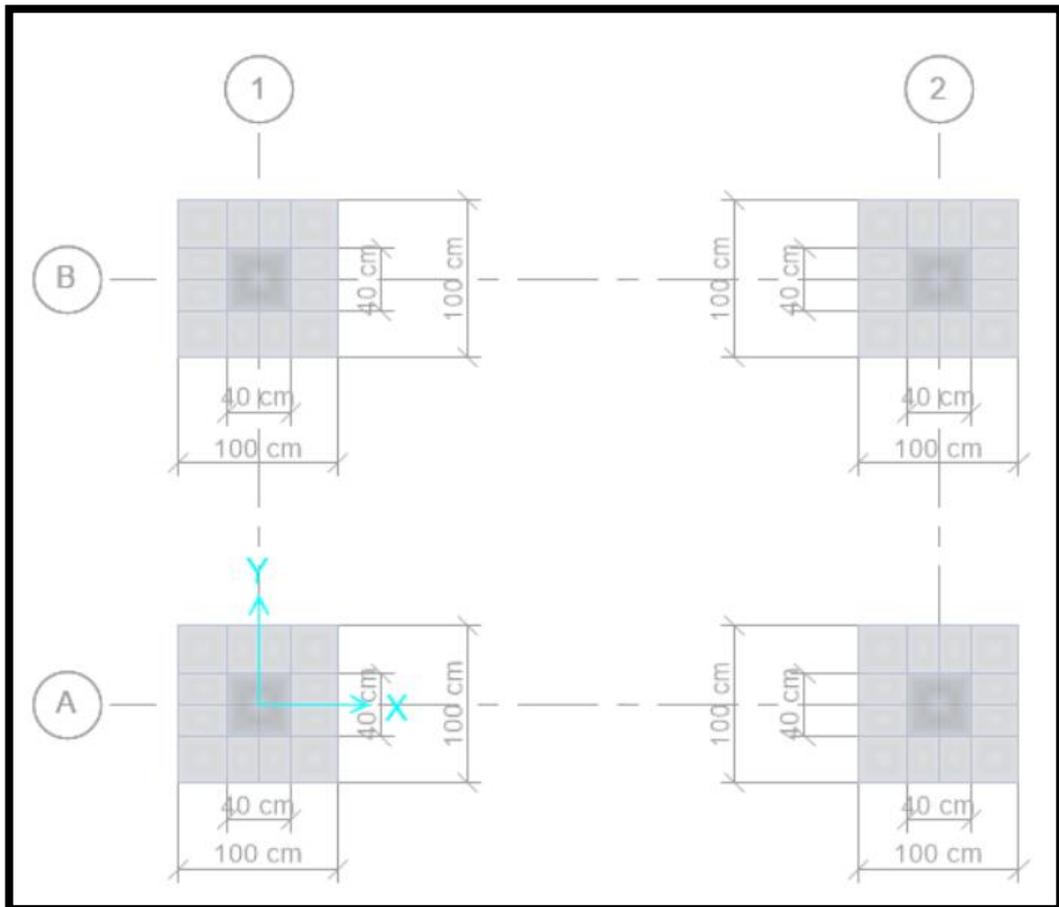
Figura N° 3.1: Elevaciones de torre de traspaso



Fuente: Elaboración propia

El sistema consiste en 4 fundaciones aisladas de 50 cm de profundidad, proyectadas de acuerdo a las siguientes figuras:

Figura N° 3.2: Dimensiones propuestas para fundaciones de torre de traspaso



Fuente: Elaboración propia

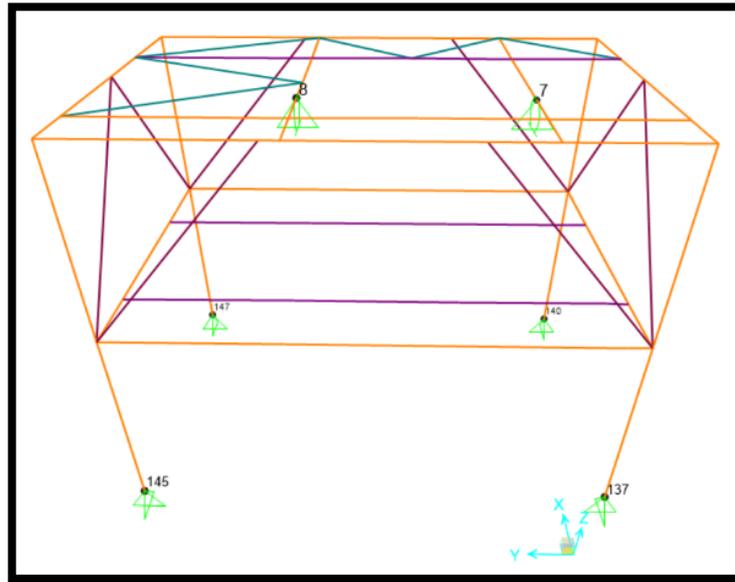
3.6.4. Estados de Carga

Las solicitaciones consideradas en la verificación estructural son las siguientes:

3.6.4.1. Reacciones de Estructura de Soporte de Faja 002

Del modelo estructural realizado en SAP2000 para la estructura de soporte de la faja 002, se importaron las reacciones para cada estado de carga considerado, aplicadas en el punto de apoyo de la cabeza de la correa. El detalle de cada estado de carga aplicado está en el documento "P1-010 – Memoria de Cálculo Estructura de Soporte Faja 002". Las reacciones a importar, se muestran a continuación:

Figura N° 3.3: Nodos de apoyo Estructura de Soporte Faja 002.



Fuente: Software SAP2000

Tabla N° 3.3: Reacciones de Estructura de Soporte Faja 410-CV-002

Tabla: Joint Reactions			F1	F2	F3	M1	M2	M3
Joint	OutputCase	Case Type	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
Text	Text	Text						
7	DL	LinStatic	0	-19,33	5882,72	0	0	0
7	LL	LinStatic	0	-1,08	124,05	0	0	0
7	Ex	LinStatic	0	3,75	-210,89	0	0	0
7	Ey	LinStatic	0	701,21	1042,22	0	0	0
7	Ez	LinStatic	0	-5,01	1509,07	0	0	0
7	Wy	LinStatic	0	-25,96	-36,4	0	0	0
7	IL Partida	LinStatic	0	-0,07843	6,66	0	0	0
7	PO	LinStatic	0	-1,6	-369,65	0	0	0
7	S	LinStatic	0	-1,02	251,12	0	0	0
8	DL	LinStatic	0	15,79	5138,79	0	0	0
8	LL	LinStatic	0	-3,44	114,82	0	0	0
8	Ex	LinStatic	0	4,87	-183,87	0	0	0
8	Ey	LinStatic	0	694,95	-1045,33	0	0	0
8	Ez	LinStatic	0	3,64	1329,84	0	0	0
8	Wy	LinStatic	0	-26,93	36,58	0	0	0
8	IL partida	LinStatic	0	-0,11	6,59	0	0	0
8	PO	LinStatic	0	2,06	-352,35	0	0	0
8	S	LinStatic	0	-2,94	243,5	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se importa la tabla anteriormente mostrada para cargar los nodos 7 y 8 con los estados de carga provenientes de la modelación de la estructura de la faja.

3.6.4.2. Peso Muerto (DL)

El peso propio de la estructura de traspaso modelada, es calculado internamente por el programa SAP2000, considerando una densidad del acero de 7.85 ton/m³, más un 10% adicional para representar las conexiones y planchas que no son modeladas.

Además, se incluyen los pesos de las componentes mecánicas necesarias para el funcionamiento del sistema, informadas por la disciplina Mecánica, las cuales se pueden identificar en la siguiente tabla:

Tabla N° 3.4: Cargas de Peso Propio informadas por Disciplina Mecánica.

Componentes Mecánicas de Estructura de Transferencia		
Peso de Chute	Kg	750
Peso de Chute Atollado	Kg	3,500
Peso de Cajón de Traspaso	Kg	1,300
Peso de Cajón de Traspaso Atollado	Kg	3,900

Fuente: Elaboración propia

Adicional a lo anterior, se consideraron las barandas y las planchas que conectan los perfiles utilizados como pasillos.

- Peso Barandas : 20 kgf/m (baranda, guardapiés)
- Peso planchería : 20 kgf/m

Para resumir el estado de carga considerado como peso propio, se indicará la siguiente tabla que muestra cómo se asignó cada estado de carga como Peso Muerto:

Tabla N° 3.5: Estados Puros que conforman el estado de carga "Peso Propio (DL)".

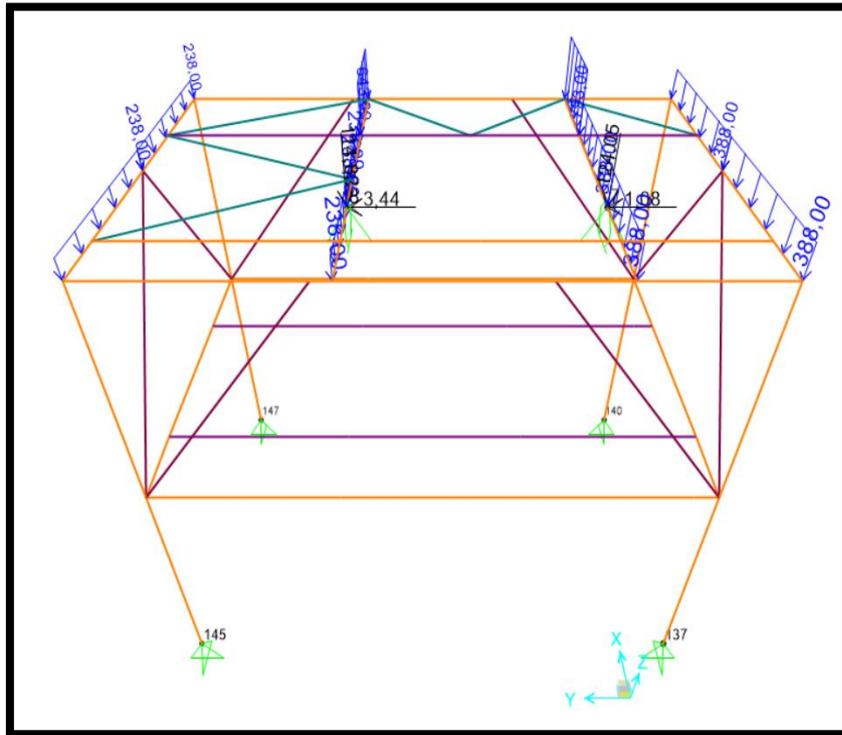
Tabla_ Load Pattern Definitions		
LoadPat	Desing Type	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
Peso Polin Caega	Dead	1
Peso Polin Retorno	Dead	1
Peso cubierta	Dead	1
Peso Deck Plate	Dead	1
Peso Comp Eléctricos	Dead	1
Peso Motor y Sist Motriz	Dead	1
Peso Polea Motriz	Dead	1
Peso Polea Cola	Dead	1
Peso Tensor de Tornillo	Dead	1
Peso Raspadores Cabeza	Dead	1
Peso Raspadores Cola	Dead	1
Peso Protección Lateral	Dead	1
Peso Guardera	Dead	1
Peso Parrila y Baranda	Dead	1
Peso Cabezal de cola	Dead	1
Peso Cabezal Motriz	Dead	1
Peso Cinta	Dead	1
Peso Chute	Dead	1
Peso Chute Atollado	Dead	1
Peso Cajón Atollado	Dead	1
Peso Cajón Traspaso	Dead	1

Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3. Sobrecargas (LL)

Se consideró como sobrecarga o cargas vivas al correspondiente tránsito eventual sobre los pasillos de la faja. Por tratarse de una plataforma de operación, se tomó en consideración 500 kg/m² lo cual se puede ver graficado en la siguiente figura, junto con las reacciones importadas de los nodos 7 y 8 para la sobrecarga:

Figura N° 3.4: Sobrecarga de Uso aplicada (kgf/m).



Fuente: Software SAP2000

3.6.4.4. Carga Operacional (PO)

Se consideró como carga operacional, la proveniente de la estructura de la faja (reacciones), pero en la estructura de traspaso no se considera una carga operacional, ya que los pesos atollados de los componentes mecánicos se consideraron desfavorablemente como peso muerto.

3.6.4.5. Carga Sísmica (E)

El diseño sísmico se desarrolla de acuerdo a la Norma Técnica E030 "Diseño Sismorresistente", modificada de acuerdo al Decreto Supremo N°003-2016. Los parámetros de diseño obtenidos son los siguientes:

- Zona Sísmica : Zona 2
- Factor de Zona (Z) : 0,35
- Tipo de Suelo : Tipo II

- Perfiles de Suelo : S2 Suelo Intermedio
- Factor de Suelo (S) : 1,2 (S2, Zona 2)
- Periodo (Tp) : 0,6 s
- Factor de Amplificación Sísmica (C) : 2,5
- Periodo Predominante (Ts) : 0,6
- Categoría Edificio : C (Edificación Común)
- Factor de Uso o Importancia (U) : 1
- Sistema Estructural : Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)
- Categoría y Sistema Estructural: Categoría C, sin restricciones
- Coeficiente Básico de Reducción (Ro): 6
- Factor de Irregularidad en Planta (Ip): 1
- Factor de Irregularidad en Altura (Ia): 1

Por lo tanto, se hará un análisis estático de acuerdo a lo indicado en la RNE2016_E_030 punto 4.5, determinando la fuerza cortante basal con la siguiente expresión:

$$V = (Z*U*C*S / R) * P$$

En donde C/R debe ser obligatoriamente mayor que 0,125. Verificando se tiene C/R = 0,417, lo cual se cumple.

- Sismo Horizontal (Ex, Ey)

Se ingresa el valor de la expresión $(Z*U*C*S / R)$ como aceleración, multiplicada por la aceleración de gravedad 9,81 m/s, lo cual nos entrega la aceleración del sistema para el sismo en ambas direcciones horizontales (Ex, Ey).

Aceleración Horizontal = $(Z*U*C*S / R) * 9,81 = 1,7$, para cada dirección horizontal:

Figura N° 3.5: Sismo Horizontal en la dirección X.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Linear Static' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Ex'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Stiffness to Use', 'Zero Initial Conditions - Unstressed State' is selected. Under 'Analysis Type', 'Linear' is selected. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.7
Accel	UX	1.7

Buttons for 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Fuente: Software SAP2000

Figura N° 3.6: Sismo Horizontal en la dirección Y.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Linear Static' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Ey'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Stiffness to Use', 'Zero Initial Conditions - Unstressed State' is selected. Under 'Analysis Type', 'Linear' is selected. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	1.7
Accel	UY	1.7

Buttons for 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Fuente: Software SAP2000

- Sismo Vertical (Ez)

Para el sismo en la dirección vertical, se consideró lo dispuesto en la RNE2016_E_030, que indica que la fuerza sísmica vertical

se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 * U * S = 0,28$.

Se consideró como masa sísmica el 100% del Peso Muerto y un 25% de la sobrecarga aplicada

Tabla N° 3.6: Masa sísmica considerada en el análisis estructural.

Table: Masses 1 – Mass Source		
Mass From	Loadpat	Multiplier
Text	Text	Multiplier
Loads	D	1,1
Loads	Peso Polín Carga	1
Loads	Peso Polín Retorno	1
Loads	Peso Cubiertta	1
Loads	Peso Deck Plate	1
Loads	Peso Comp Electricos	1
Loads	Peso Motor y Sist Motriz	1
Loads	Peso Polea Motriz	1
Loads	Peso Polea Cola	1
Loads	Peso Raspadores Cabeza	1
Loads	Peso Raspadores Cola	1
Loads	Peso Protección Lateral	1
Loads	Peso Guardera	1
Loads	Peso Parrilla y Baranda	1
Loads	Peso Cabezal Motriz	1
Loads	Peso Faja Transportadora	1
Loads	Peso Chute	1
Loads	Peso Cajón Traspaso	1
Loads	LL	0,25

Fuente: Elaboración propia

3.6.4.6. Cargas de Viento (W)

Las cargas de viento fueron calculadas de acuerdo con la norma RNE2006_E_020 “Cargas”, artículo 12 “Cargas debidas al viento”.

Según el Criterio de Diseño Estructural, la velocidad básica del viento de 100 km/h. De acuerdo a la disposición de la estructura, se ha tomado como consideración que el viento es

considerablemente más desfavorable en la dirección transversal al movimiento de la faja, por lo tanto, se ha hecho el análisis sólo en esa dirección (Y). Se consideró la estructura como una edificación tipo 2, de manera desfavorable, para amplificar la carga de viento por 1,2 (Artículo 12.4).

- Carga Exterior de Viento:

La carga exterior se consideró estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculó de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_h = 0,005 * C * V_h^2$$

En donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h ($h < 10m$)

C = Factor de Forma adimensional indicado en Tabla 4

V_h = Velocidad de Diseño a la altura h , en km/h

El factor de forma se obtuvo de acuerdo a la tabla 4, para superficies verticales de edificios, teniendo así un factor de 0,8 para la acción del viento en Barlovento y 0,6 para Sotavento.

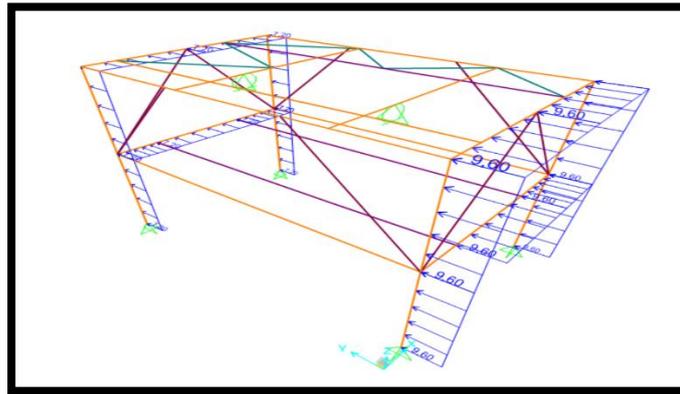
Por lo tanto, se tiene la siguiente presión de viento:

Barlovento: $P = 0,005 * 100^2 * 1,2 * 0,8 = 48 \text{ kgf/m}^2$

Sotavento: $P = 0,005 * 100^2 * 1,2 * 0,6 = 36 \text{ kgf/m}^2$

Luego, multiplicando la presión por cada ancho de perfil, se obtiene la carga de viento aplicada sobre la estructura.

Figura N° 3.1: Cargas de Viento aplicadas (kgf/m).

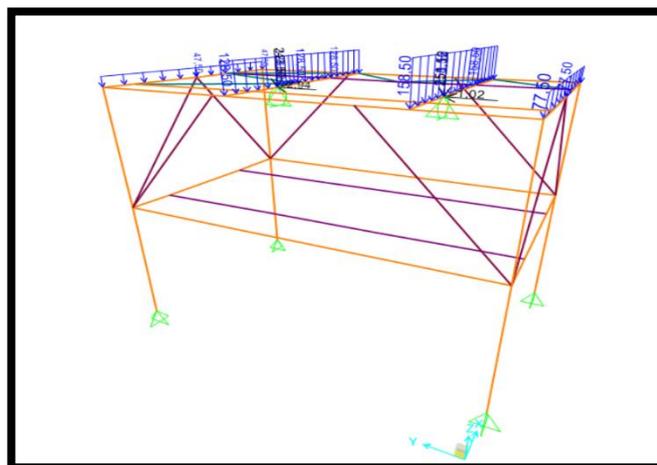


Fuente: Elaboración propia

3.6.4.7. Cargas de Nieve (S)

De acuerdo a lo indicado en el Criterio de Diseño Estructural, se debe aplicar una sobrecarga de nieve de 100 kgf/m^2 a todas las estructuras expuestas del proyecto. La carga de nieve se considera como normal dentro de las combinaciones de carga. A continuación, se puede apreciar la carga de nieve aplicada

Figura N° 3.8: Cargas de Nieve aplicadas (kgf/m).



Fuente: Software SAP2000

3.6.4.8. Combinaciones de Carga

El diseño de la estabilidad de las fundaciones se realizará mediante el Método de Tensiones admisibles, mientras que el diseño de hormigón se realizará con el método de Resistencia Última (LRFD). Para cada método se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Tabla N° 3.7: Combinaciones de Carga por el Método ASD.

N° Comb	Estados de Carga								
	DL	LL	S	Ex	Ey	Ez	Wx	PO	IL
1	1	1	1				1	1	
2	1	1					-1	1	
3	1	1						1	
4	0,9	1		0,8		0,8		1	
5	0,9	1		-0,8		0,8		1	
6	0,9	1		0,8		-0,8		1	
7	0,9	1		-0,8		-0,8		1	
8	0,9	1			0,8	0,8		1	
9	0,9	1			-0,8	0,8		1	
10	0,9	1			0,8	-0,8		1	
11	0,9	1			-0,8	-0,8		1	
12	1	1	0,5				1	1	
13	1	1	0,5				-1	1	
14	1	1	1				0,5	1	
15	1	1	1				-0,5	1	
16	0,9		1	0,8		0,8		1	
17	0,9		1	-0,8		0,8		1	
18	0,9		1	0,8		-0,8		1	
19	0,9		1	-0,8		-0,8		1	
20	0,9		1		0,8	0,8		1	
21	0,9		1		-0,8	0,8		1	
22	0,9		1		0,8	-0,8		1	
23	0,9		1		-0,8	-0,8		1	
24	1								1

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.8: Combinaciones de Carga por el Método LRFD.

N° Comb	Estados de Carga								
	DL	LL	S	Ex	Ey	Ez	Wx	PO	IL
1	1,5	1,8	1,8					1,8	
2	1,25	1,25		1		1		1,25	
3	1,25	1,25		-1		1		1,25	
4	1,25	1,25		1		-1		1,25	
5	1,25	1,25		-1		-1		1,25	
6	1,25	1,25			1	1		1,25	
7	1,25	1,25			-1	1		1,25	
8	1,25	1,25			1	-1		1,25	
9	1,25	1,25			-1	-1		1,25	
10	1,25	1,25					1,25	1,25	
11	1,25	1,25					-1,3	1,25	
12	1,25	1,25	1,8						1,8

Fuente; Elaboración propia

3.7. Tratamiento Estadístico

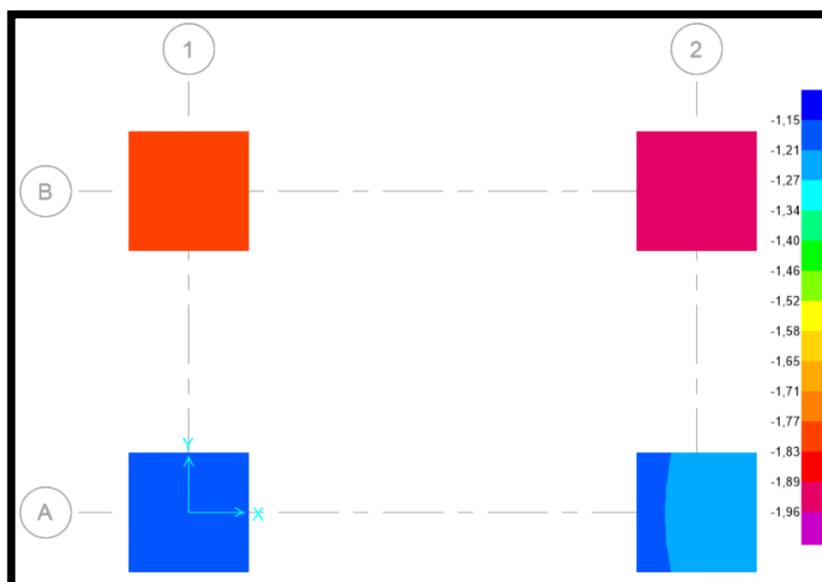
3.7.1. Diseño de Fundaciones

El diseño de las fundaciones se ha modelado en el programa SAFE 2014. Cada fundación aislada se modela como un elemento “slab” y los pedestales como un elemento tipo “stiff”. A cada zapata aislada se le ha asignado un coeficiente de Balasto de 6 [kg/cm³] para modelar la interacción suelo-estructura. Con las cargas aplicadas en el modelo, los resultados son los siguientes:

3.7.1.1. Análisis de Estabilidad

Se ha verificado la estabilidad con las combinaciones del método ASD. En la siguiente figura, se muestra la tensión de contacto que presentan las fundaciones debido a la Combinación de Carga N° 5 “0,9·DL +·LL -0,8·Ex + 0,8 Ez·+ PO”./

Figura N° 3.9: Tensiones Máximas de Contacto



Max = -1,132 kgf/cm² at [-50 cm, 50 cm]; Min = -1,909 kgf/cm² at [425 cm, 270 cm]

Fuente: Software SAP2000

Comparando las tensiones de contacto máximas con las admisibles, se tiene lo siguiente:

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,91 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

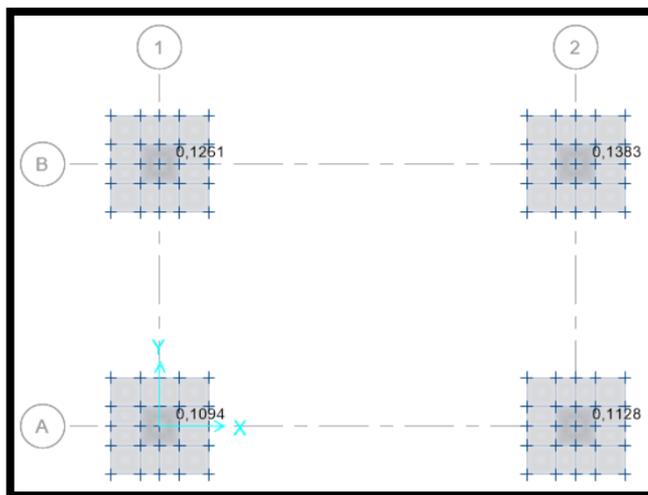
Por lo tanto, el suelo resiste las tensiones aplicadas a las fundaciones.

