



ANÁLISIS DE CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA FUNDACIONES
Y ELEMENTOS DE ANCLAJE PARA BOMBAS HIDRÁULICAS

VALERIA CAROLINA VILLEGAS MUÑOZ

Memoria para optar al Título de Ingeniera Civil en Obras Civiles

Profesor Guía: Pablo González Mondaca

FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS
ESCUELA DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES

Santiago, Chile

2021



udp UNIVERSIDAD
DIEGO PORTALES

ANÁLISIS DE CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA FUNDACIONES
Y ELEMENTOS DE ANCLAJE PARA BOMBAS HIDRÁULICAS

VALERIA CAROLINA VILLEGAS MUÑOZ

Memoria para optar al Título de Ingeniero(a) Civil en Obras Civiles

Profesor Guía: Pablo González Mondaca