Por otro lado, de acuerdo a los resultados se observa que no existen presiones positivas para ninguna de las combinaciones de carga, por lo tanto, las fundaciones presentan un 100% de compresión.

3.7.1.2. Análisis de Cortante

A continuación, se presentan los factores de utilización resultantes para el análisis por punzonamiento o análisis de corte para una dirección, para los estados de carga LRFD utilizados.

Figura N° 3.10: Factores de Utilización al verificar punzonamiento.

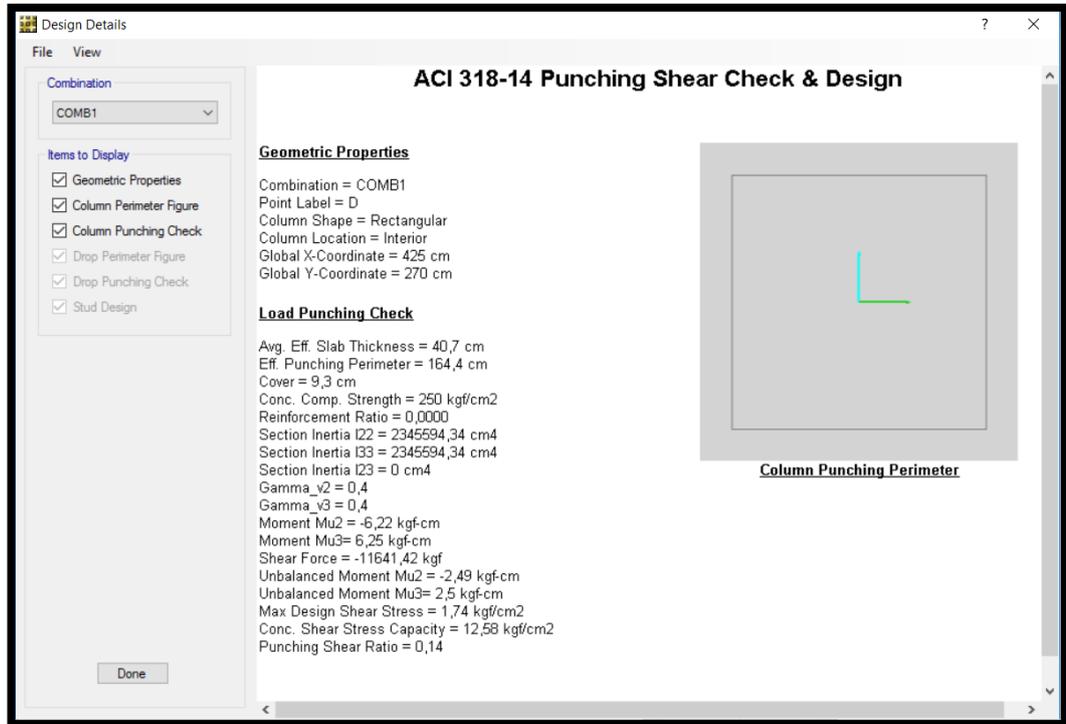


Fuente: Elaboración propia

Según la Figura N° 4.10, el diseño al punzonamiento para la envolvente de cargas LRFD, muestra que todos los pedestales

están con un factor de utilización menor a 1. El detalle de diseño se muestra a continuación:

Figura N° 3.11: Diseño y verificación de pedestal más solicitado.



Fuente: Software SAP2000

Para el análisis de corte en una dirección, se considera el corte máximo resultante $V_u = 11642$ kgf, el cual se genera para la Combinación de Carga N° 1 "1,5·DL + 1,8·LL + 1,8·S + 1,8·PO".

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

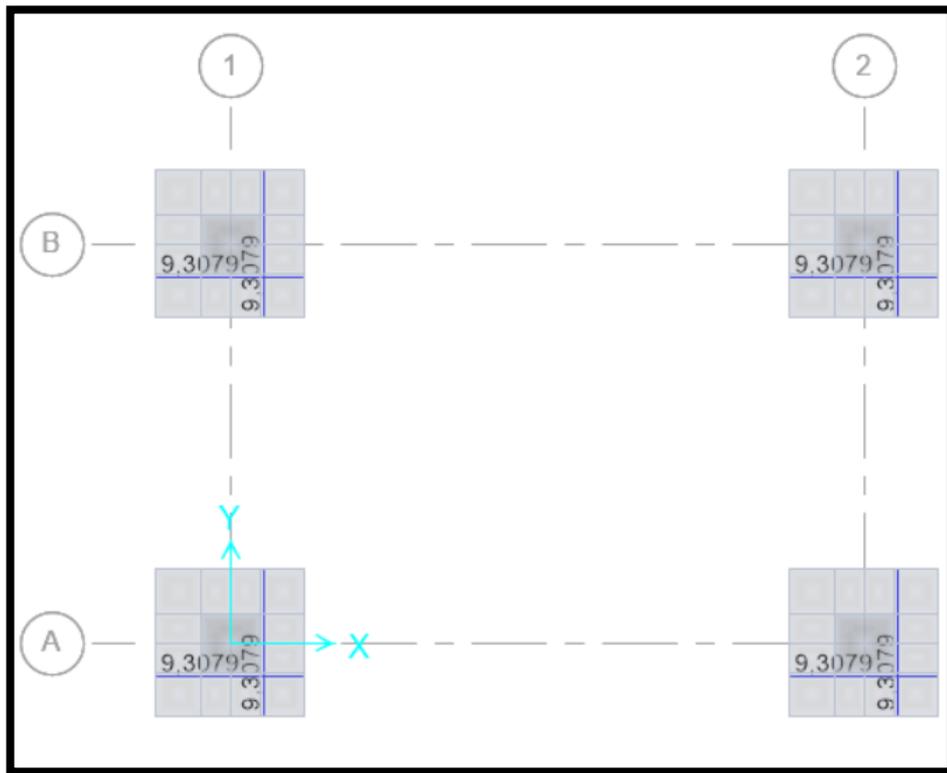
$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{250} \cdot 100 \cdot \left(50 - 7,5 - \frac{1,2}{2}\right) = 22,72 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ Por lo tanto verifica

3.7.1.3. Verificación a la Flexión

Para el caso de flexión, se consideran las siguientes cuantías requeridas para la envolvente de cargas LRFD, conforme a la siguiente figura:

Figura N° 3.12: Cuantías de acero requeridas para ambas direcciones.



Max Top = 0 cm²/m at [0 cm, 0 cm]; Max Bot = 9,3079 cm²/m at [-20 cm, 0 cm] (Min. Reinf. Imposed)

Armadura Superior e Inferior – Transversal y Longitudinal

$$\theta = 1,2 \text{ cm}$$

Diámetro de la barra
escogida

$$A_{\theta=1,2} = \frac{\pi\theta^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Área de la sección

transversal de una barra

$$A_{sreq} = 9,31 \frac{cm^2}{m}$$

Área requerida de armadura

$$n = \frac{A_{sreq_sup}}{A_{\theta=1,2}} + 1$$

Cantidad de barras por cada

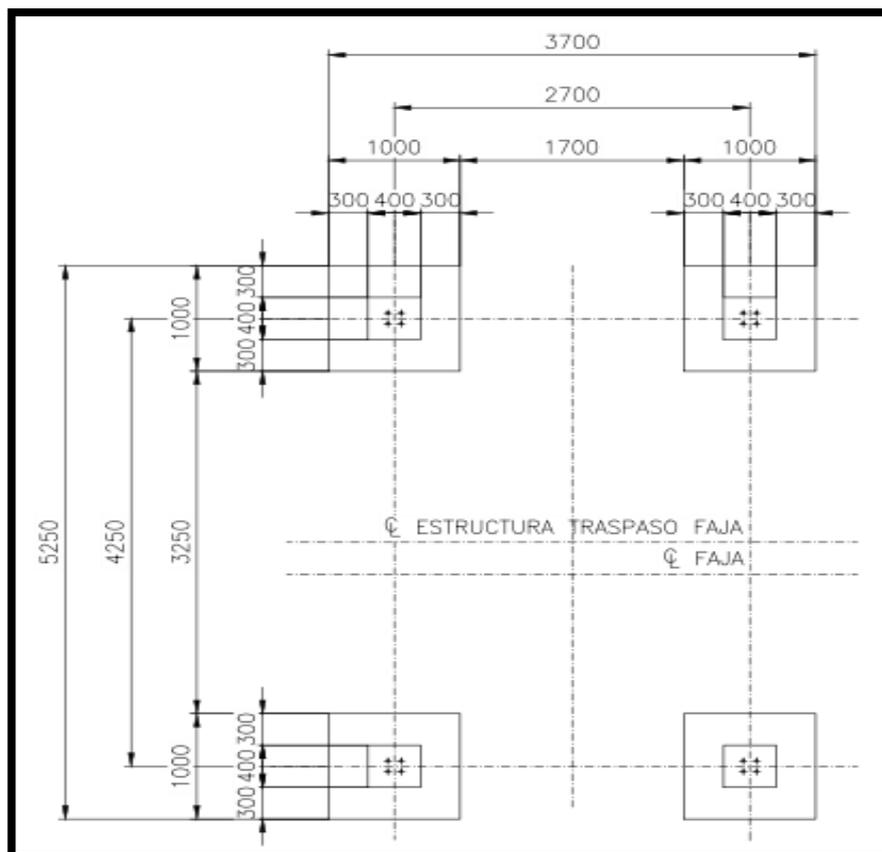
dirección

Por lo tanto, la armadura superior e inferior, tanto transversal como longitudinalmente escogida, es $\Phi 12@10$.

3.7.2. Esquemas

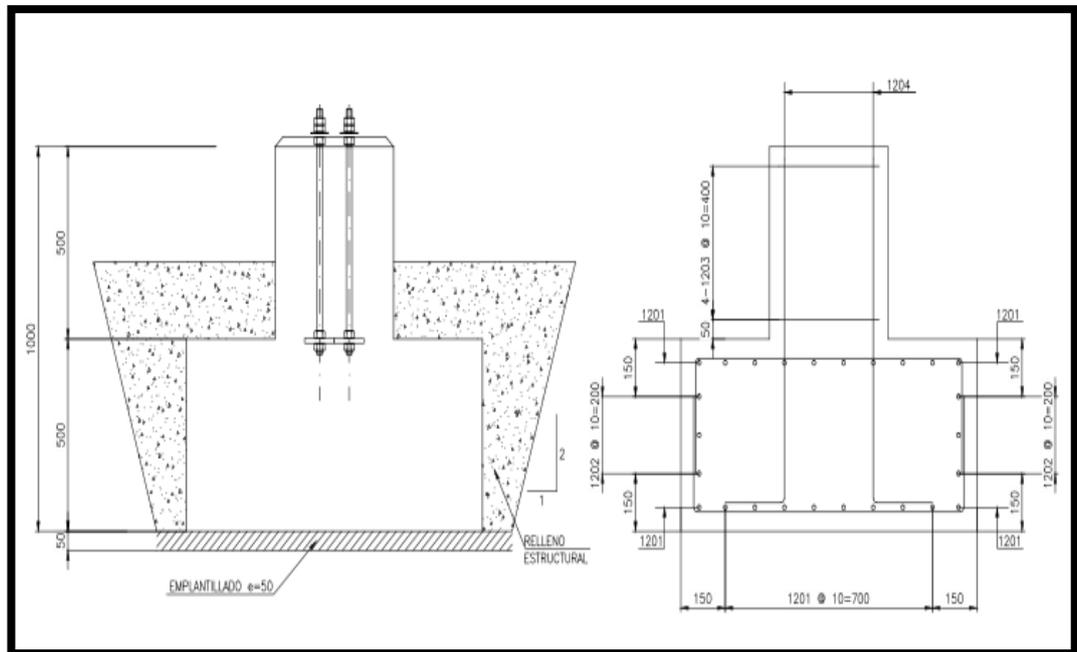
A continuación, se entregan algunos esquemas resultantes de este diseño, el detalle completo de las fundaciones (formas y armadura) se encuentran en el plano:

Figura N° 3.13: Planta Fundaciones



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 3.14: Elevación Fundaciones



Fuente: Elaboración propia

3.7.3. Cubicación

La cubicación de las fundaciones de la torre de traspaso se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 0.2: Cubicación de Fundaciones

Cubicación de Fundaciones		
Item	Cantidad	Unidad
Hormigón H25	2,32	m ³
Hormigón H10	0,2	m ³
Acero A630-420H	334,4	kg

Fuente: elaboración propia

3.8. Selección, Validación y Confiabilidad de los Instrumentos de Investigación

Los datos obtenidos en la presente investigación son de entera confiabilidad y de una validación certera toda vez que se ha llevado en el campo desde el análisis de suelo, diseño estructural, determinación de la chancadora primaria y sus componentes que llegan a conformar la planta de chancado.

3.9. Orientación Ética

La presente tesis se ha desarrollado con los criterios de respeto a la intelectualidad de los autores y de la Empresa Minera Cerro SAC, respetando los códigos de ética ya que la autoría debe limitarse a aquellos que hayan contribuido significativamente a la concepción, ejecución o interpretación del estudio presentado.

En la presente investigación se asegura de que el escrito es totalmente original, y si se ha utilizado el trabajo y / o las palabras de otros, esto ha sido referenciado o citado adecuadamente.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción Del Trabajo De Campo

Las operaciones mineras de Volcan7 se encuentran ubicadas en la sierra central del Perú. Esta zona es especialmente beneficiosa para la minería por sus características geológicas, cercanía a Lima y fácil acceso a las principales vías de comunicación.

Figura N° 4.1: Unidades Operativas



Fuente: Memoria Anual 2018

Volcan cuenta con cinco unidades operativas: Yauli, Chungar, Cerro de Pasco, Alpamarca y Óxidos de Pasco; nueve minas subterráneas; tres tajos abiertos;

7 Memoria Anual 2018 de Volcan Cía Minera.

siete plantas concentradoras con una capacidad de tratamiento de 21900 TPD; y una planta de lixiviación de 2500 TPD. La composición de cada unidad se detalla en figuras y tablas:

Tabla N° 4.1: Unidades Operativas de Volcan Cía. Minera

Unidades Operativas, minas y plantas					
Unidad	Minas			Plantas	
	Nombre	Tipo	Estado	Nombre	Tipo
Yauli	San Cristobal	Subterránea	Activa	Victoria	Concentradora
	Andaychagua	Subterránea	Activa	Mahr Tunel	Concentradora
	Ticlio	Subterránea	Activa	Andaychagua	Concentradora
	Carahuacra	Subterránea	Activa		
	Carahuacra N	Tajo Abierto	Suspendida		
Chungar	Animón	Subterránea	Activa	Animón	Concentradora
	Islay	Subterránea	Activa		
Cerro de Pasco	Mina	Subterránea	Suspendida	Parajsha	Concentradora
	Subterránea	Subterránea	Suspendida	San Expedito	Concentradora
	Raúl rojas	Tajo Abierto	Suspendida		
	Vinchos	Subterránea	Suspendida		
Alpamarca	Río Pallanga	Subterránea	Activa	Alpamarca	Concentradora
	Alpamarca	Tajo Abierto	Activa		
Óxidos de Pasco	Stockpiles	Stockpiles	Activa	Óxidos	Lixiviación
Exploraciones greenfield				652	294 Ha
Total de Concesiones				866	267 Ha

Al 31 de diciembre de 2018 Volcan Compañía Minera S.A.A. y subsidiarias cuenta con un total de 866 concesiones mineras que comprenden 367 mil hectáreas de extensión superficial, ubicadas geográficamente en la sierra central del Perú. Asimismo, Volcan ha cumplido con la obligación del pago de los Derechos de Vigencia de sus concesiones mineras de acuerdo a lo establecido en los artículos 38° y 39° del Texto Único Ordenado de la Ley General de Minería aprobado por D.S. N° 014-92-EM.

Fuente: Memoria Anual 2018

Las toneladas tratadas disminuyeron de 8,3 millones en el 2017 a 8,1 millones en el 2018, principalmente por paralizaciones en las operaciones de Animón (24 días), Islay (22 días), San Cristóbal (12 días), Carahuacra (15 días), Andaychagua (5 días) y Ticlio (5 días), producidas por la implementación de medidas de seguridad.

Asimismo, se priorizó la calidad del mineral en todas las minas de Volcan y se continuó con el tratamiento de stockpiles de sulfuros en la mina Cerro de Pasco.

Durante el 2018, las leyes del mineral para el consolidado de Volcan fueron en promedio de 3,83% de zinc, 0,78% de plomo, 0,12% de cobre y 2,93 oz de plata por tonelada, similares a las leyes del 2017.

En términos de finos, en el 2018, se produjeron 241,1 mil toneladas finas de zinc, 47,2 mil toneladas finas de plomo, 4,6 mil toneladas finas de cobre, 17 millones de onzas de plata y 11,6 mil onzas de oro. Es decir, una reducción de 5,5% en zinc, 7,9% en plomo, 14% en cobre y 1,8% en plata respecto al 2017, esto se debió principalmente a las paralizaciones de las operaciones en las minas por temas de seguridad.

Es de suma importancia dar a conocer sobre las actividades de la Empresa minera Cerro SAC, y las intenciones de continuar con sus operaciones el Cerro de Pasco ciudad minera por excelencias, que por encargo de la Gerencia de Producción se hizo el diseño de estructuras para la Planta de chancado primario.

4.2. Presentación, Análisis e Interpretación de Resultados

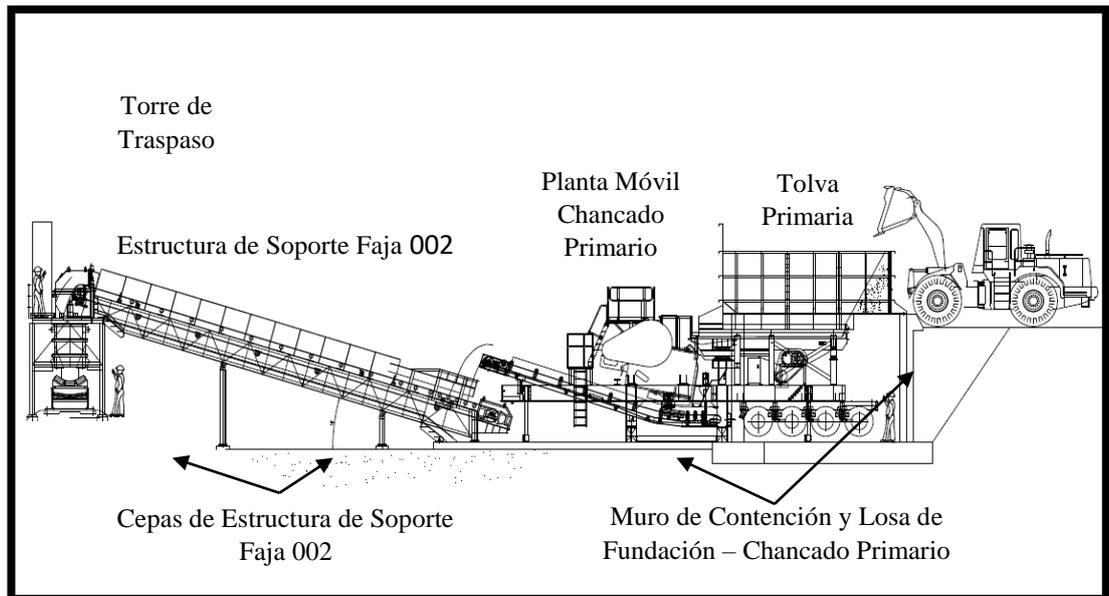
4.2.1. Bases de Diseño Generales

El presente documento se dividirá en dos secciones. La primera corresponderá al diseño del muro de contención de la plataforma de descarga de los cargadores, junto con el apoyo de la tolva primaria y la losa de fundación, la cual servirá de apoyo para la planta móvil y para la cola de la estructura de soporte de la faja 002. La segunda sección corresponderá al diseño y verificación estructural de las fundaciones de las cepas de la estructura de soporte de la faja 002.

4.2.2. Esquematización

En la siguiente figura se puede apreciar la elevación de la planta de chancado en donde se muestran las dos secciones de este documento.

Figura N° 4.2: Planta de chancado primario



Fuente: Elaboración propia

Nota: Se considera que la planta móvil sólo se apoyará sobre la losa de fundación, sin considerar anclajes, lo cual implica que no se considera una aceleración sísmica horizontal para la planta, ni tampoco cualquier carga horizontal inducida. Sólo se considera la acción producto del peso muerto y la carga vertical producto de la operación de la planta. El plano de la planta de chancado móvil y del chancador mandíbula presente en la misma.

4.2.3. Consideraciones del Suelo de Fundación

Los parámetros geotécnicos a utilizar se han estimado en base al documento "Informe Geotécnico", del proyecto "Sistema de Transporte de Mineral Grueso 1500 TMD", desarrollado por Geomaster Ingenieros Consultores A.A.C, abril 2011. En dicho informe aparece una descripción del suelo de un sector cercano, el cual se utilizará como referencia asumiendo que el suelo de fundación para la estructura de traspaso tiene un comportamiento similar. No obstante, se recomienda verificar que el suelo de fundación a encontrar corresponda a uno de características similares a las supuestas en este informe.

A continuación, se muestran los parámetros geotécnicos a utilizar en este diseño:

Tabla N° 4.2: Parámetros Geotécnicos del suelo

Parámetros Geotécnicos del suelo			
Parámetro	Cantidad	Unidad	Condición
Capacidad de Soporte Estática	2,5	Kg/cm ²	Estimada
Capacidad de Soporte Sísmica	3,5	Kg/cm ²	Estimada
Clasificación del Suelo	Tipo GC(A-2-4)		Entregada
Coefficiente de Basalto	6	Kg/cm ³	Entregada

Fuente: Elaboración propia

La capacidad de soporte estática fue estimada según las características entregadas por El Brocal: gravas blandas arcillosas con mediana a alta plasticidad.

La capacidad de soporte estática entregada en el informe corresponde a suelos arcillosos del tipo CL y están del orden de 1 [kg/cm²], sin embargo, se estima el valor como 2,5 [kg/cm²] de manera desfavorable, por tratarse de un suelo de mejor condición.

4.2.4. Propiedades del Relleno Estructural

El relleno estructural dispuesto tanto detrás del muro de contención para conformar la plataforma de cargadores, como para rellenar las cotas para conformar el sello de fundación de las cepas, se ha definido de acuerdo a los parámetros indicados en el Criterio de Diseño Estructural para las cargas sobre empuje de tierras. Engesol complementa esa información con otros parámetros necesarios para conseguir adecuadas capacidades del relleno. A continuación, se muestran los parámetros geotécnicos del relleno estructural:

Tabla N° 4.3: Propiedades del Relleno Estructural para fundar.

Propiedades del suelo de Fundación		
Parámetro	Valor	Unidad
Índice de plasticidad	<9	-
Límite líquido	<25	%
Sales solubles	<5	%
Características de graduación	Bien graduado	-
Tamaño máximo	3	-
% Material que pasa malla N° 4 de la fracción bajo 3", en peso.	35-60	%
% Material que pasa malla N° 200 de la fracción bajo 3", en peso.	0-20	%
Densidad Proctor	95% D.M.C.S.	
Capas de compactación	50	Cm
Máxima densidad seca	1,9	Ton/m ³
Ángulo de fricción interna	30	°
Cohesión	0	-

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se hará un resumen con los tipos de suelo presentes en las estructuras a diseñar en este documento:

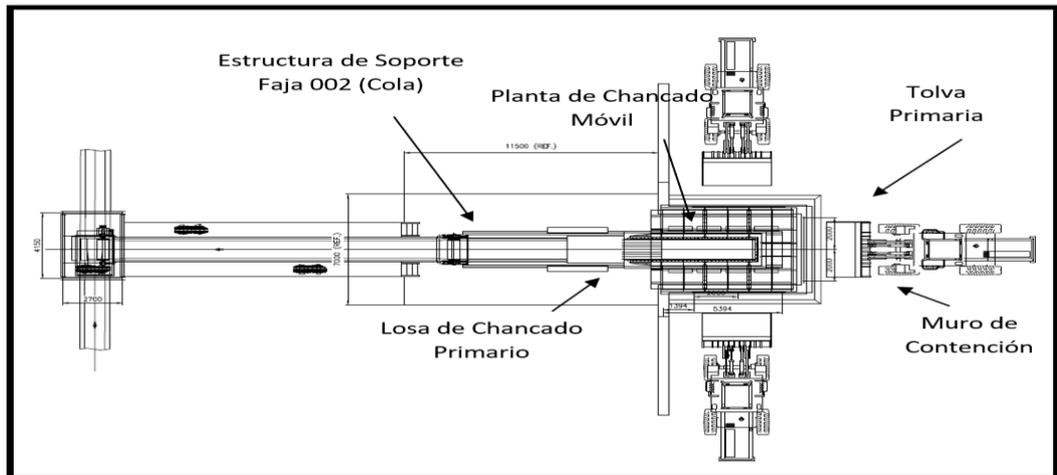
- Losa de Fundación Chancado Primario: suelo de características similares a la calicata C06 (Informe Geotécnico), el cual corresponde a gravas blandas arcillosas con mediana a alta plasticidad.
- Fundaciones de Cepas: se dispondrán sobre el Relleno Estructural mencionado anteriormente.
- Plataforma de cargadores y Empuje de Tierras sobre el muro: este suelo corresponderá también al Relleno Estructural descrito.

4.3. Prueba de Hipótesis

4.3.1. Diseño de Muro de Contención y Losa Chancado Primario

El muro a diseñar tiene la finalidad de contener el material de relleno necesario para conformar la plataforma de descarga de cargadores hacia la tolva primaria, la cual se apoyará sobre el coronamiento del muro, iniciando el proceso de chancado de mineral. La losa de fundación debe recibir a la planta de chancado móvil y a la cola de la faja transportadora 002. A continuación, se muestra la disposición en planta de la situación propuesta.

Figura N° 4.3: Esquematzación de Chancado Primario.

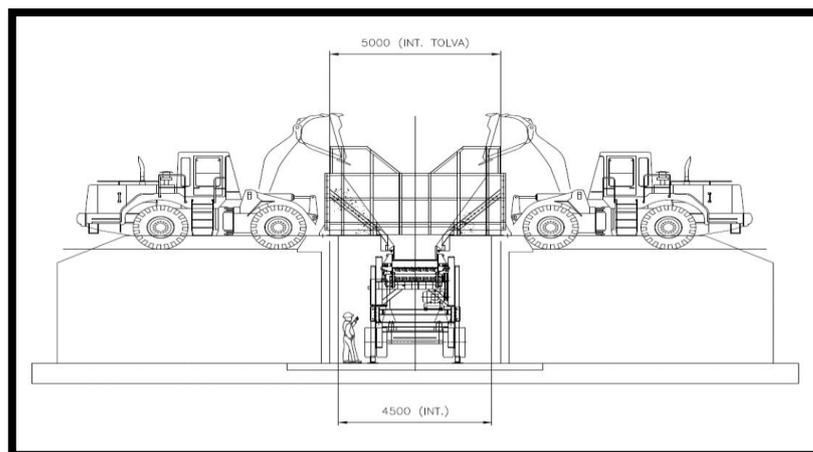


Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Bases de Diseño

Se modeló el sistema losa-muro en el programa SAP2000. El muro de contención se modeló sólo hasta 2,5 m en el sentido transversal al movimiento del mineral, dejando la continuación de cada muro para ser diseñada sólo en dos dimensiones mediante una planilla Mathcad. La losa de fundación se modeló en conjunto con el muro, funcionando de manera continua para resistir las cargas del sistema.

Figura N° 4.4: Elevación propuesta de muro de contención.



Fuente: Elaboración propia

Nota: El largo del muro no se aprecia en la imagen anterior y es sólo esquemático.

4.3.3. Reacciones de Estructura de Soporte de Faja Sobre 002

Se importan las reacciones de la estructura de soporte de la faja sobre la losa, considerando una condición de apoyo empotrada de las columnas, lo cual implica que se transmiten momentos a la losa momentando por la profundidad para llevarlos al sello de fundación. Se muestran las reacciones como anexo. En cada estado de carga descrito, se mostrarán las reacciones de la estructura de faja, correspondiente.

4.3.4. Cargadores Frontales Considerados

De acuerdo a la información disponible, se ha considerado en este informe que sobre el área de carga se desplazarán dos tipos de cargadores:

Cargador frontal CAT966G

Cargador frontal CAT980

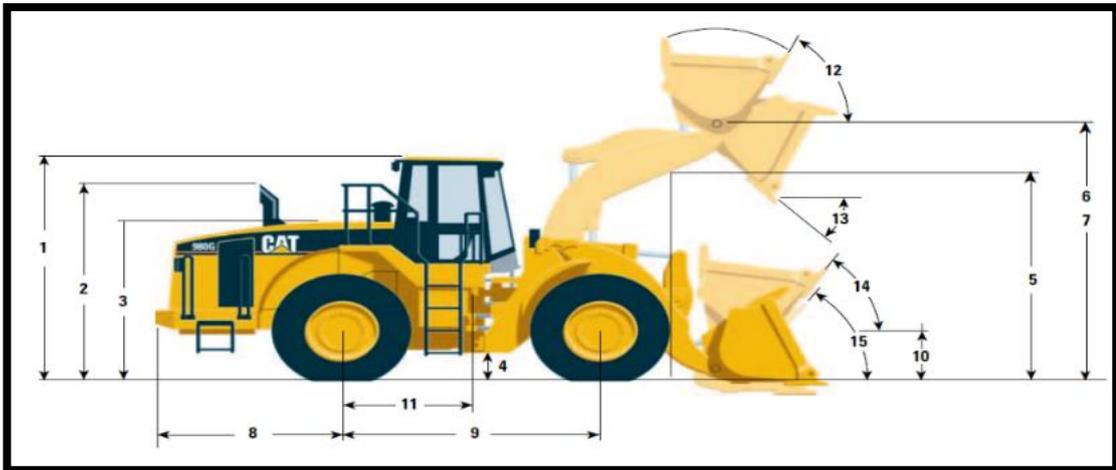
Desfavorablemente, se han realizado los cálculos de sobrecarga producto de la acción del camión con sólo el cargador CAT980 por tratarse de una máquina más pesada que el CAT966G. De acuerdo al catálogo del equipo, el cual se adjunta como anexo, se considera una carga operacional de 2,3 ton/m².

Tabla N° 4.4: Sobrecarga inducida por Cargador Frontal considerado.

Peso cargadores frontales						
Cargador	Peso de Trabajo (ton)	Largo (m)	Ancho (m)	Distancia Entre ejes (m)	Cargas Puntuales (ton)	Sobrecarga Por área (ton/m ²)
CAT 966G	23	8,87	3,22	3,45	5,75	2,07
CAT980	30	9,7	3,5	3,7	7,5	2,32

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4.5: Cargador frontal considerado en el diseño.



Fuente: Catálogo de CAT

Si el tipo de cargador se cambiara, se deberá verificar nuevamente la sobrecarga si es que las dimensiones y cargas operacionales inducen una presión superior a la supuesta en este informe.

4.3.5. Estados de Carga

Los estados de carga aplicados para el sistema muro-losa se mencionan a continuación

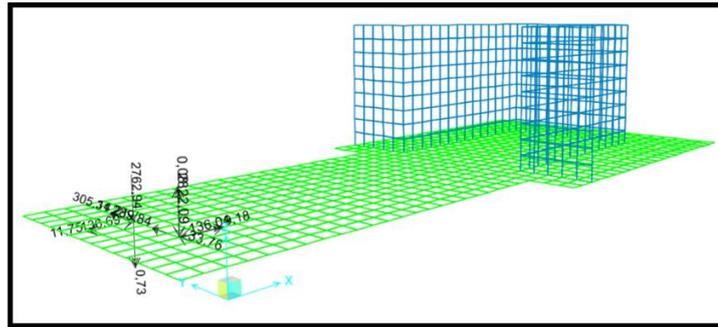
4.3.5.1. Peso Muerto (DL)

Corresponde a los pesos muertos de cada estructura, las cuales se enlistan a continuación:

Peso muerto de estructura de soporte de faja 002, la cual se carga sobre la losa importando las reacciones desde el modelo de SAP2000. En la modelación se incluye un 10% adicional por concepto de conexiones y placas, las cuales no se modelan.

Figura N° 4.6: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Peso

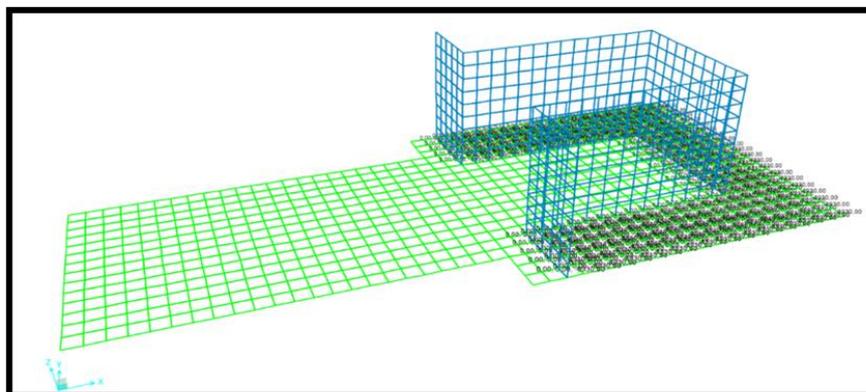
Muerto (kgf-m).



Fuente: Software SAP2000

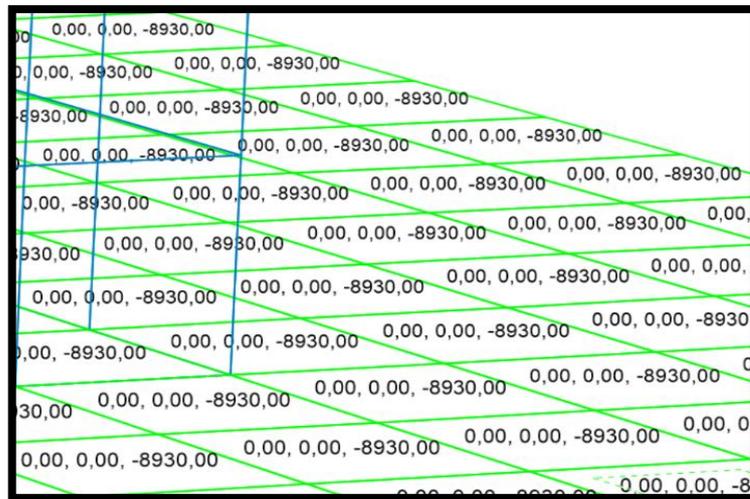
- Peso muerto de estructuras de concreto. Corresponde al peso de la losa de fundación y al peso del muro de contención, los cuales son considerados internamente por el software, con una densidad del concreto armado de $2,4 \text{ ton/m}^3$.
- Peso muerto de relleno estructural tras el muro de contención (plataforma de cargadores). El cual se calcula multiplicando la densidad del relleno igual a 1900 kg/m^3 por la altura estimada del muro de $4,7 \text{ m}$, lo cual da una carga por área de 8930 kg/m^2 .

Figura N° 4.7: Cargas de Relleno Estructural sobre talón de Muro de Contención.



Fuente: Software SAP 2000

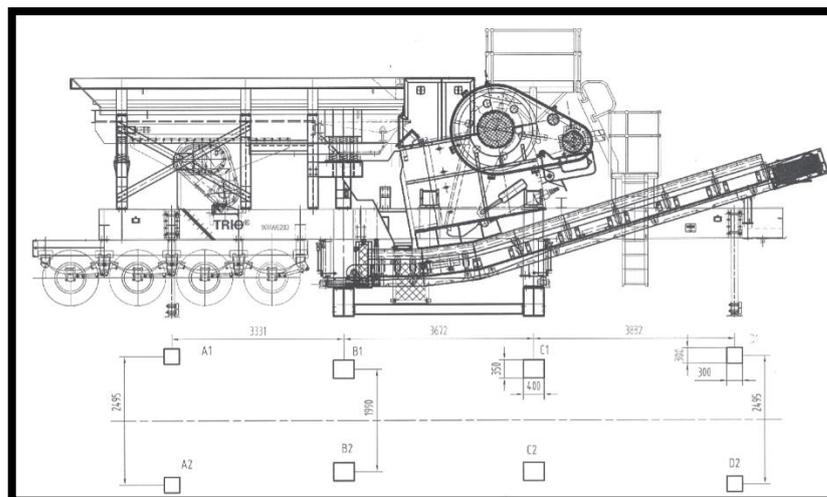
Figura N° 4.8: Detalle 1 correspondiente a la carga del Relleno Estructural (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Peso muerto de Planta de Chancado móvil: corresponde a la carga informada por Weir Minerals para la planta de chancado a disponer sobre la losa. El plano vendor muestra las cargas de peso propio distribuidas en ocho apoyos, los cuales se muestran a continuación:

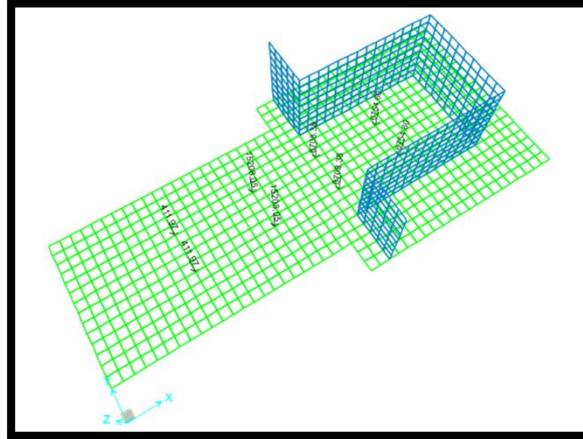
Figura N° 4.9: Plano vendor de cargas distribuida en 8 apoyos



Fuente: Elaboración propia

Nota: La disciplina mecánica informa una reducción en la carga total, por cambiar una condición de apoyo del alimentador.

Figura N° 4.10: Cargas de Peso Muerto de Planta Móvil (kgf).



Fuente: Software SAP 2000

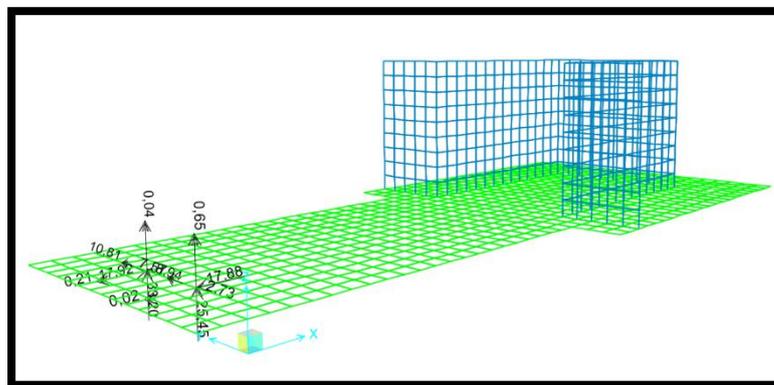
El plano Vendor de la planta, junto con las cargas asociadas a cada nodo.

4.3.5.2. Cargas Vivas o Sobrecargas (LL)

Las sobrecargas de uso aplicadas son las siguientes:

- Reacciones por Sobrecarga de la estructura de Faja 002, las cuales se muestran a continuación:

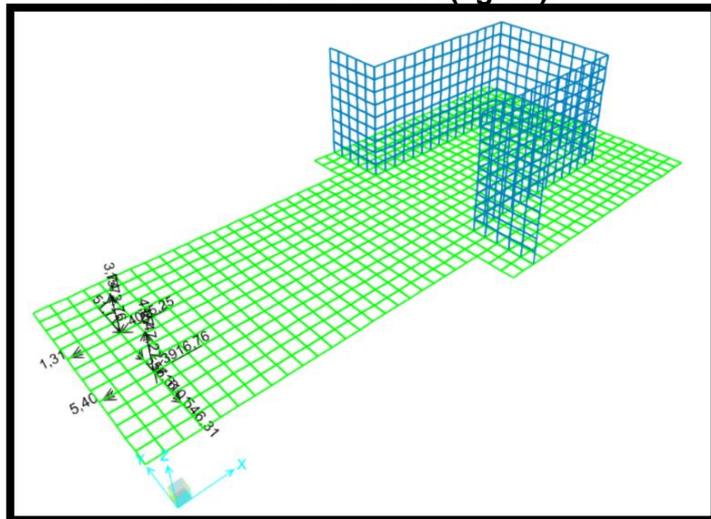
Figura N° 4.11: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Sobrecarga de Uso (kgf-m).



Fuente: Software SAP 2000

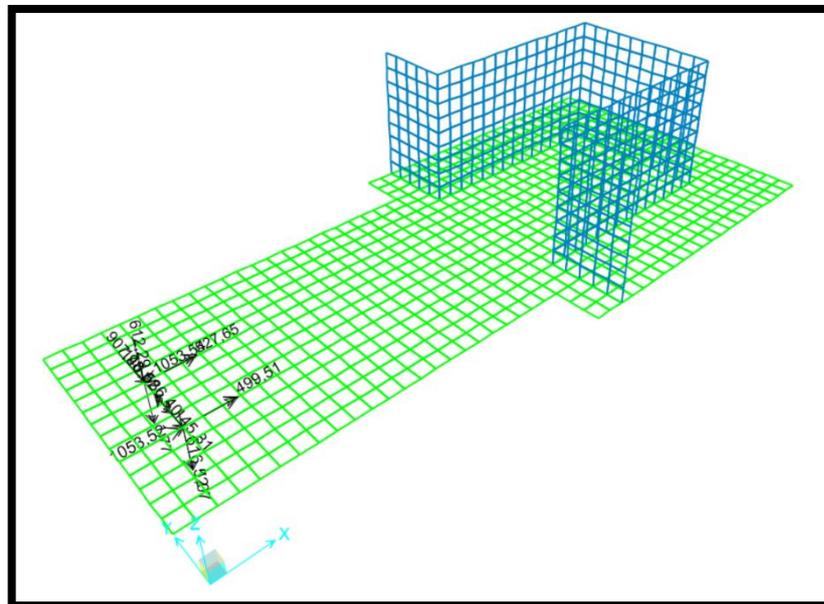
Estructura de Soporte Faja Transportadora 002". Las reacciones cargadas son las siguientes.

Figura N° 4.13: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Sismo en dirección X (kgf-m).



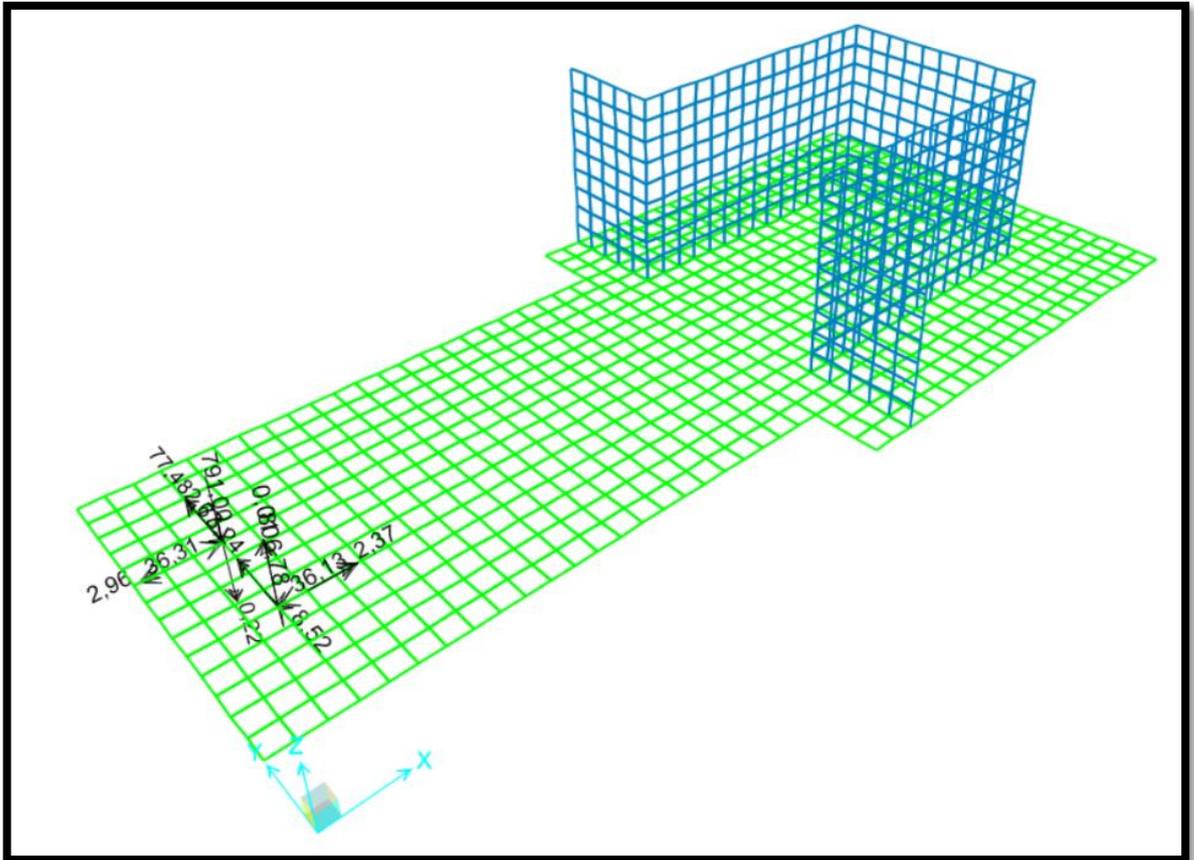
Fuente: Software SAP 2000

Figura N° 4.14: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Sismo en dirección Y (kgf-m).



Fuente: Software SAP 2000

Figura N° 4.15: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Sismo en dirección Vertical (kgf-m).



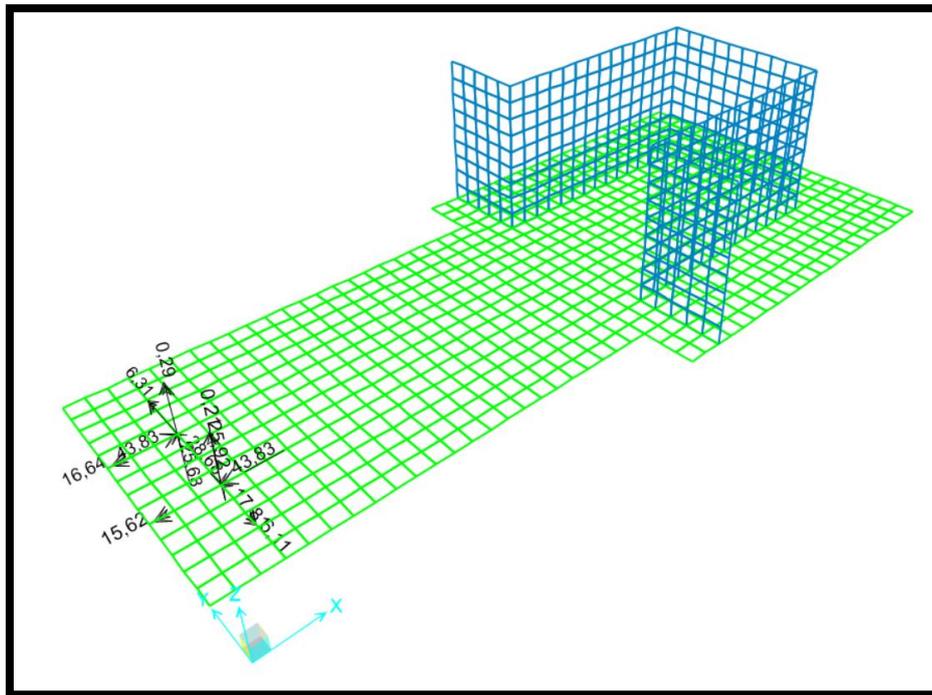
Fuente: Software SAP 2000

- Cargas Sísmicas del Muro: Las cargas sísmicas del muro se consideran como empujes de tierra sísmicos, los cuales se describen más adelante.

4.3.5.5. Cargas de Viento (W)

De acuerdo al Criterio de Diseño del proyecto, se considera una velocidad de 100 km/h. La carga de viento se cargó en la estructura de soporte de la faja, la cual se muestra a continuación:

Figura N° 4.16: Figura 5.10: Reacciones de Estructura de Soporte Faja por concepto de Viento (kgf-m).



Fuente: Software SAP 2000

No se consideró la acción del viento sobre el muro, por no controlar el diseño.

4.3.5.6. Cargas Operacionales (PO)

Las cargas operacionales se consideran como una acción normal debido a la constante operación de la planta. Las cargas consideradas son las siguientes:

- Reacciones de Estructura de Soporte de Faja sobre losa: la carga operacional considerada se compone por la tensión de la correa, la carga de material a lo largo de la faja y la carga de impacto sobre la zona de carga de la faja. El detalle se encuentra en el documento "P1713-0000-ES-MCA-010 RB – Memoria de Cálculo Estructura de Soporte Faja Transportadora 410-CV-002".

específico, se utilizará lo dispuesto en el Manual de Carreteras de Chile, el cual está basado en la sección 5 de la norma AASHTO. Las cargas de empuje de tierras consideradas, se explican a continuación:

- Empuje de Tierra en Reposo: se considera desfavorablemente una condición de empuje en reposo la cual se asume porque el muro tiene restricciones a deformarse y girar, debido a que los muros que actúan en el sentido contrario actúan como contrafuertes, impidiendo que se desarrollen estos movimientos. Recordar que una condición de empuje en reposo induce una carga mayor a un empuje activo.

El empuje en reposo estático se aplica como una carga triangular con el máximo en la base, igual a 4,7 ton/m² y el mínimo de 0 ton/m² para la altura máxima del muro

El empuje en reposo debido a la sobrecarga, se calculó en base a una presión inducida por el cargador CAT 980 igual a 2,3 ton/m², lo cual genera una carga uniforme sobre el muro de 1,15 ton/m². Los cálculos de estas cargas se muestran en la siguiente hoja de cálculo:

Coefficiente de Empuje en Reposo Estático

$$\delta_f := \frac{1}{2} \phi$$

$$\delta_f = 15\text{-deg}$$

Ángulo de fricción en el plano ficticio

$$K_e := \begin{cases} \frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f)}} & \text{if } \phi < i \\ \left(\frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f)} + \sqrt{\sin(\phi + \delta_f) \cdot \frac{\sin(\phi - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_e = 0.301$$

Coef. de empujes activo.

$$K_0 := 1 - \sin(\phi)$$

$$K_0 = 0.5$$

Coef. de empuje en reposo

Desarrollo del empuje en reposo estático

$$Z_0 := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} < 0 \\ \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Z_0 = 0 \text{ m}$$

Profundidad en que σ es igual a 0

$$Z := H - Z_0$$

$$Z = 4.95 \text{ m}$$

Altura total empuje

Empuje en Reposo Estático

Debido al suelo

$$\sigma_{eh} := \begin{cases} 0 & \text{if } (\gamma_r \cdot Z \cdot K_0 - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_0}) < 0 \\ (\gamma_r \cdot Z \cdot K_0 - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_0}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{eh} = 4.7 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión en reposo estática horizontal, debido al suelo

$$E_e := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot Z \cdot \sigma_{eh}$$

$$E_e = 11.64 \text{ tonf}$$

Empuje resultante por presión en reposo estática horizontal, debido al suelo

$$Z_{eh} := \frac{1}{3} \cdot (H - Z_0)$$

$$Z_{eh} = 1.65 \text{ m}$$

Altura aplicación empuje en reposo estático horizontal

Por sobrecarga

$$\sigma_{qh} := \begin{cases} 0 & \text{if } (q_{sc} \cdot K_0 - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_0}) < 0 \\ (q_{sc} \cdot K_0 - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_0}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{qh} = 1.15 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión en reposo estática horizontal, debido a la sobrecarga

$$E_q := L_m \cdot Z \cdot \sigma_{qh}$$

$$E_q = 5.69 \text{ tonf}$$

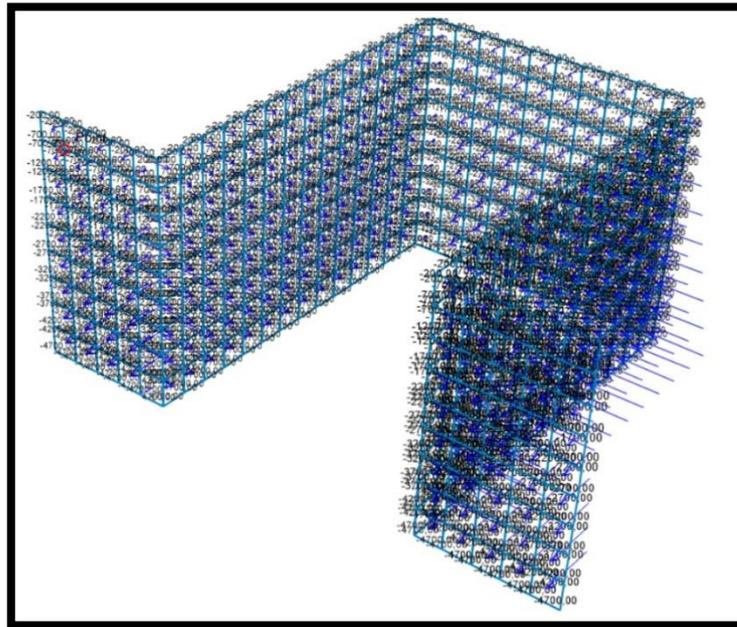
Empuje resultante por presión en reposo estática horizontal, debido a la sobrecarga

$$Z_{qh} := \frac{1}{2} \cdot (H - Z_0)$$

$$Z_{qh} = 2.48 \text{ m}$$

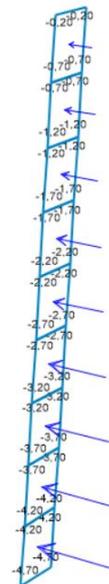
Altura aplicación Empuje en reposo estático horizontal

Figura N° 4.18: Empuje en Reposo sobre el muro (kgf/m²).



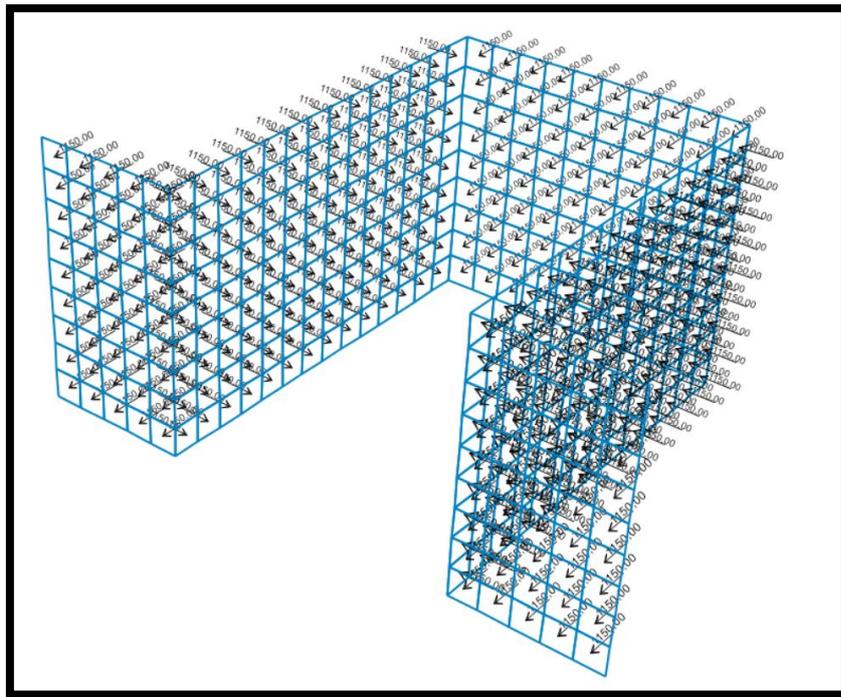
Fuente: Software SAP 2000

Figura N° 4.19: Detalle de Carga de Empuje de Tierras (ton/m²).



Fuente: Software SAP 2000

Figura N° 4.20: Empuje debido a Sobrecarga sobre el muro (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

4.3.5.9. Cargas de Empuje Sísmico (EHx, EHy+, EHy-)

Las cargas de empuje sísmico también asumen una condición de “reposo” explicada en el punto anterior. Se calcula el “aumento de empuje sísmico” ya que, en cada combinación de carga, la acción sísmica se suma la condición de empuje en reposo, como se puede ver en el punto 4.3.6 de Combinaciones de Carga.

Los empujes sísmicos se combinarán de la siguiente forma:

Carga de Empuje Sísmico (X, Y+, Y-) = Aumento Empuje Sísmico
+ Aumento de Empuje Sísmico por SC + Empuje Sísmico
inducido por Aceleración del Muro.

Se han calculado las cargas sísmicas con la siguiente expresión del empuje sísmico en reposo:

EMPUJES DE TIERRA SÍSMICOS

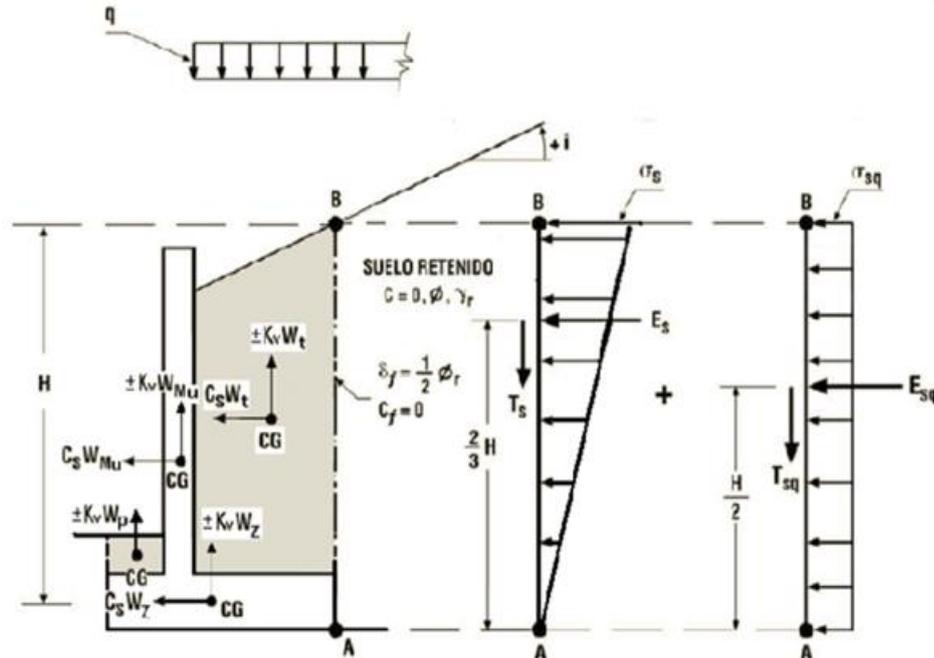
$$C_s = 0.08$$

Coefficiente sísmico horizontal

$$k_v = 0$$

Coefficiente sísmico vertical

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{C_s}{1 - k_v}\right)$$



Coefficiente de Empuje Activo Sísmico

$$K_s(\phi, \delta, \theta, \iota, \beta) := \begin{cases} \frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} & \text{if } \iota + \theta > \phi \\ \frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \iota - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\iota - \beta)}}\right)^2} & \text{if } \iota + \theta \leq \phi \end{cases}$$

$$K_s(\phi, \delta_f, \theta, \iota, \beta) = 0.35$$

$$K_s := K_s(\phi, \delta_f, \theta, \iota, \beta)$$

$$K_s = 0.35$$

Coefficiente de Empuje Sísmico

$$K_{os} := \frac{K_s}{K_e} \cdot K_0$$

$$K_{os} = 0.58$$

Coefficiente de Empuje en Reposo Sísmico

Empuje Activo Sísmico

Debido al suelo

$$\sigma_{shp} := \gamma_r \cdot H \cdot [K_{os} \cdot (1 - k_v) - K_0]$$

$$\sigma_{shp} = 0.76 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión activa sísmica horizontal, debido al suelo.

$$E_{sp} := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot \sigma_{shp} \cdot H$$

$$E_{sp} = 1.87 \cdot \text{tonf}$$

Empuje activo sísmico horizontal, debido al suelo.

$$Z_{sh} := \frac{2}{3} \cdot H$$

$$Z_{sh} = 3.3 \text{ m}$$

Altura de aplicación empuje sísmico horizontal.

Por sobrecarga

$$\sigma_{sqhp} := q_{sc} \cdot [K_{os} \cdot (1 - k_v) - K_0]$$

$$\sigma_{sqhp} = 0.18 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión activa sísmica horizontal, debido a la sobrecarga q.

$$E_{sqp} := \sigma_{sqhp} \cdot L_m \cdot H$$

$$E_{sqp} = 0.92 \cdot \text{tonf}$$

Empuje activo sísmico horizontal por presión de sobrecarga q.

$$Z_{sqh} := \frac{1}{2} \cdot H$$

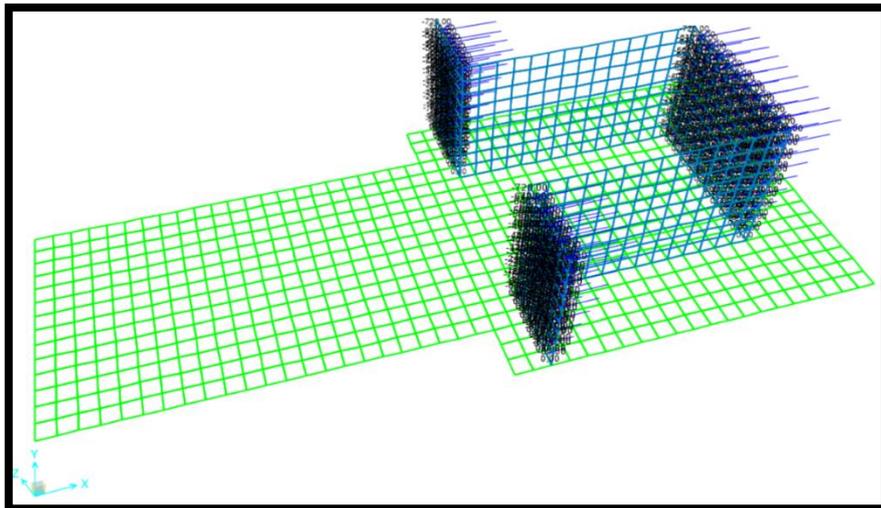
$$Z_{sqh} = 2.48 \text{ m}$$

Altura de aplicación empuje sísmico por sobrecarga q

Los empujes sísmicos cargados en la modelación se mencionan a continuación:

- Aumento de Empuje Sísmico en dirección X

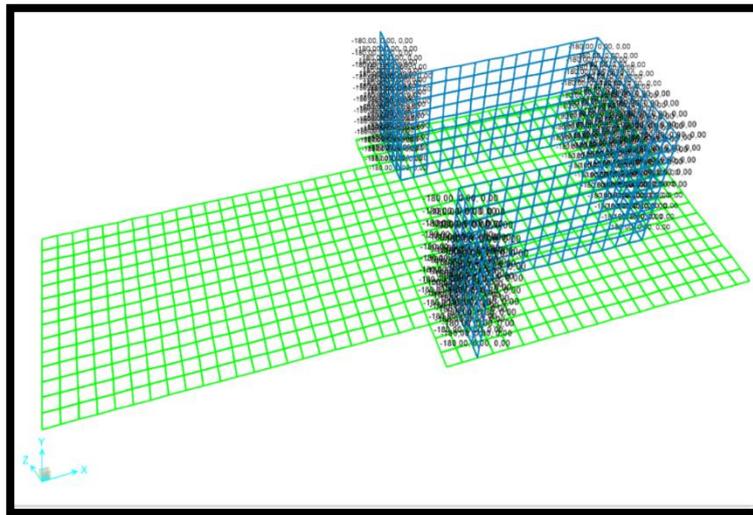
Figura N° 4.21: Aumento de Empuje sísmico en dirección X (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga (X)

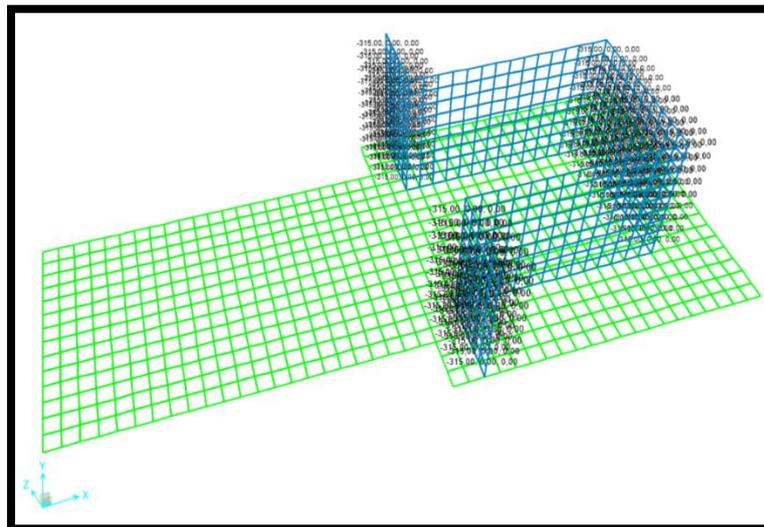
Figura N° 4.22: Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga en X (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Empuje Sísmico debido a la masa de cada muro (X): calculado con el producto de la densidad del concreto por el espesor de 0,5 m y por el coeficiente sísmico. El resultado es 315 kgf/m².

Figura N° 4.23: Empuje sísmico debido al peso de cada muro en X (kgf/m²).

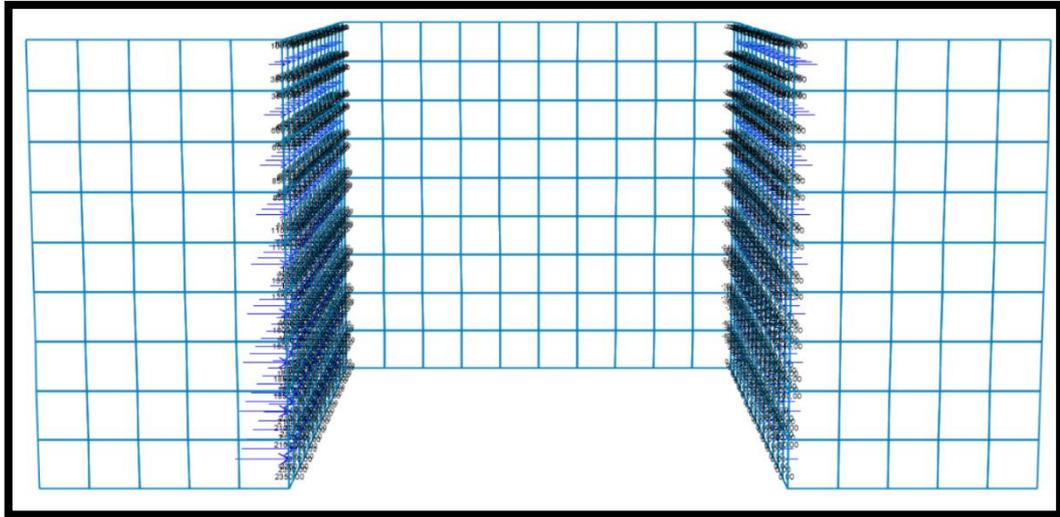


Fuente: Software SAP 2000

Nota: Estos empujes sólo se cargan cuando actúa el sismo en dirección X negativa.

- Aumento de Empuje Sísmico en dirección Y+: Este estado de carga considera el 50% del empuje en reposo, resistiendo en la dirección contraria a la acción sísmica considerada.

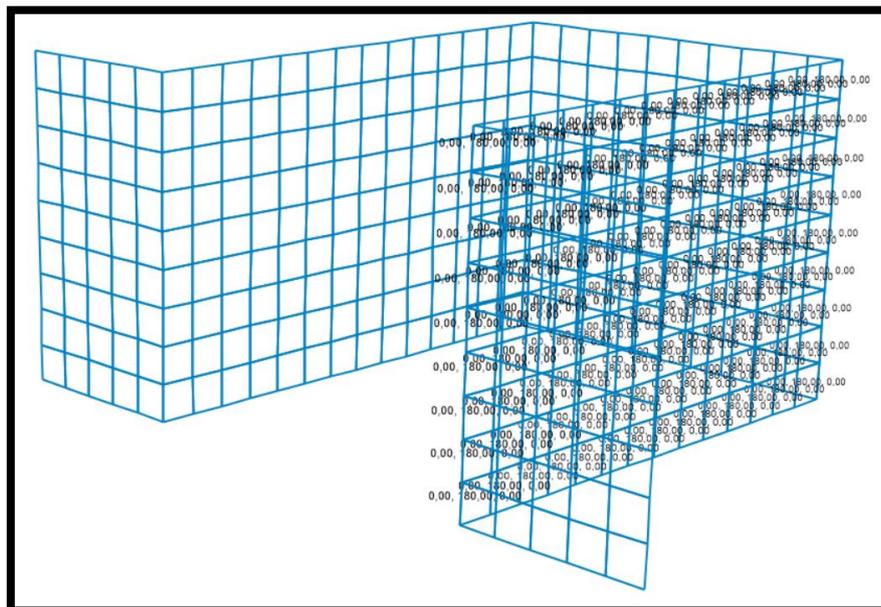
Figura N° 4.24: Aumento de Empuje sísmico en dirección Y+ (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga (Y+):

Figura N° 4.25: Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga en Y+ (kgf/m²).

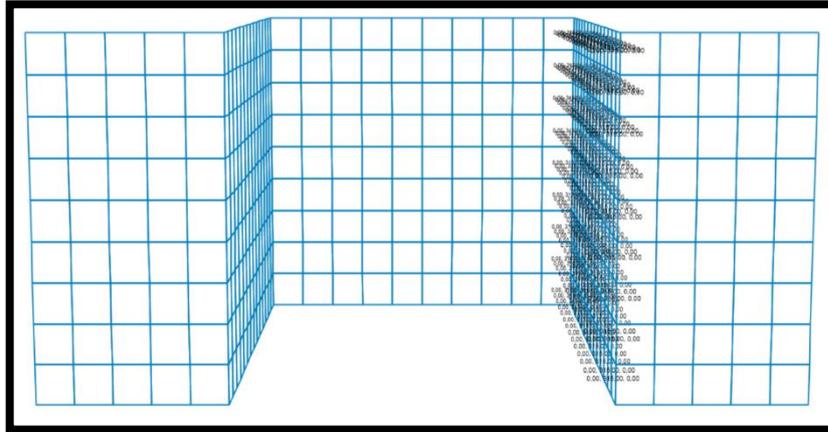


Fuente: Software SAP 2000

- Empuje Sísmico debido a la masa de cada muro (Y+): calculado con el producto de la densidad del concreto por el

espesor de 0,5 m y por el coeficiente sísmico. El resultado es 315 kgf/m².

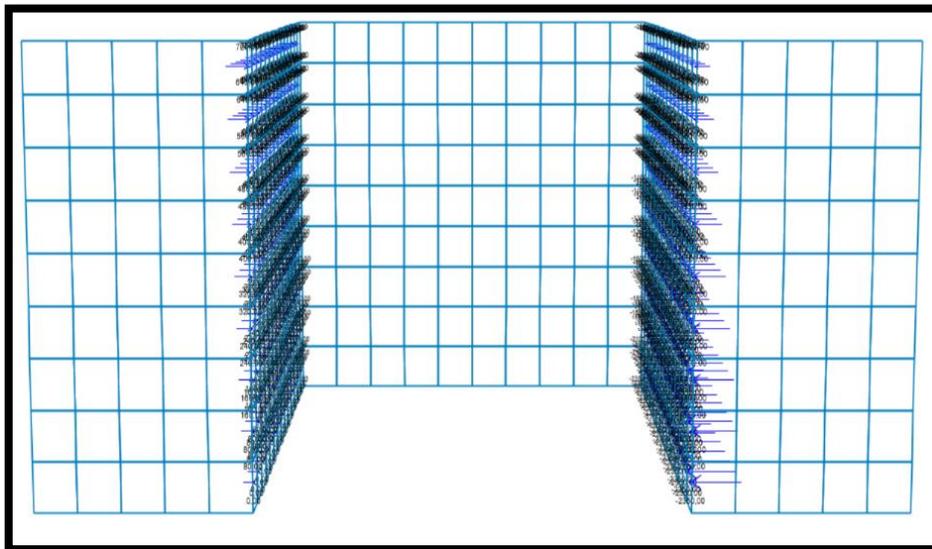
Figura N° 4.26: Empuje sísmico debido al peso de cada muro (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Aumento de Empuje Sísmico en dirección Y-: Este estado de carga considera el 50% del empuje en reposo, resistiendo en la dirección contraria a la acción sísmica considerada.

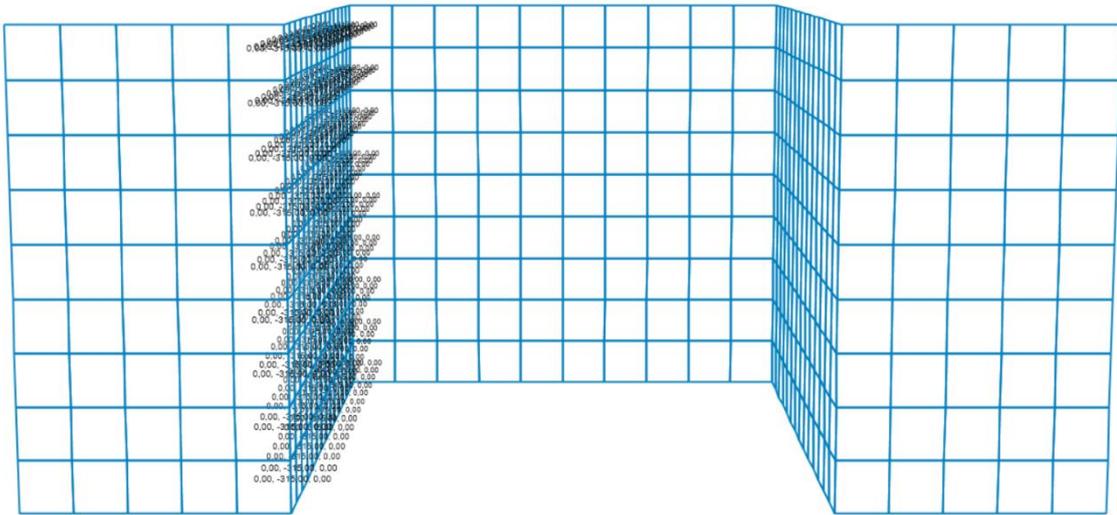
Figura N° 4.27: Aumento de Empuje sísmico en dirección Y- (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga (Y-):

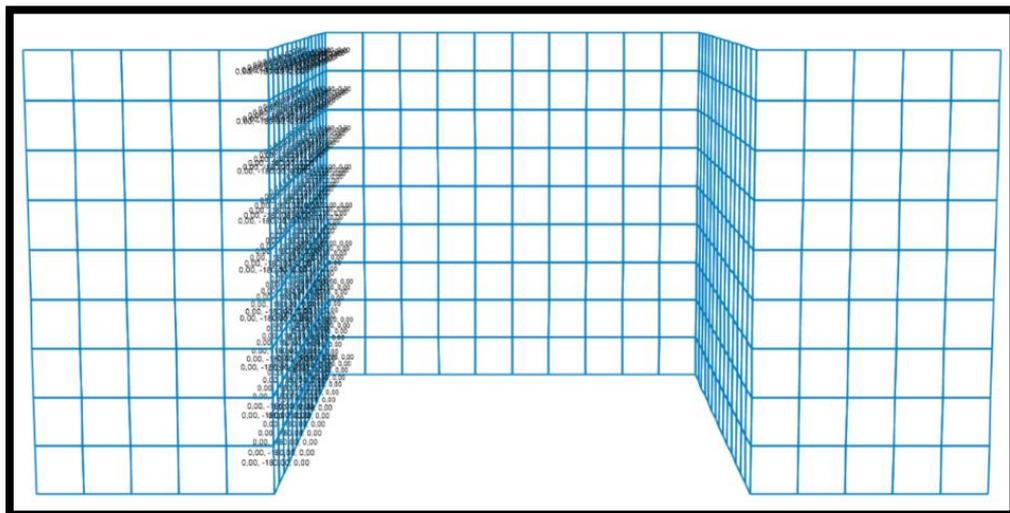
Figura N° 4.28: Aumento de Empuje Sísmico por Sobrecarga en Y- (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

- Empuje Sísmico debido a la masa de cada muro (Y-): calculado con el producto de la densidad del concreto por el espesor de 0,5 m y por el coeficiente sísmico. El resultado es 315 kgf/m².

Figura N° 4.29: Empuje sísmico debido al peso de cada muro en Y- (kgf/m²).



Fuente: Software SAP 2000

4.3.6. Combinaciones de Carga

El diseño de la estabilidad de las fundaciones se realizará mediante el Método de Tensiones admisibles, mientras que el diseño de hormigón se realizará con el método de Resistencia Última (LRFD). Para cada método se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Tabla N° 4.5: Combinaciones de Carga por el Método ASD.

Combinaciones de carga por el método ASD													
N° Comb	DL	LL	S	Ex	Ey	Ez	Wx	PO	IL	H	EHx	EHy+	EHy-
1	1		1					1		1			
2	1	1					1	1		1			
3	1	1					-1	1		1			
4	0,9	1		1		1		1		1			
5	0,9	1		-1		1		1		1	1		
6	0,9	1		1		-1		1		1			
7	0,9	1		-1		-1		1		1	1		
8	0,9	1			1	1		1		1		1	
9	0,9	1			-1	1		1		1			1
10	0,9	1			1	-1		1		1		1	
11	0,9	1			-1	-1		1		1			1
12	1	1	0,5				1	1		1			
13	1	1	0,5				-1	1		1			
14	1	1	1				0,5	1		1			
15	1	1	1				-0,5	1		1			
16	0,9		1	1		1		1		1			
17	0,9		1	-1		1		1		1	1		
18	0,9		1	1		-1		1		1			
19	0,9		1	-1		-1		1		1	1		
20	0,9		1		1	1		1		1		1	
21	0,9		1		-1	1		1		1			1
22	0,9		1		1	-1		1		1		1	
23	0,9		1		-1	-1		1		1			1
24	1								1	1			

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4.6: Combinaciones de Carga por el Método LRFD.

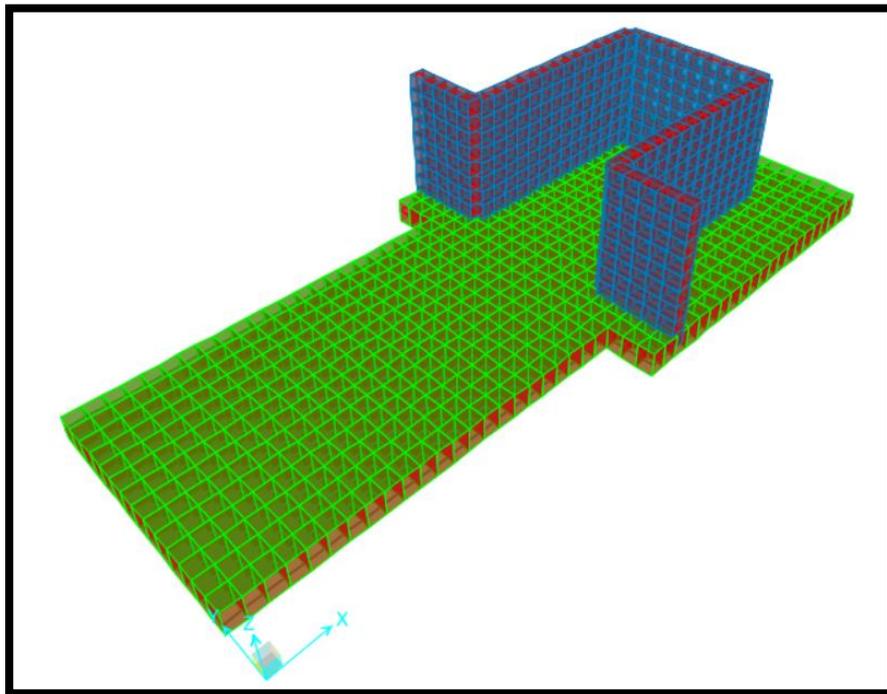
Combinaciones de carga LRFD													
N° Comb	DL	LL	S	Ex	Ey	Ez	Wy	PO	IL	H	EHx	EHy+	EHy-
1	1,5	1,8	1,8					1		1,6			
2	1,25	1,25		1		1		1		1,25			
3	1,25	1,25		-1		1		1		1,25	1		
4	1,25	1,25		1		-1		1		1,25			
5	1,25	1,25		-1		-1		1		1,25	1		
6	1,25	1,25			1	1		1		1,25		1	
7	1,25	1,25			-1	1		1		1,25			1
8	1,25	1,25			1	-1		1		1,25		1	
9	1,25	1,25			-1	-1		1		1,25			1
10	1,25	1,25					1,25	1		1,25			
11	1,25	1,25					-1,25	1		1,25			
12	1,25	1,25	1,8					1	1,8	1,25			

Fuente: Elaboración propia

4.3.7. Diseño de Fundaciones (Cimentación)

Se modeló el muro en SAP2000 como elementos tipo Shell, discretizando cada elemento en áreas de 50x50 cm. Se crearon dos tipos de elementos “shell”, definidos como “Losa” con un espesor de 75 cm y “Muro” con un espesor de 50 cm. A los elementos “Losa” se les asignó un coeficiente de Balasto modelado como un resorte, con una magnitud de 6 kgf/cm³ en la dirección vertical y un coeficiente de Balasto horizontal con una magnitud de 1/3 del Balasto vertical, en ambas direcciones horizontales.

Figura N° 4.30: Modelación en SAP2000.



Fuente: Software SAP 2000

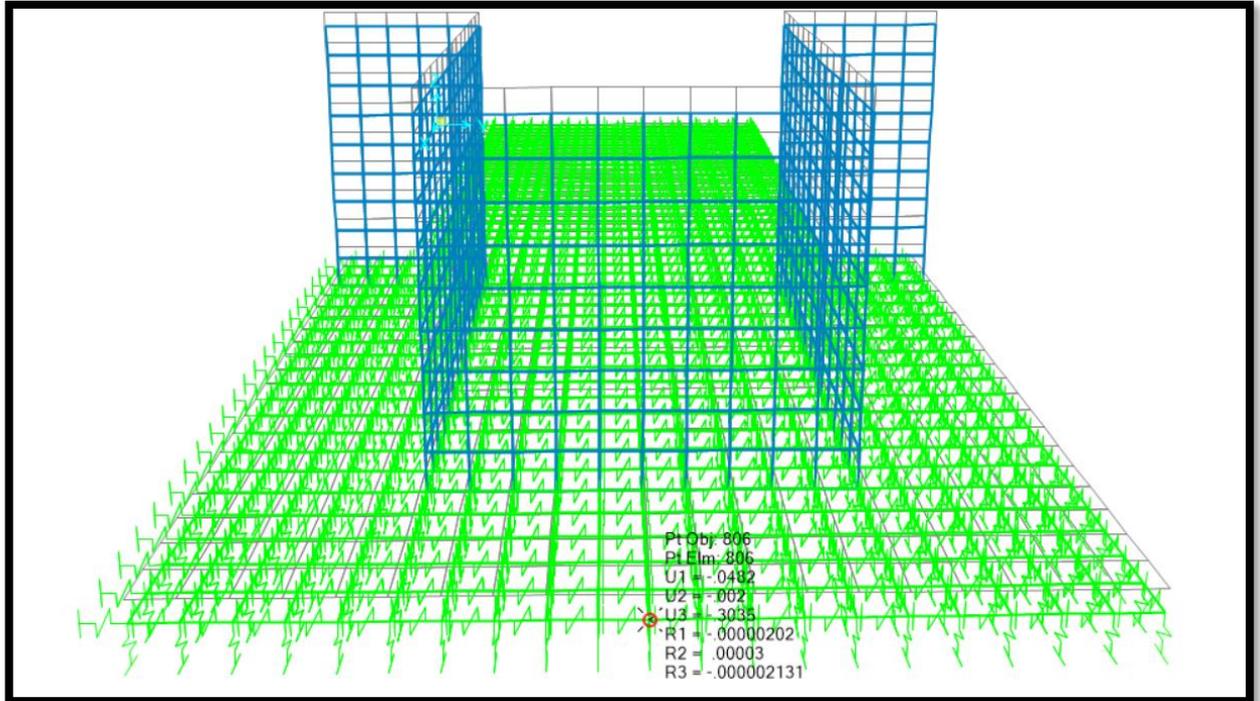
Nota: la modelación considera 2,5 m del muro en la dirección transversal al movimiento del mineral, para lo cual se realizará una modelación en dos dimensiones para el resto del muro, la cual se hará por metro lineal.

4.3.8. Análisis de Estabilidad

Se ha verificado la estabilidad con las combinaciones de carga del método ASD. En la siguiente figura, se muestra el desplazamiento vertical máximo

que presenta la losa, debido a la Combinación de Carga N°12 “DL +LL + 0,5 S + Wy +PO + H”.

Figura N° 4.31: Desplazamiento vertical máximo para la Combinación 12 (cm).



Fuente: Software SAP 2000

Tabla N° 4.7: Cálculo de Tensiones Admisibles.

Calculo Tensiones admisibles				
Joint	OutputCase	U3	k	σ
Text	Text	cm	Kg/cm ³	Kg/cm ²
216	ASD7	-0,0502	6	-0,3012
300	ASD1	-0,3035	6	-1,821

Fuente: Elaboración propia

Con el producto del desplazamiento máximo por el coeficiente de Balasto se obtienen las presiones mínimas y máximas de la modelación. Como se puede observar, la presión máxima es de 1,821 kgf/cm², lo cual es menor a la tensión admisible de 2,5 kgf/cm² considerada, por lo tanto, el suelo resiste las sollicitaciones inducidas por la estructura.

Por otro lado, sólo se presentan presiones negativas, lo cual indica que la losa de fundación presenta un 100% de compresión.

4.3.9. Análisis de Cortante

El corte máximo en los muros se muestra a continuación.

$V_u = 19,2 \text{ ton}$ Combinación 6

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,5 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot \left(50 - 5 - \frac{2,5}{2}\right) = 19,4 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ Por lo tanto verifica

Nota: la fórmula anterior está modificada para que el muro se diseñe sin estribos con el factor 0,5, pero de igual forma se considera estudiar la resistencia al corte del muro, como factor de seguridad.

El corte máximo en la losa se muestra a continuación.

$V_u = 49,9 \text{ ton}$ Combinación 1

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot \left(75 - 5 - \frac{1,9}{2}\right) = 52 \text{ ton}$$

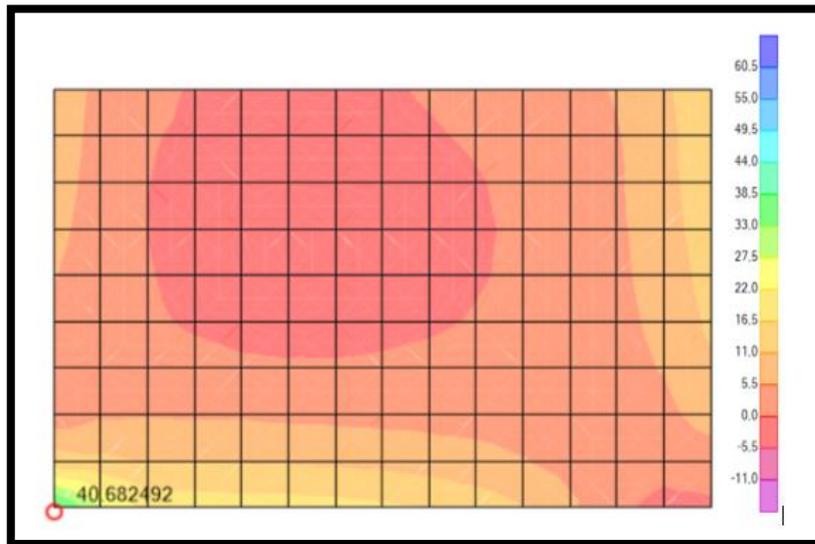
$\phi V_c > V_u$ Por lo tanto verifica.

4.3.10. Verificación a Flexión

Flexión en Muro

Se verificaron los momentos máximos de diseño para el muro, resultando el momento máximo igual a 40,7 ton*m, el cual se ingresó a la siguiente planilla para verificar la sección de acero requerida. Resultando una cuantía de acero de 1" ($\phi 25$) dispuestos cada 10 cm.

Figura N° 4.32: Momento máximo para verificar flexión en muro (tonf*m).



Fuente: Software SAP 2000

$$\begin{aligned} \text{Mumax} &:= 40.68 \text{ tonf} \cdot \text{m} & f'_c &:= 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{tonf} &= 1000 \text{ kgf} \\ & & F_y &:= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

i) Armadura

$$\begin{aligned} b &:= 1 \text{ m} & \text{Largo unitario del muro} \\ h &:= 0.5 \text{ m} & \text{Espesor del muro} \\ r &:= 6.1 \text{ cm} & \text{Altura útil } d := h - r \end{aligned}$$

Flexión

$$\phi_m := 0.9$$

$$\mu := \frac{\text{Mumax}}{\phi_m \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = 0.0985 \quad +$$

$$\text{Arm} \quad \omega := 0.85 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad \omega = 0.0884$$

$$\text{As}_- \quad \text{As} := \frac{f'_c}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \omega \quad \text{As} = 25.9 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura mínima (ACI 318-11 10.5.1)

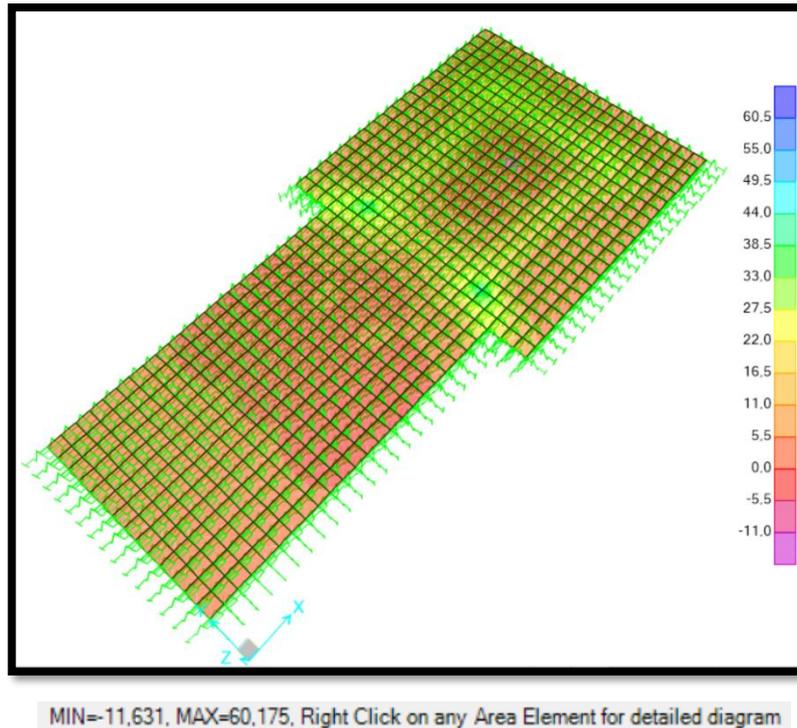
$$\text{As}_- \quad \text{As}_{\text{min}} := \max \left(\frac{0.25 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}}}{\frac{F_y}{\text{MPa}}} \cdot b \cdot d, \frac{1.4}{F_y} \cdot b \cdot d \right) \quad \text{As}_{\text{min}} = 14.9 \cdot \text{cm}^2$$

Usar $\phi 25$ a 10 = 49.09 · cm²

4.3.11. Flexión en Losa

Se verificaron los momentos máximos de diseño para la losa, resultando el momento máximo igual a 52 ton*m, el cual se ingresó a la siguiente planilla para verificar la sección de acero requerida. Resultando varillas de acero de 3/4" (φ19) dispuestos cada 10 cm.

Figura N° 4.33: Momento máximo para verificar flexión en losa (tonf*m).



Fuente: Software SAP 2000

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{tonnef} = 1000\text{kgf}$$

FLEXIÓN EN LOSA DE FUNDACION

$$M_{\text{umax}} := 60.175 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento máximo de Diseño

ii) Armadura

$$b := 1 \text{ m}$$

$$h := 0.75 \text{ m}$$

$$r := 6.1 \text{ cm}$$

$$\text{Altura útil } d := h - r$$

Distancia a la barra más alejada del borde inferior

Flexión

$$\phi_m := 0.9$$

$$\mu := \frac{M_{\text{umax}}}{\phi_m \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = 0.0592$$

$$\omega := 0.85 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$\omega = 0.0519$$

$$A_s := \frac{f'_c}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \omega$$

$$A_s = 23.8 \cdot \text{cm}^2$$

Armatura mínima (ACI 318 10.5.4)

$$As_{min} := \psi \cdot b \cdot h \cdot \begin{cases} 0.0018 & \text{if } F_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 0.0020 & \text{if } F_y < 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \frac{0.0018 \cdot 420 \cdot \text{MPa}}{F_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$As_{min} = 13.5 \cdot \text{cm}^2$

Armatura por retracción en losa (ACI 318.12.2.1)

$$As_{ret} := \psi \cdot b \cdot h \cdot \begin{cases} \frac{0.0018}{2} & \text{if } F_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \frac{0.0020}{2} & \text{if } F_y < 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \frac{0.0018 \cdot 420 \cdot \text{MPa}}{2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$As_{ret} = 6.75 \cdot \text{cm}^2$

$$As_{req} := \max \left(As, \min \left(\frac{4}{3} \cdot As, As_{min} \right) \right)$$

$$As_{req} = 23.8 \cdot \text{cm}^2$$

Usar ϕ 19 a 10 = 28.4 cm²

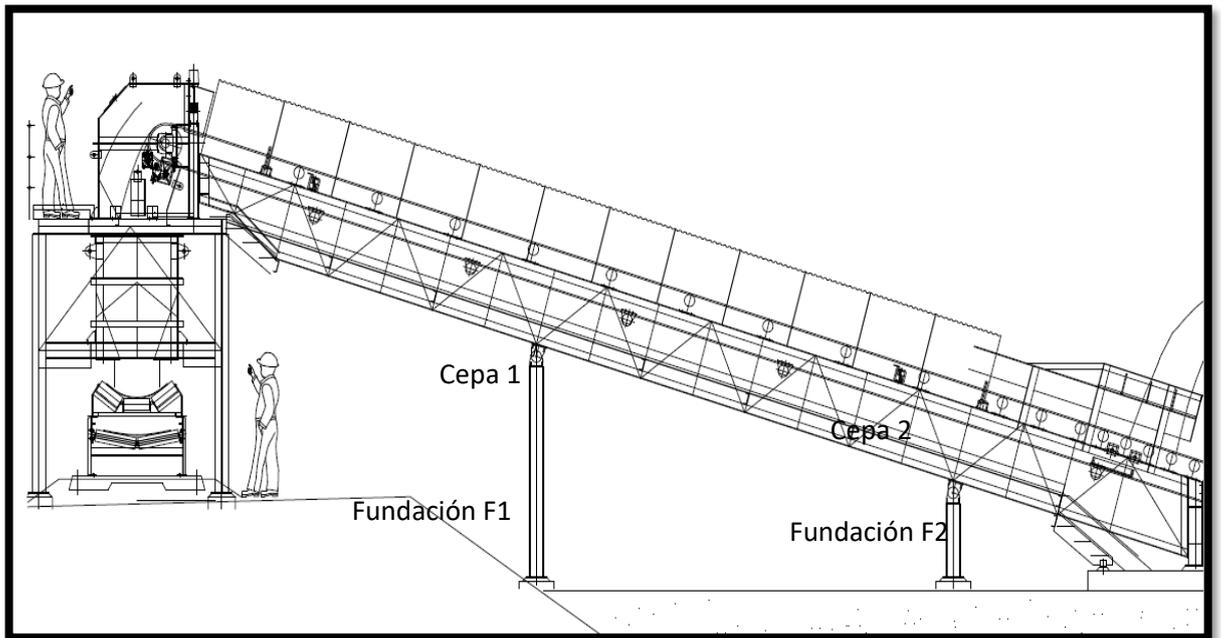
4.4. Discusión de Resultados

4.4.1. Diseño de Fundaciones de Cepas Faja 002

4.4.1.1. Bases de diseño

Las fundaciones de las cepas de la estructura de soporte de la faja 410-CV-002 se diseñaron en forma separada cada una de ellas. El diseño propuesto corresponde a dos zapatas combinadas las cuales tienen dos pedestales cada una, para recibir las columnas de las cepas. En la siguiente figura se muestran las cepas propuestas.

Figura N° 4.34: Elevación de cepas.



Fuente: Elaboración propia

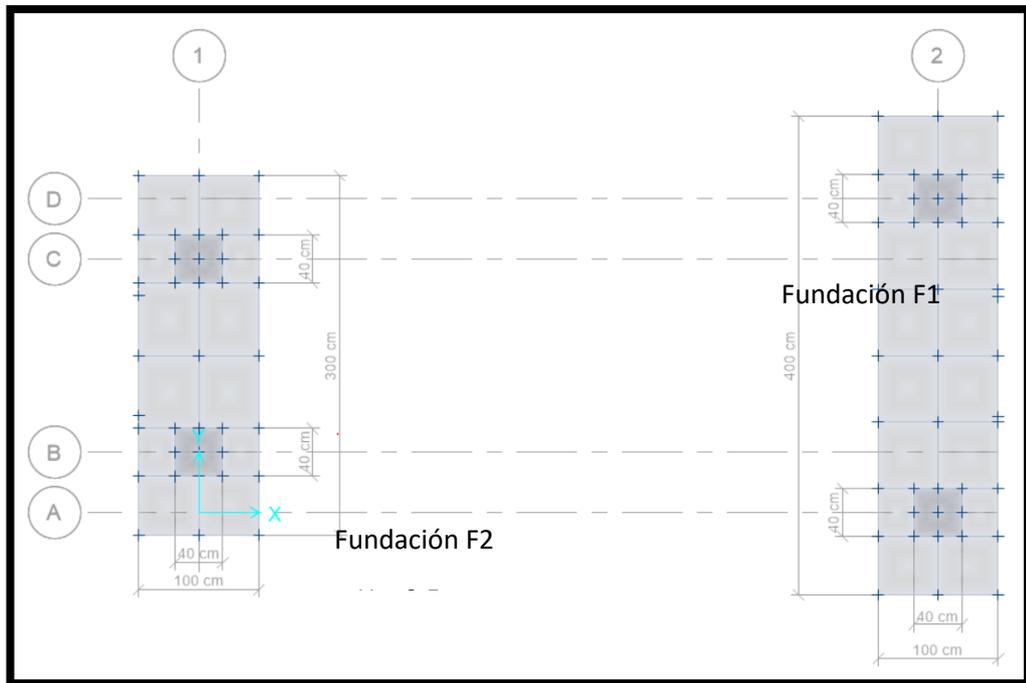
De acuerdo al perfil topográfico entregado por El Brocal S.A.A., las cepas se emplazarán sobre un suelo correspondiente a un relleno estructural, por lo tanto, las propiedades del suelo de fundación se entregarán en este informe, lo cual significa que se deben verificar las propiedades del relleno una vez se consiga la compactación esperada.

4.4.1.2. Esquema Propuesto

Las dimensiones de las fundaciones F1 y F2 se muestran a continuación:

daciones F1 y F2 se muestran a continuación:

Figura N° 4.35: Esquema en planta de fundaciones para cepas.



Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Estados de Carga

Los estados de carga aplicados a las cepas corresponden a los estados de carga aplicados en la estructura de soporte de faja 410-CV-002, los cuales se encuentran explicados en detalle en el documento P1713-0000-ES-MCA-010. A continuación, se mencionarán dichos estados de carga.

4.4.2.1. Peso Muerto (DL)

Corresponde al peso de la estructura de acero, más un 10% adicional correspondiente a las planchas, gussets, pernos, entre otros. Adicionalmente se consideran todas las componentes mecánicas, necesarias para el correcto funcionamiento de la faja.

4.4.2.2. Cargas Vivas o Sobrecarga de Uso (LL)

Corresponde a la carga considerada por el tránsito eventual de personas sobre los pasillos de la estructura de soporte de la faja 410-CV-002.

4.4.2.3. Cargas de Nieve (S)

Corresponde a la carga de nieve sobre la estructura, la cual se considera como una acción normal.

4.4.2.4. Cargas Sísmicas (Ex, Ey, Ez)

Corresponde a la acción sísmica sobre la estructura, la cual se calculó utilizando el método del corte basal propuesto en la RNE_030 de Diseño Sismorresistente. Se consideraron las acciones sísmicas en ambos sentidos horizontales (Ex, Ey), como también se consideró la acción sísmica vertical. Es necesario mencionar que la acción sísmica se considera como una carga eventual.

4.4.2.5. Cargas de Viento (W)

Las cargas de viento se calcularon mediante lo dispuesto en la norma RNE_020, la cual describe las cargas a aplicar en las estructuras. Se consideró sólo la acción del viento en la dirección transversal al movimiento de la faja, por tratarse de una acción más desfavorable en términos de magnitudes, de acuerdo a la forma de la estructura. Es necesario destacar, que la acción del viento se considera como eventual.

4.4.2.6. Cargas Operacionales (PO)

Las cargas operacionales se consideraron como una acción eventual, por tratarse de una operación continua. Como carga operacional se consideró la tensión de la faja, el impacto sobre el

área de carga de la faja y el peso del mineral distribuido a lo largo de la faja.

4.4.2.7. Cargas de Detención y Partida (IL)

Estas cargas corresponden a la máxima tensión en la faja, la cual se produce al momento de iniciar o detener el sistema. Por tratarse de una carga eventual, no se combinará con los demás estados de carga, salvo con el peso muerto (DL).

Cada estado de carga descrito en esta sección, se importa al programa SAFE 2014 como carga puntual en cada uno de los pedestales, pero para llevarlos al sello de fundación, se momentan las cargas horizontales por la profundidad de la zapata. Los estados de carga se muestran como anexo.

4.4.2.8. Combinaciones de carga

El diseño de la estabilidad de las fundaciones se realizará mediante el Método de Tensiones admisibles, mientras que el diseño de hormigón se realizará con el método de Resistencia Última (LRFD). Para cada método se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Tabla N° 4.8: Combinaciones de Carga por el Método ASD.

Estados de carga									
N° Comb	DL	LL	S	E _x	E _y	E _z	W _x	PO	IL
1	1		1					1	
2	1	1					1	1	
3	1	1					-1	1	
4	0,9	1		0,8		0,8		1	
5	0,9	1		-0,8		0,8		1	
6	0,9	1		0,8		-0,8		1	
7	0,9	1		-0,8		-0,8		1	
8	0,9	1			0,8	0,8		1	
9	0,9	1			-0,8	0,8		1	
10	0,9	1			0,8	-0,8		1	
11	0,9	1			-0,8	-0,8		1	
12	1	1	0,5				1	1	
13	1	1	0,5				-1	1	
14	1	1	1				0,5	1	
15	1	1	1				-0,5	1	
16	0,9		1	0,8		0,8		1	
17	0,9		1	-0,8		0,8		1	
18	0,9		1	0,8		-0,8		1	
19	0,9		1	-0,8		-0,8		1	
20	0,9		1		0,8	0,8		1	
21	0,9		1		-0,8	0,8		1	
22	0,9		1		0,8	-0,8		1	
23	0,9		1		-0,8	-0,8		1	
24	1								1

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4.9: Combinaciones de Carga por el Método LRFD.

Estados de carga									
N° Comb	DL	LL	S	E _x	E _y	E _z	W _y	PO	IL
1	1,5	1,8	1,8					1,8	
2	1,25	1,25		1		1		1,25	
3	1,25	1,25		-1		1		1,25	
4	1,25	1,25		1		-1		1,25	
5	1,25	1,25		-1		-1		1,25	
6	1,25	1,25			1	1		1,25	
7	1,25	1,25			-1	1		1,25	
8	1,25	1,25			1	-1		1,25	
9	1,25	1,25			-1	-1		1,25	
10	1,25	1,25					1,25	1,25	
11	1,25	1,25					-1,3	1,25	
12	1,25	1,25	1,8						1,8

Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Diseño de Fundaciones

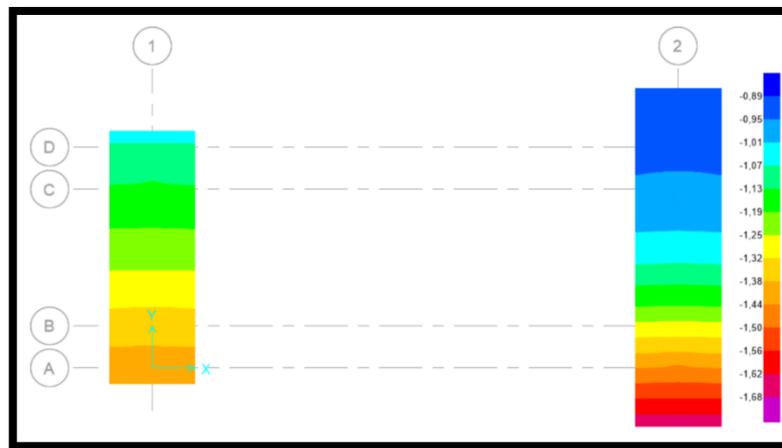
El diseño de las fundaciones se ha modelado en el programa SAFE 2014. Cada fundación combinada se modela como un elemento “slab” y los pedestales como un elemento tipo “stiff”. A cada zapata se le ha asignado un coeficiente de Balasto de 6 [kg/cm³], de manera desfavorable ya que el relleno estructural debería tener un coeficiente de mayor magnitud, para modelar la interacción suelo-estructura.

Con las cargas aplicadas en el modelo, los resultados son los siguientes:

4.4.3.1. Análisis de Estabilidad

Se ha verificado la estabilidad con las combinaciones de carga del método ASD. En la siguiente figura, se muestra la tensión de contacto que presentan las fundaciones debido a la Combinación de Carga N°20 “0,9 DL +S + 0,8 Ey + 0,8 Ez +PO”.

Figura N° 4.36: Tensiones Máximas de Contacto (kgf/cm²).



Max = -0,899 kgf/cm² at [635 cm, 331 cm]; Min = -1,667 kgf/cm² at [615 cm, -69 cm]

Fuente: Software SAP2000

Comparando las tensiones de contacto máximas con las admisibles, se tiene lo siguiente:

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,67 \text{ kgf/cm}^2$$

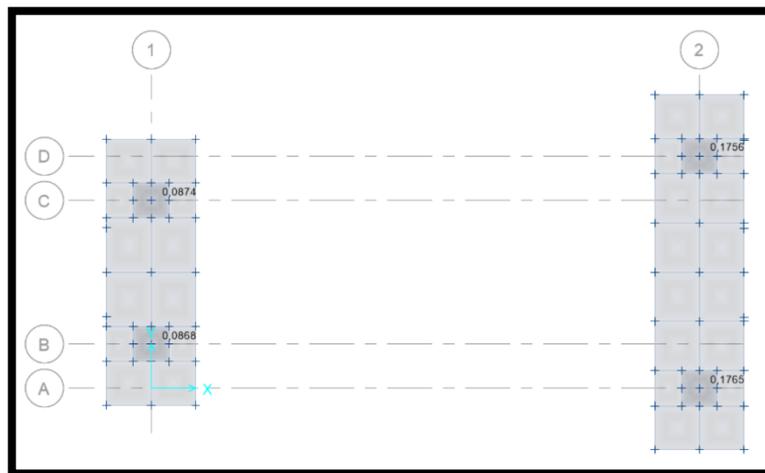
$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

Por lo tanto, el suelo resiste las tensiones aplicadas por las fundaciones. Por otro lado, para ninguna de las combinaciones de carga ASD se presentan presiones positivas, lo cual indica que las fundaciones presentan un 100% de compresión en todas las combinaciones de carga.

4.4.3.2. Análisis de Cortante

A continuación, se presentan los factores de utilización resultantes para la verificación al corte en una dirección, o también conocido como “punzonamiento”, para las combinaciones de carga LRFD utilizadas.

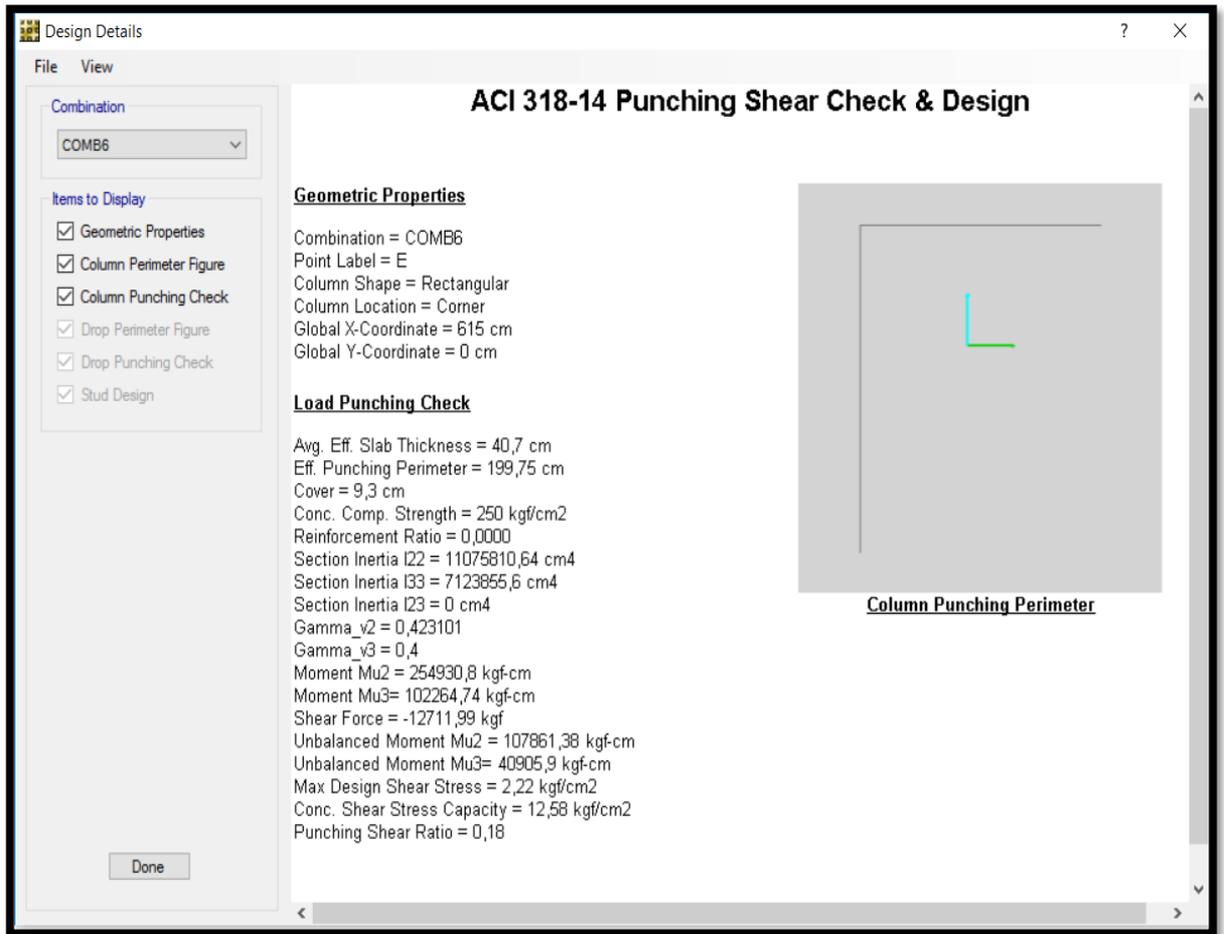
Figura N° 4.37: Factores de Utilización al verificar punzonamiento.



Fuente: Software SAP2000

Según la Figura N° 4.37, el diseño al punzonamiento para la envolvente de cargas LRFD, muestra que todos los pedestales están con un factor de utilización menor a 1. El detalle de diseño se muestra a continuación:

Figura N° 4.38: Diseño y Verificación de pedestal más solicitado.



Fuente: Software SAP2000

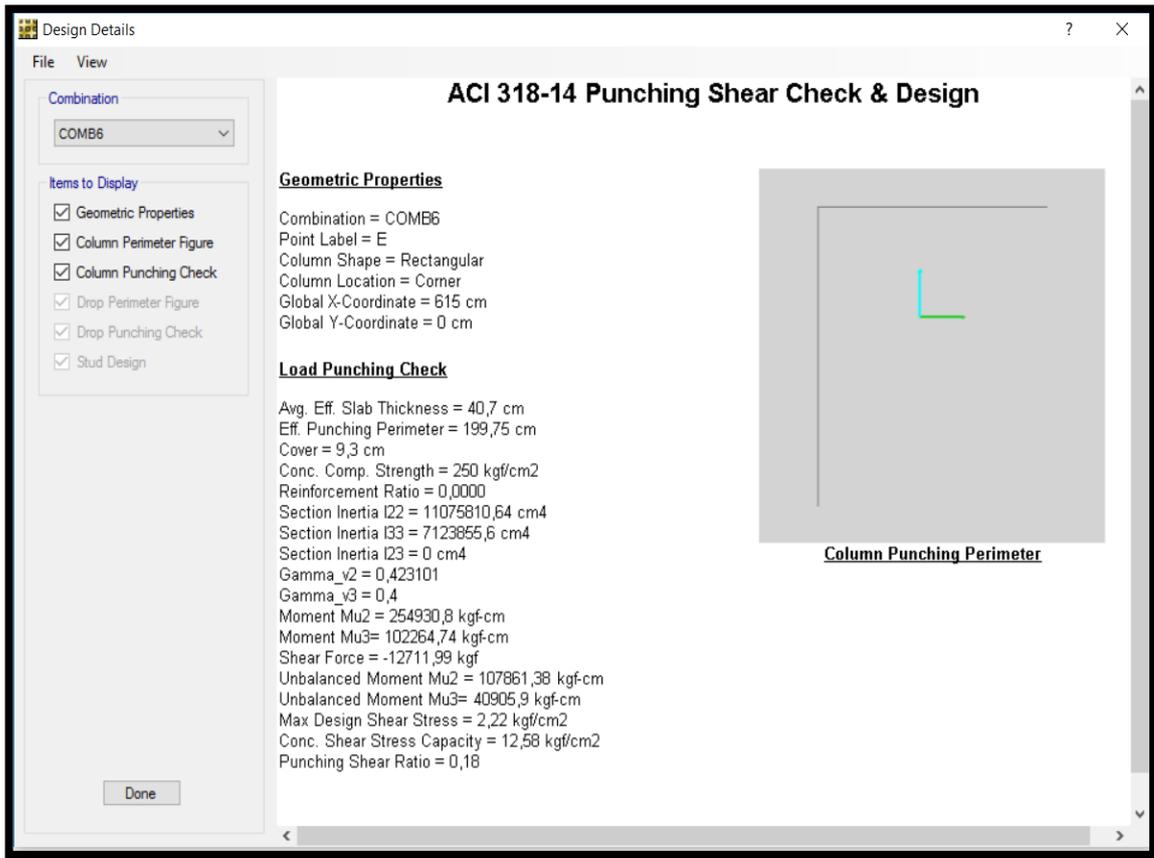
Para el análisis de corte en una dirección, se considera el corte máximo resultante $V_u = 12712$ kgf, el cual se genera para la Combinación de Carga N°6 "1,25 DL + 1,25 LL + E_y + E_z + 1,25 PO".

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot \left(50 - 7,5 - \frac{1,2}{2} \right) = 31,6 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ Por lo tanto verifica.

FiguraN° 4.39: Diseño y Verificación de pedestal más solicitado.



Fuente: Software SAP2000

Para el análisis de corte en una dirección, se considera el corte máximo resultante $V_u=12712$ kgf, el cual se genera para la Combinación de Carga N°6 “1,25 DL + 1,25 LL + Ey + Ez + 1,25 PO”.

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot \left(50 - 7,5 - \frac{1,2}{2}\right) = 31,6 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ Por lo tanto verifica.

CONCLUSIONES

1. Las fundaciones de este documento han sido diseñadas para soportar las cargas indicadas en el mismo, las cuales están de acuerdo con planos, documentos referenciados, criterios y normas aplicables al proyecto. De acuerdo a lo expuesto en este informe, el suelo de fundación resiste de manera adecuada las presiones inducidas por la estructura.
2. De acuerdo a lo diseñado en este documento, el sistema Losa de Fundación – Muro de Contención expuesto en este informe, resiste adecuadamente las solicitudes de diseño. El diseño está de acuerdo con los planos, documentos referenciados, criterios y normas aplicables al proyecto. Las presiones de suelo inducidas por la losa, son adecuadamente resistidas por el suelo de fundación.
3. Las fundaciones de las cepas han sido diseñadas para soportar las cargas que tiene la estructura de soporte de la faja 002, las cuales están de acuerdo con planos, documentos referenciados, criterios y normas aplicables al proyecto. De acuerdo a lo expuesto en este informe, el suelo de fundación resiste de manera adecuada las presiones inducidas por la estructura.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda verificar al momento de construir, las capacidades del suelo de fundación, las cuales deben estar en concordancia con los parámetros asumidos en este informe.
2. Se recomienda, un sobrecimiento de concreto pobre de al menos 50 mm de espesor.
3. Se muestra como anexo el diseño por metro lineal del muro no considerado en la modelación. El largo considerado de cada ala del muro es de 11 metros, los cuales se pueden apreciar en los planos de obras civiles del Chancado Primario.

BIBLIOGRAFÍA

- Abanto Castillo Flavio (2003) Análisis y Diseño de edificaciones de Albañilería. Ing. Flavio. Editorial San Marcos. 2da Edición.
- Blanco Blasco Antonio. (1994) Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto Armado.
- Gallegos Héctor, Ríos Raúl (1992) Construcción de Estructuras, manual de obra., Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). 7ma Edición, mayo.
- McCormac Jack C. (2010) Diseño de concreto Reforzado, 4ta edición.
- Morales Morales Roberto, (2006) Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial I.C.G, Lima.
- Nilson Arthur (2009) Diseño de Estructuras de Concreto; Editorial: Mc Graw Hill.
- San Bartolomé Ramos Ángel, (1999) Análisis de Edificios, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Quiroz Núñez Ivan (1985) Ingeniería Metalúrgica, Editorial San Marcos Lima,

Web:

- https://es.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_estructural
- [The American Heritage Dictionary of the English Language, Fourth Edition](#). Houghton Mifflin Company, 2004 (consultado el 8 de agosto de 2007).
- «Civil engineering». *Encyclopædia Britannica* Consultado el 9 de agosto de 2007.
- «What is Civil Engineering?». The Canadian Society for Civil Engineering. Archivado desde el original el 12 de agosto de 2007. Consultado el 8 de agosto de 2007.
- Según la [definición de la rae](#), *chancadora* es un sinónimo de *trituradora* . El término chancadora es utilizado en Bolivia, Chile, Ecuador y Perú
- Google Libro de Trituradoras

ANEXOS

INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Reacciones de Estructura de Soporte Faja 002

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	DL	LinStatic	-137,83	13,14	2762,61	11,84	-305,35	0,72
A	LL	LinStatic	-17,91	-8,95	-33,2	0,21	-10,81	-0,041
A	Ex	LinStatic	4707,2	60,18	1831,28	1,53	647,7	-4,35
A	Ey	LinStatic	1225,58	1056,65	712,36	-614	169,65	2,06
A	Ez	LinStatic	-42,69	2,8	922,73	3,48	-90,41	0,26
A	Wy	LinStatic	-43,83	-28,69	-25,68	16,64	-6,31	-0,29
A	IL Partida	LinStatic	-9,18	-7,38	917,71	0,25	-57,14	0,58
A	PO	LinStatic	606,63	13,37	819,93	-2,44	-226,73	-0,72
A	S	LinStatic	-13,34	-6,09	64,17	0,21	-17,32	0,0132
B	DL	LinStatic	137,18	-33,81	2822,26	-9,15	-289,71	-0,09151
B	LL	LinStatic	17,88	-2,73	-25,45	0,01611	-7,57	-0,65
B	Ex	LinStatic	4557,68	-18,63	1800,46	6,28	635,7	-4,97
B	Ey	LinStatic	-1225,56	682,36	-717,28	-581,25	-162,91	1,24
B	Ez	LinStatic	42,49	-9,95	941,3	-2,75	-85,41	-0,01431
B	Wy	LinStatic	43,83	-17,81	25,92	15,62	6,11	-0,21
B	IL Partida	LinStatic	9,13	1,73	922,1	-0,27	-55,51	0,61
B	PO	LinStatic	565,23	-0,13	801,88	-1,29	-231,62	-0,76
B	S	LinStatic	13,3	-1,78	70,61	0,06552	-14,77	-0,39

Reacciones de Estructura de Soporte de Faja sobre losa de fundación.

Reacciones de Cepas sobre Fundación

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
C	DL	LinStatic	0,28	823,7	11792,41	0	0	0
C	LL	LinStatic	0,002886	65,39	635,03	0	0	0
C	Ex	LinStatic	63,8	-73,46	-1103,01	0	0	0
C	Ey	LinStatic	1,14	1132,84	1613,42	0	0	0
C	Ez	LinStatic	0,08673	254,97	3665,47	0	0	0
C	Wy	LinStatic	-0,0422	-37,54	-47,85	0	0	0
C	IL Partida	LinStatic	0,01902	54,84	958,64	0	0	0
C	PO	LinStatic	0,06066	88,95	1792,83	0	0	0
C	S	LinStatic	0,01281	67,69	877,27	0	0	0
D	DL	LinStatic	0,36	-830,16	11820,43	0	0	0
D	LL	LinStatic	0,03311	-55,85	626,53	0	0	0
D	Ex	LinStatic	63,71	23,67	-1049,61	0	0	0
D	Ey	LinStatic	-1,14	1217,19	-1609,88	0	0	0
D	Ez	LinStatic	0,11	-256,22	3673,27	0	0	0
D	Wy	LinStatic	0,04219	-39,85	47,66	0	0	0
D	IL Partida	LinStatic	0,03548	-48,47	951,43	0	0	0
D	PO	LinStatic	0,04215	-103,86	1809,85	0	0	0
D	S	LinStatic	0,03712	-62,32	872,48	0	0	0
E	DL	LinStatic	0,004037	3517,24	15422,48	0	0	0
E	LL	LinStatic	-0,0007435	186,34	813,85	0	0	0
E	Ex	LinStatic	205,81	-121,55	-507,38	0	0	0
E	Ey	LinStatic	-0,01327	2059,61	4200,81	0	0	0
E	Ez	LinStatic	0,001233	1087,79	4765,59	0	0	0
E	Wy	LinStatic	0,0003857	-73,2	-137,78	0	0	0
E	IL Partida	LinStatic	-0,0002685	-13,21	-56,19	0	0	0
E	PO	LinStatic	0,01587	254,83	1093,45	0	0	0
E	S	LinStatic	-0,00009649	250,09	1080,86	0	0	0
F	DL	LinStatic	0,001204	-3486,68	15381,63	0	0	0
F	LL	LinStatic	-0,001236	-179,69	804,37	0	0	0
F	Ex	LinStatic	205,81	119,75	-512,39	0	0	0
F	Ey	LinStatic	-0,008795	2030,73	-4195,8	0	0	0
F	Ez	LinStatic	0,0003492	-1077,81	4751,45	0	0	0
F	Wy	LinStatic	0,0003315	-71,87	137,54	0	0	0
F	IL Partida	LinStatic	-0,0002195	12,68	-55,04	0	0	0
F	PO	LinStatic	0,01568	-253,62	1087,81	0	0	0
F	S	LinStatic	-0,0004499	-243,63	1070,77	0	0	0

Reacciones de Cepas sobre Pedestales de Fundación.

Plano Vendor de Planta Móvil

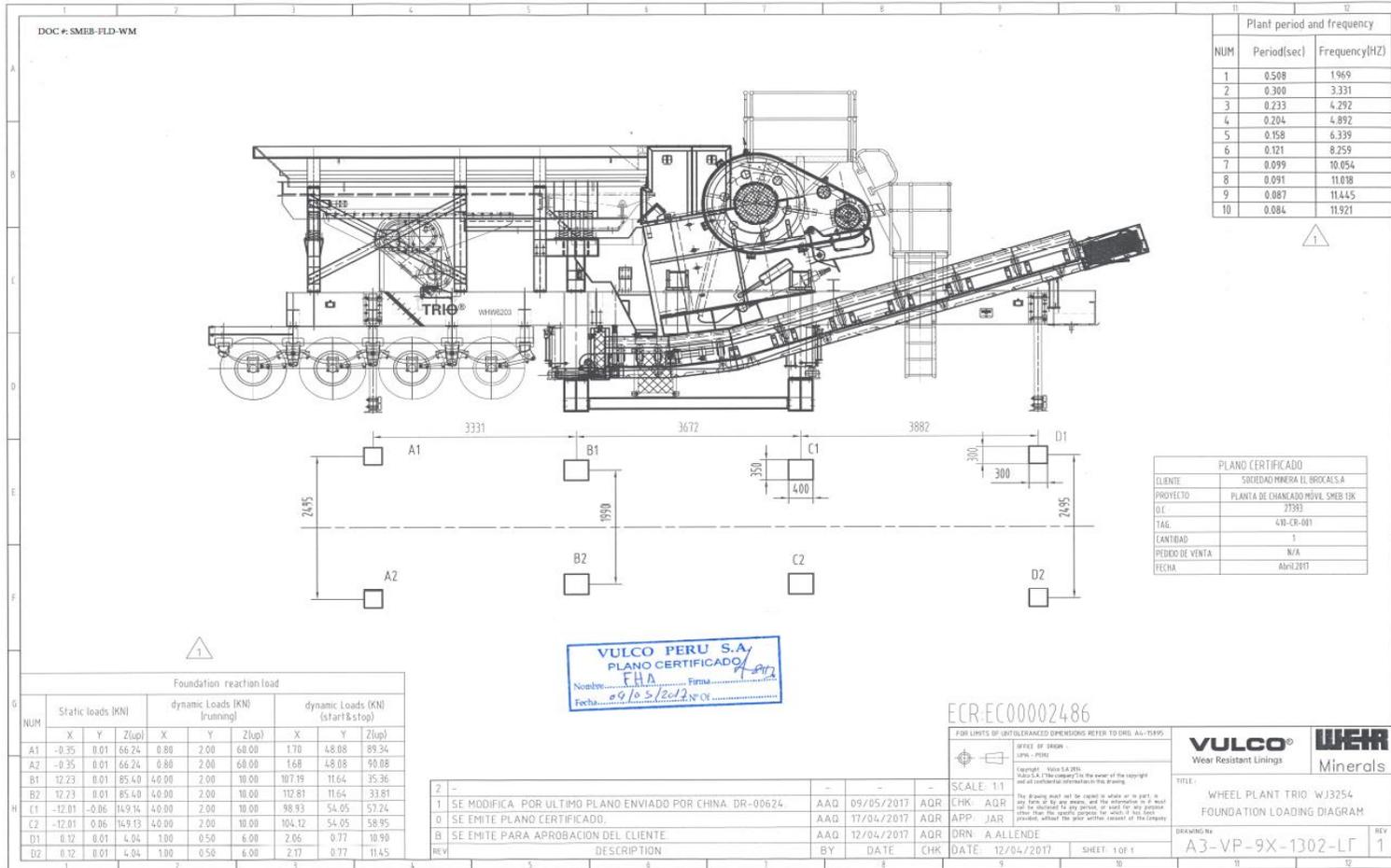
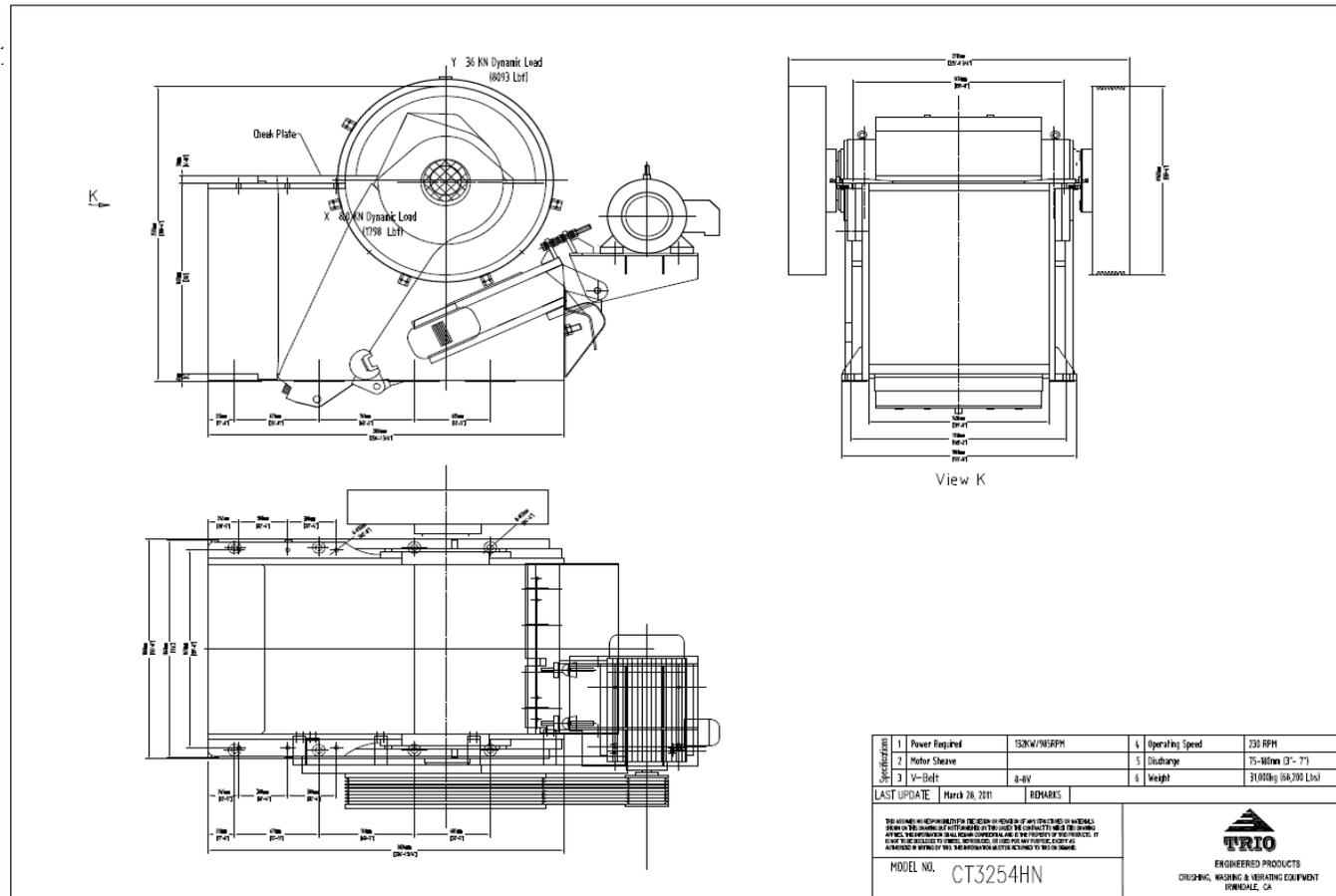
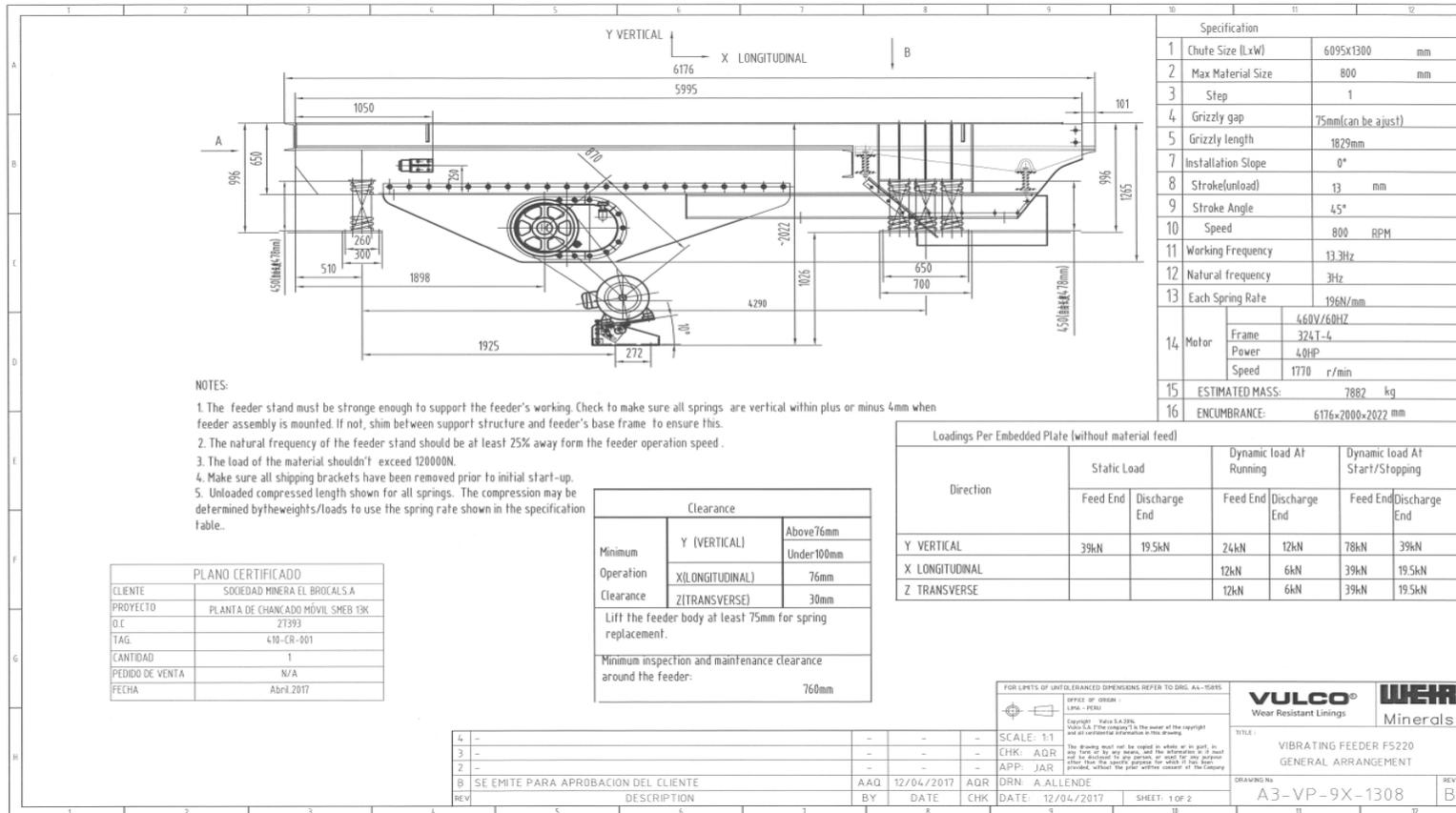


Figura 0.1



Plano Vendor de Planta Móvil.

Figura 0.2: Plano Vendor de Alimentador Vibratorio.



Plano Vendor de Alimentador

Diseño de Muro de Contención por metro lineal

MURO DE CONTENCIÓN EL BROCAL

tonf = 1000kgf

1.- ANTECEDENTES

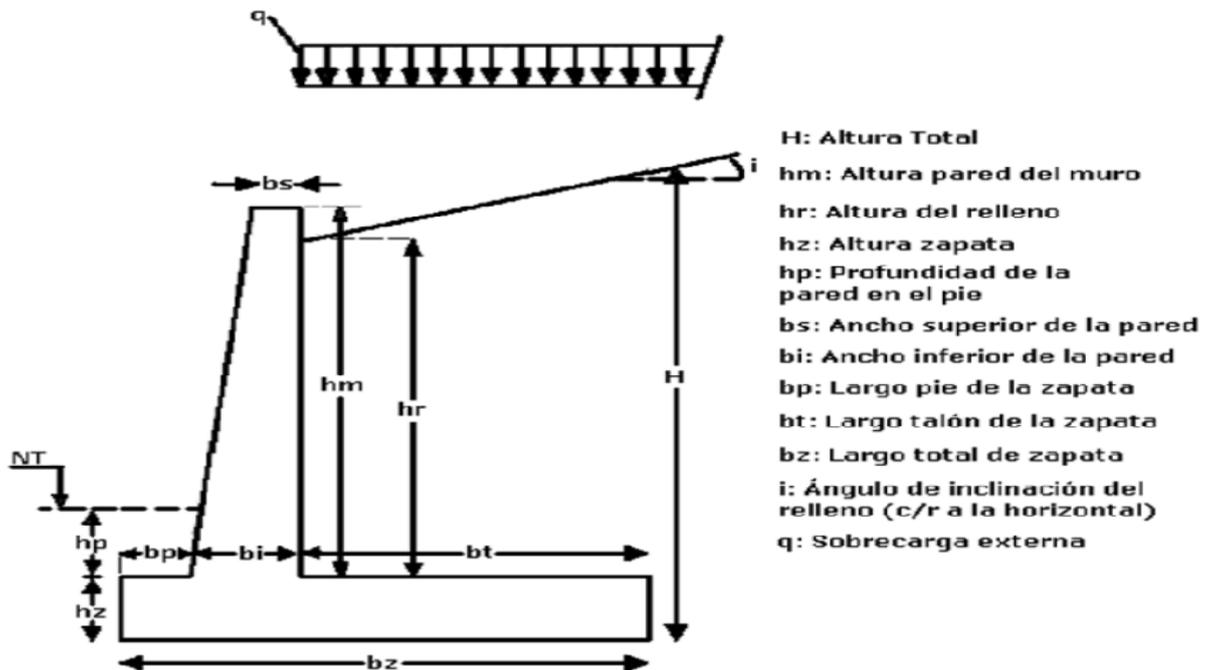
1.1 Parámetros del suelo

$i := 0 \cdot \text{deg}$	Ángulo superficie relleno sobre el talón
$\phi := 30 \cdot \text{deg}$	Ángulo de fricción relleno sobre el talón (valor conservador)
$\gamma_r := 1.9 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$	Densidad del material de relleno contenido por el talón y la punta del muro
$C_r := 0 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Cohesión del relleno, en el plano ficticio.
$C_b := 0 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Cohesión del suelo en contacto con el sello de fundación. Se considera cero al menos que el suelo presente cementación
$F_R = 0.45$	Coefficiente de roce en el sello de fundación (Criterio de Diseño Estructural)
$\sigma_{\text{adrest}} := 2.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Capacidad de soporte admisible estática (estimado)
$\sigma_{\text{admsis}} := 1.33 \cdot \sigma_{\text{adrest}}$	Capacidad de soporte admisible sísmica
$\sigma_{\text{admsis}} = 33.3 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	

1.2 Cargas Externas

$q_{\text{sc}} = 2.3 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en la superficie, producto de la acción de un cargador CAT 980
--	---

1.3 Características Geométricas del Muro



$$\gamma_h := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$h_m := 4.7 \cdot \text{m}$$

$$h_z := 0.55 \cdot \text{m}$$

$$h_p := 0.2 \cdot \text{m}$$

$$h_r := 4 \cdot \text{m}$$

$$b_s := 0.5 \cdot \text{m}$$

$$b_i := 0.5 \cdot \text{m}$$

$$b_p := 1 \cdot \text{m}$$

$$b_t := 2.5 \cdot \text{m}$$

Densidad del hormigón

Altura pared del muro

Altura zapata

Profundidad de la pared

Altura del relleno sobre el talón

Ancho superior de la pared

Ancho inferior de la pared

Largo del pie de la zapata

Largo del talón de la zapata

$$\beta := \text{atan}\left(\frac{b_i - b_s}{h_m}\right)$$

$$\beta = 0 \cdot \text{deg}$$

Inclinación pared interior muro

$$b_z := b_p + b_i + b_t$$

$$b_z = 4 \cdot \text{m}$$

Largo total de la zapata

$$H := h_r + h_z + \tan(i) \cdot b_t$$

$$H = 4.55 \cdot \text{m}$$

Altura total del relleno

$$L_m := 1 \cdot \text{m}$$

Largo muro (unitario)

$$W_{mu} := \left(h_m \cdot \frac{b_s + b_i}{2}\right) \cdot \gamma_h \cdot L_m$$

$$W_{mu} = 5.64 \cdot \text{tonf}$$

Peso muro

$$cg_{mu} := b_p + \frac{b_s \cdot h_m \left[(b_i - b_s) + \frac{b_s}{2} \right] + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot (b_i - b_s)}{b_s \cdot h_m + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2}}$$

Punto de aplicación del peso del muro

$$cg_{mu} = 1.25 \cdot \text{m}$$

+

$$W_z := b_z \cdot h_z \cdot \gamma_h \cdot L_m$$

$$W_z = 5.28 \cdot \text{tonf}$$

Peso zapata

$$cg_z := \frac{b_z}{2}$$

$$cg_z = 2 \cdot \text{m}$$

Punto de aplicación del peso de la zapata

$$W_m := W_{mu} + W_z$$

$$W_m = 10.92 \cdot \text{tonf}$$

Peso total Muro de Contención

$$W_p := \gamma_r \cdot b_p \cdot h_p \cdot L_m$$

$$W_p = 4.11 \text{ s}^{-2} \cdot \text{m} \cdot \text{ton}$$

Peso del relleno sobre el Pie

$$cg_p := \frac{b_p}{2}$$

Punto de aplicación del peso del relleno sobre el pie

$$W_t := \gamma_r \cdot L_m \cdot \left(h_r + \frac{\tan(i)}{2} \cdot b_t \right) \cdot b_t$$

$$W_t = 19 \cdot \text{tonf}$$

Peso del relleno sobre el Talón

$$cg_t := \begin{cases} b_p + b_i + \frac{b_t \cdot h_r \cdot \frac{b_t}{2} + b_t \cdot b_t \cdot \frac{\tan(i)}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot b_t}{b_t \cdot h_r + b_t \cdot b_t \cdot \frac{\tan(i)}{2}} & \text{if } b_t > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Punto de aplicación del peso del relleno sobre el talón

$$cg_t = 2.75 \cdot \text{m}$$

$$W_q := q_{sc} \cdot b_t \cdot L_m$$

$$W_q = 5.75 \cdot \text{tonf}$$

Resultante de la sobrecarga sobre la zarpa trasera

$$cg_q := b_z - \frac{b_t}{2}$$

$$cg_q = 2.75 \cdot \text{m}$$

Punto de aplicación de la sobrecarga sobre el relleno sobre talón

$$P_t := W_m + W_p + W_t + W_q$$

$$P_t = 36.05 \cdot \text{tonf}$$

Peso total sobre el sello de fundación

1.4 Rigidez de la Zapata

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia especificada del hormigón

$$E := \begin{cases} f'_c \leftarrow f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \\ 15100 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

Modulo de Elasticidad del hormigón. ACI 318-05 sección 8.5

$$I := \frac{1}{12} \cdot h_z^2 \cdot 1.m \quad I = 25208 \cdot \text{cm}^3$$

Representa el momento de inercia por unidad de longitud de fundación, en (m3)

$$k_b := 6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

Constante de balasto de la fundación (estimada).

$$L_v := \max(b_p, b_t) \quad L_v = 2.5\text{m}$$

Longitud del voladizo de la zapata del muro.

$$\text{Zapata} := \begin{cases} \text{"RÍGIDA"} & \text{if } L_v \cdot \left(\frac{k_b}{4 \cdot E \cdot I} \right)^{\frac{1}{4}} \leq 1 \\ \text{"FLEXIBLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Zapata = "RÍGIDA"

$$\text{RIGIDEZ} := L_v \cdot \left(\frac{k_b}{4 \cdot E \cdot I} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Rigidez de la zapata

RIGIDEZ = 0.98

2.- Sismo

Corresponde a las fuerzas inerciales debido a la aceleración inducida por un efecto sísmico sobre la estructura y el suelo sobre ella.

Se emplea Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Volumen N°3, Instrucciones y Criterios de Diseño, Junio 2002

Zona Sísmica :3

Coefficiente de aceleración máxima efectiva $A_0 := 0.15 \cdot g$ Obtenido desde Informe Geotécnico

Coefficiente de Aceleración Máxima $A'_0 := \frac{A_0}{g}$

Coefficiente Máximo Sísmico Horizontal $C_s := 0.5 \cdot A'_0$ $C_s = 0.08$

Coefficiente Máximo Sísmico Vertical $k_v := \frac{0.2}{3} \cdot C_s$ $k_v = 0$

2.1 Sismo Horizontal

2.1.1 Estructura

$$S_{xm} := C_s \cdot W_{mu}$$

$$S_{xm} = 423 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica horizontal del muro

$$cg_{sxm} := h_z + \frac{b_s \cdot h_m \cdot \frac{h_m}{2} + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot h_m}{b_s \cdot h_m + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2}}$$

$$cg_{sxm} = 2.9 \text{ m}$$

Centro de aplicación de la fuerza sísmica horizontal del muro

$$S_{xz} := C_s \cdot W_z$$

$$S_{xz} = 396 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica horizontal de la zapata

$$cg_{sxz} := \frac{h_z}{2}$$

$$cg_{sxz} = 0.28 \text{ m}$$

Centro de aplicación de la fuerza sísmica horizontal de la zapata

2.1.2 Suelo

$$S_{xst} := C_s \cdot W_t$$

$$S_{xst} = 1425 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica horizontal del relleno contenido en el talón

$$cg_{xst} := \begin{cases} h_z + \frac{h_r \cdot b_t \cdot \frac{h_r}{2} + (H - h_z - h_r) \cdot \frac{b_t}{2} \cdot \left[h_r + \frac{1}{3} \cdot (H - h_z - h_r) \right]}{h_r \cdot b_t + (H - h_z - h_r) \cdot \frac{b_t}{2}} & \text{if } b_t > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Centro de aplicación de la fuerza sísmica horizontal de la zapata

$$cg_{xst} = 2.55 \text{ m}$$

2.2 Sismo Vertical

2.2.1 Estructura

$$S_{ym} := K_v \cdot W_{mu}$$

$$S_{ym} = 0 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica vertical del muro

$$cg_{sym} := b_p + \frac{b_s \cdot h_m \cdot \left[(b_i - b_s) + \frac{b_s}{2} \right] + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot (b_i - b_s)}{b_s \cdot h_m + (b_i - b_s) \cdot \frac{h_m}{2}}$$

Centro de aplicación de la fuerza sísmica vertical del muro

$$cg_{sym} = 1.25 \text{ m}$$

$$S_{yz} := K_v \cdot W_z$$

$$S_{yz} = 0 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica vertical de la zapata

$$cg_{syz} := \frac{b_z}{2}$$

$$cg_{syz} = 2 \text{ m}$$

Centro de aplicación de la fuerza sísmica vertical de la zapata

2.2.2 Suelo

$$S_{yst} := k_v \cdot W_t$$

$$S_{yst} = 0 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza impulsiva sísmica vertical del relleno contenido en el talón.

$$c_{gyst} := \begin{cases} b_p + b_i + \frac{b_t \cdot h_r \cdot \frac{b_t}{2} + b_t \cdot b_t \cdot \frac{\tan(i)}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot b_t}{b_t \cdot h_r + b_t \cdot b_t \cdot \frac{\tan(i)}{2}} & \text{if } b_t > c_{gyst} = 2.75 \text{ m} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Punto de aplicación del sismo vertical, para el relleno contenido en el talón.

$$S_{ysp} := k_v \cdot W_p$$

$$S_{ysp} = 0$$

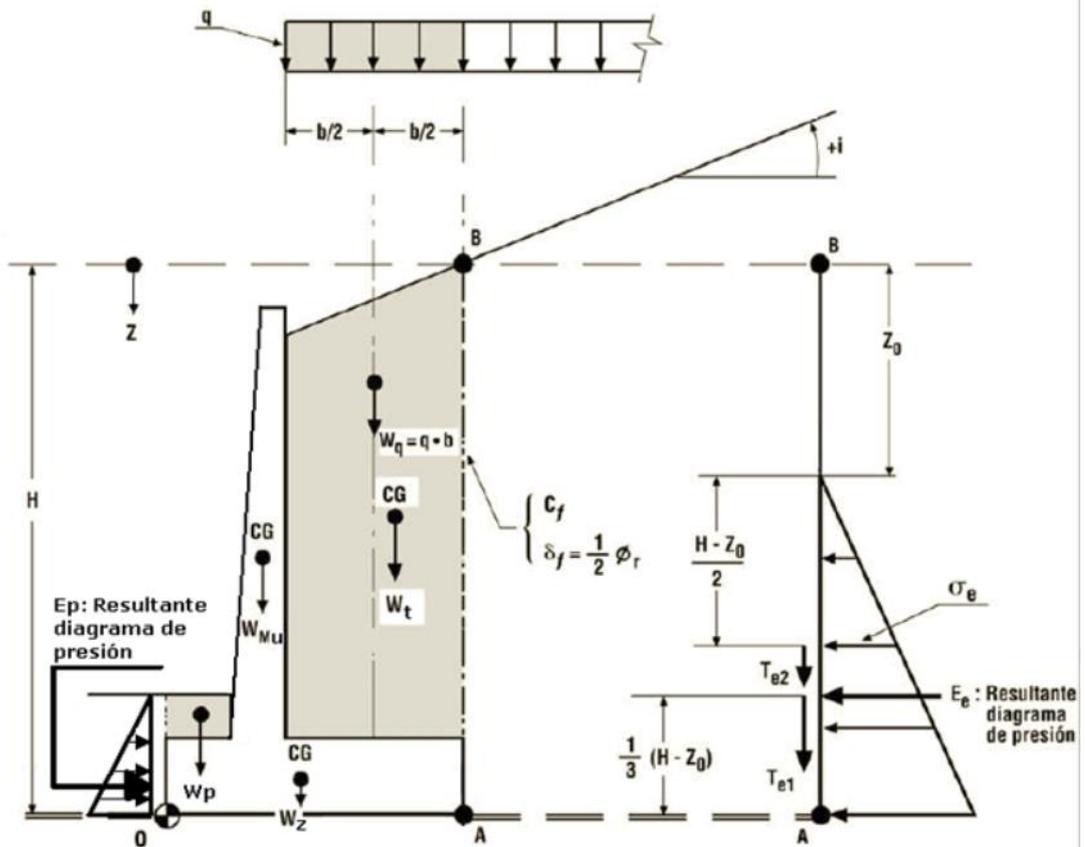
Fuerza impulsiva sísmica vertical del relleno contenido en el pie

$$c_{gysp} := \frac{b_p}{2}$$

$$c_{gysp} = 0.5 \text{ m}$$

Punto de aplicación del sismo vertical, para el relleno contenido en el pie.

3.- EMPUJES DE TIERRA ESTATICOS



3.1 Coeficiente de Empuje Activo Estático

$$\delta_f := \frac{1}{2}\phi$$

$$\delta_f = 15\text{-deg}$$

Ángulo de fricción en el plano ficticio

$$K_e := \begin{cases} \frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f)}} & \text{if } \phi < i \\ \left(\frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f) + \sin(\phi + \delta_f) \cdot \frac{\sin(\phi - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_e = 0.301$$

Coef. de empujes activo.

3.2 Desarrollo del empuje activo estático

$$Z_0 := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} < 0 \\ \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Z_0 = 0 \text{ m}$$

Profundidad en que σ es igual a 0

$$Z := H - Z_0$$

$$Z = 4.55 \text{ m}$$

Altura total empuje

3.1 Coeficiente de Empuje Activo Estático

$$\delta_f := \frac{1}{2}\phi$$

$$\delta_f = 15\text{-deg}$$

Ángulo de fricción en el plano ficticio

$$K_e := \begin{cases} \frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f)}} & \text{if } \phi < i \\ \left(\frac{\cos(\beta - \phi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta_f) + \sin(\phi + \delta_f) \cdot \frac{\sin(\phi - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_e = 0.301$$

Coef. de empujes activo.

3.2 Desarrollo del empuje activo estático

$$Z_0 := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} < 0 \\ \frac{2 \cdot C_f}{\gamma_r \cdot \sqrt{K_e}} - \frac{q_{sc}}{\gamma_r} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Z_0 = 0 \text{ m}$$

Profundidad en que σ es igual a 0

$$Z := H - Z_0$$

$$Z = 4.55 \text{ m}$$

Altura total empuje

3.3.2 Por sobrecarga

$$\sigma_{qh} := \begin{cases} 0 & \text{if } (q_{sc} \cdot K_e - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_e}) \cdot \cos(\delta_f) < 0 \\ (q_{sc} \cdot K_e - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_e}) \cdot \cos(\delta_f) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{qh} = 0.67 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión activa estática horizontal, debido a la sobrecarga

$$E_q := L_m \cdot Z \cdot \sigma_{qh} \quad E_q = 3.05 \cdot \text{tonf}$$

Empuje resultante por presión activa estática horizontal, debido a la sobrecarga

$$Z_{qh} := \frac{1}{2} \cdot (H - Z_0) \quad Z_{qh} = 2.28 \text{ m}$$

Altura aplicación Empuje activo estático horizontal

$$\sigma_{qv} := \begin{cases} 0 & \text{if } (q_{sc} \cdot K_e - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_e}) \cdot \sin(\delta_f) < 0 \\ (q_{sc} \cdot K_e - 2 \cdot C_f \cdot \sqrt{K_e}) \cdot \sin(\delta_f) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{qv} = 0.18 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Presión activa estática vertical, debido a la sobrecarga

$$T_q := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot Z \cdot \sigma_{qv} \quad T_q = 0.41 \cdot \text{tonf}$$

Empuje resultante por presión activa estática vertical, debido a la sobrecarga

$$b_z = 4 \text{ m}$$

Distancia desde el borde exterior de la zapata al punto de aplicación de la fuerza

4.- EMPUJES DE TIERRA SÍSMICOS

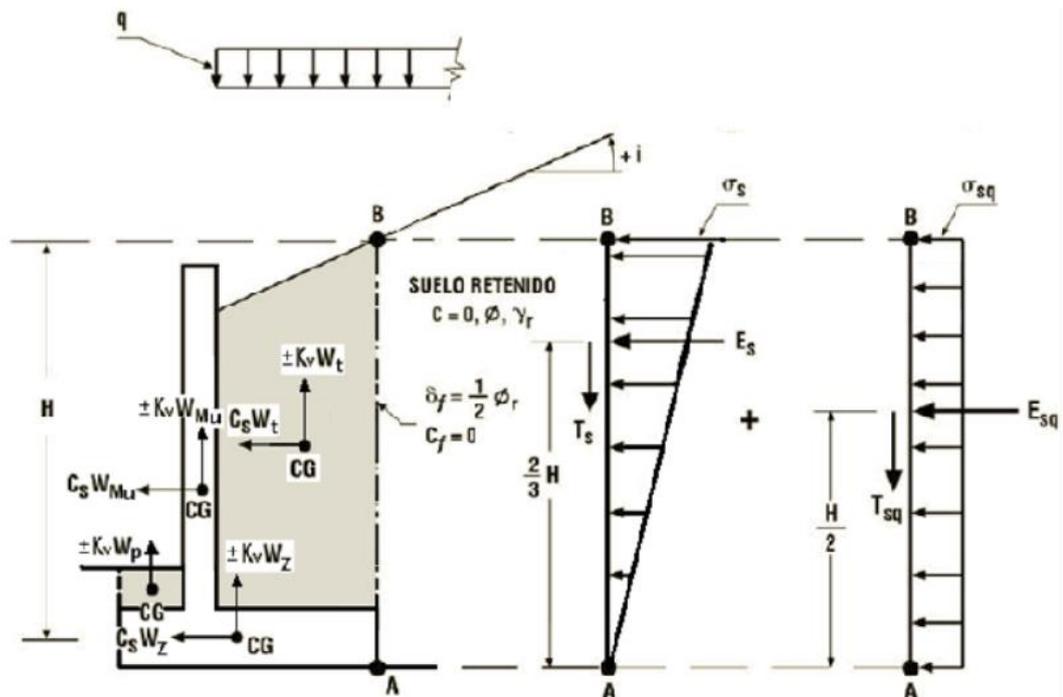
$$C_s = 0.08$$

Coefficiente sísmico horizontal

$$k_v = 0$$

Coefficiente sísmico vertical

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{C_s}{1 - k_v}\right)$$



4.1 Coeficiente de Empuje Activo Sísmico

$$K_S(\phi, \delta, \theta, \iota, \beta) := \begin{cases} \frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} & \text{if } \iota + \theta > \phi \\ \frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \iota - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\iota - \beta)}}\right)^2} & \text{if } \iota + \theta \leq \phi \end{cases}$$

$K_S(\phi, \delta_f, \theta, \iota, \beta) = 0.35$
 $K_S := K_S(\phi, \delta_f, \theta, \iota, \beta)$ $K_S = 0.35$

4.2 Empuje Activo Sísmico

4.2.1 Debido al suelo

$\sigma_{shp} := \gamma_r \cdot H \cdot [K_S \cdot (1 - K_v) - K_e] \cdot \cos(\delta_f)$ $\sigma_{shp} = 0.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Presión activa sísmica horizontal, debido al suelo.

$\sigma_{svp} := \gamma_r \cdot H \cdot [K_S \cdot (1 - K_v) - K_e] \cdot \sin(\delta_f)$ $\sigma_{svp} = 0.11 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Presión activa sísmica vertical, debido al suelo.

$E_{sp} := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot \sigma_{shp} \cdot H$ $E_{sp} = 0.92 \cdot \text{tonf}$ Empuje activo sísmico horizontal, debido al suelo.

$Z_{sh} := \frac{2}{3} \cdot H$ $Z_{sh} = 3.03 \text{ m}$ Altura de aplicación empuje sísmico horizontal.

$T_{sp} := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot \sigma_{svp} \cdot H$ $T_{sp} = 0.25 \cdot \text{tonf}$ Empuje activo sísmico vertical, debido al suelo.

$b_z = 4 \text{ m}$ Distancia desde el borde exterior de la zapata al punto de aplicación de la fuerza.

$\sigma_{shn} := \gamma_r \cdot H \cdot [K_S \cdot (1 + K_v) - K_e] \cdot \cos(\delta_f)$ $\sigma_{shn} = 0.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Presión activa sísmica horizontal, debido al suelo.

$\sigma_{svn} := \gamma_r \cdot H \cdot [K_S \cdot (1 + K_v) - K_e] \cdot \sin(\delta_f)$ $\sigma_{svn} = 0.11 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Presión activa sísmica vertical, debido al suelo.

$E_{sn} := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot \sigma_{shn} \cdot H$ $E_{sn} = 0.92 \cdot \text{tonf}$ Empuje activo sísmico horizontal, debido al suelo.

$Z_{sn} := \frac{2}{3} \cdot H$ Altura de aplicación empuje sísmico horizontal.

$T_{sn} := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot \sigma_{svn} \cdot H$ $T_{sn} = 0.25 \cdot \text{tonf}$ Empuje activo sísmico vertical, debido al suelo.

$b_z = 4 \text{ m}$ Distancia desde el borde exterior de la zapata al punto de aplicación de la fuerza.

4.2.2 Debido a la estructura

4.2.2 Por sobrecarga

$$\sigma_{sqhp} := \frac{q_{sc} \cdot \sigma_{shp}}{\gamma_r \cdot H}$$

$$\sigma_{sqvp} := \frac{q_{sc} \cdot \sigma_{svp}}{\gamma_r \cdot H}$$

$$E_{sqp} := \sigma_{sqhp} \cdot L_m \cdot H$$

$$Z_{sqh} := \frac{1}{2} \cdot H$$

$$T_{sqp} := \sigma_{sqvp} \cdot L_m \cdot H$$

$$b_z = 4 \text{ m}$$

$$\sigma_{sqhp} = 0.11 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sqvp} = 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{sqp} = 0.49 \text{ tonf}$$

$$Z_{sqh} = 2.28 \text{ m}$$

$$T_{sqp} = 0.13 \text{ tonf}$$

Presión activa sísmica horizontal, debido a la sobrecarga q.

Presión activa sísmica vertical, debido a la sobrecarga q.

Empuje activo sísmico horizontal por presión de sobrecarga q.

Altura de aplicación empuje sísmico por sobrecarga q

Empuje activo sísmico vertical por presión de sobrecarga q.

Distancia desde el borde exterior de la zapata al punto de aplicación de la fuerza

4.- EMPUJE PASIVO

$$K_p := 0$$

$$\sigma_p := (h_p + h_z) \cdot \gamma_r \cdot K_p + 2 \cdot C_r \cdot \sqrt{K_p}$$

$$E_p := \frac{1}{2} \cdot L_m \cdot (h_p + h_z) \cdot \sigma_p$$

$$E_p = 0 \text{ tonf}$$

Coeficiente de empuje pasivo

$$\sigma_p = 0 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Resistencia pasiva propiamente tal

Importante: No se deberá considerar resistencia pasiva si el muro se encuentra embebido en suelo granulares sueltos o de compacidad media (Densidad Relativa DR < 70%), y en suelos finos con resistencia a la compresión no confinada inferior a 1 [kg/cm²], determinada para el contenido de humedad más desfavorable que pueda alcanzar el suelo durante la vida útil del muro.

$$F_r := 0.45$$

Factor que depende de los parámetros del suelo (se trabaja con 0,5 para simplificar). Puede utilizar $F_r = \tan(k \cdot \phi)$

Donde:

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo en el sello de fundación

k: entre 1/2 y 2/3

Resistencia pasiva movilizada

$$E_{pm} := F_r \cdot E_p$$

$$E_{pm} = 0 \text{ tonf}$$

NOTA: para efectos de esta planilla se ha considerado que existe cero resistencia por empuje pasivo

4.- SUMATORIA DE FUERZAS Y MOMENTOS

Momentos Resistentes

$$M_R := W_p \cdot c g_p + W_t \cdot c g_t + W_{mu} \cdot c g_{mu} + W_z \cdot c g_z + W_q \cdot c g_q$$

$$M_R = 85.86 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente

4.1 Caso Estático

Fuerzas solicitantes horizontales y verticales aplicadas

$$F_{H_e} := E_e + E_q$$

$$F_{H_e} = 8.77 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas horizontal estático aplicado

$$F_{V_e} := T_e + T_q$$

$$F_{V_e} = 1.94 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas vertical estático aplicado

Momento volcante estático

$$M_{V_e} := E_e \cdot Z_{eh} + E_q \cdot Z_{qh} - (T_e + T_q) \cdot b_z$$

$$M_{V_e} = 7.85 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento volcante estático

4.2 Caso Sísmico

Fuerzas solicitantes horizontales y verticales aplicadas

$$F_{H_{sp}} := E_{sp} + E_{sqp} + E_e + E_q + S_{xm} + S_{xz} + S_{xst}$$

$$F_{H_{sp}} = 12.43 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas horizontal sísmico aplicado.

$$F_{V_{sp}} := T_e + T_q + T_{sp} + T_{sqp} - (S_{ym} + S_{yz} + S_{yst} + S_{ysp})$$

$$F_{V_{sp}} = 2.32 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas vertical sísmico aplicado (+Y)

5.- VERIFICACIÓN DEL SUELO

5.1 Caso Estático

$$x := \frac{M_R - MV_e}{P_t + FV_e} \quad x = 2.05 \text{ m}$$

$$x = 2.05 \text{ m}$$

$$e_x := \frac{b_z}{2} - x \quad e_x = -0.053 \text{ m} \quad x = 2.05 \text{ m}$$

$$\frac{b_z}{6} = 0.67 \text{ m}$$

$$L_{\text{comp1}} := \begin{cases} b_z & \text{if } e_x < \frac{b_z}{6} \\ 3\left(\frac{b_z}{2} - e_x\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$L_{\text{comp1}} = 4 \text{ m}$$

$$A_{\text{comp1}} := L_m \cdot L_{\text{comp1}} \quad \%A_{\text{comp1}} := \frac{A_{\text{comp1}}}{b_z \cdot L_m}$$

$$\%A_{\text{comp1}} = 100. \%$$

$$\sigma_{\text{max11}} := \frac{P_t}{b_z \cdot L_m} \cdot \left(1 + \frac{6e_x}{b_z}\right)$$

$$\sigma_{\text{min11}} := \frac{P_t}{b_z \cdot L_m} \cdot \left(1 - \frac{6e_x}{b_z}\right)$$

$$\sigma_{\text{max12}} := \frac{2 \cdot P_t}{3 \cdot L_m \cdot \left(\frac{b_z}{2} - e_x\right)}$$

$$\sigma_{\text{min12}} := 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{maxe1}} := \begin{cases} \sigma_{\text{max11}} & \text{if } \frac{b_z}{6} \geq e_x \\ \sigma_{\text{max12}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{maxe1}} = 8.29 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{mine1}} := \begin{cases} \sigma_{\text{min11}} & \text{if } \frac{b_z}{6} \geq e_x \\ \sigma_{\text{min12}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{mine1}} = 9.74 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

5.2 Caso Sísmico

5.2.1 Con sismo vertical positivo (+Y)

$$x_1 := \frac{M_R - MV_{\text{sp}}}{P_t + FV_{\text{sp}}}$$

$$x_1 = 1.84 \text{ m}$$

$$e_{x1} := \frac{b_z}{2} - x_1 \quad e_{x1} = 0.159 \text{ m}$$

$$\frac{b_z}{6} = 0.667 \text{ m}$$

$$L_{\text{comp}} := \begin{cases} b_z & \text{if } e_{x1} < \frac{b_z}{6} \\ 3\left(\frac{b_z}{2} - e_{x1}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$L_{\text{comp}} = 4 \text{ m}$$

$$A_{\text{comp}} := L_m \cdot L_{\text{comp}} \quad \%A_{\text{comp}} := \frac{A_{\text{comp}}}{b_z \cdot L_m}$$

$$\%A_{\text{comp}} = 100. \%$$

$$\text{Verificación1} := \begin{cases} \text{"OK Acomp"} & \text{if } \%A_{\text{comp}} \geq 80\% \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificación1} = \text{"OK Acomp"}$$

$$\sigma_{\max 21} := \frac{P_t + FV_{sp}}{b_z \cdot L_m} \cdot \left(1 + \frac{6e_{x1}}{b_z}\right)$$

$$\sigma_{\max 22} := \frac{2 \cdot (P_t + FV_{sp})}{3 \cdot L_m \cdot \left(\frac{b_z}{2} - e_{x1}\right)}$$

$$\sigma_{\max 1s} := \begin{cases} \sigma_{\max 21} & \text{if } \frac{b_z}{6} \geq e_{x1} \\ \sigma_{\max 22} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\min 1s} := \begin{cases} \sigma_{\min 21} & \text{if } \frac{b_z}{6} \geq e_{x1} \\ \sigma_{\min 22} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificación2} := \begin{cases} \text{"OK CAP"} & \text{if } \sigma_{\max 1s} \leq \sigma_{admsis} \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\min 21} := \frac{P_t + FV_{sp}}{b_z \cdot L_m} \cdot \left(1 - \frac{6e_{x1}}{b_z}\right)$$

$$\sigma_{\min 22} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$+ \sigma_{\max 1s} = 1.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\min 1s} = 0.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación2 = "OK CAP"

6.- RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

6.1 Caso Estático

$$R_{de} := P_t \cdot F_R + C_b \cdot A_{comp}$$

$$R_{de} = 16.22 \cdot \text{tonf}$$

Resistencia última al deslizamiento estática
(condición drenada)

6.2 Caso Sísmico

$$R_{ds1} := P_t \cdot F_R + C_b \cdot A_{comp}$$

$$R_{ds1} = 16.22 \cdot \text{tonf}$$

Resistencia última al deslizamiento sísmico (+Y)
(condición drenada)

+

7.- FACTORES DE SEGURIDAD

7.1 Caso Estático

$$FSEd := \frac{R_{de}}{FH_e - FV_e \cdot F_R}$$

Factor de seguridad al deslizamiento estático (>1,5)

$$FSEv := \frac{M_R}{MV_e}$$

Factor de seguridad al volcamiento estático (>1,5)

$$\text{VerificaciónEST} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } FSEd \geq 1.5 \wedge FSEv \geq 1.5 \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

VerificaciónEST = "OK"

$$FSEv = 10.94$$

$$FSEd = 2.05$$

7.2 Caso Sísmico

$$FSSd1 := \frac{R_{ds1}}{FH_{sp} - FV_{sp} \cdot FR} \quad \text{Factor de seguridad al deslizamiento sísmico. Con sismo vertical en (+Y)} \\ (>1,3) \quad \quad \quad FSSd1 = 1.43$$

Se debe cumplir $FSSv > 1.15 \cdot FSSd1 = 1.64$

$$FSSv1 := \frac{M_R}{MV_{sp}} \quad \text{Factor de seguridad al volcamiento sísmico. Con sismo vertical en (+Y)} \\ (>1,3) \quad \quad \quad FSSv1 = 5.65$$

VerificaciónSIS := $\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } FSSd1 \geq 1.3 \wedge FSSv1 \geq 1.3 \wedge FSSv1 > 1.15 \cdot FSSd1 \\ \text{"FALLA"} & \text{otherwise} \end{cases}$

VerificaciónSIS = "OK"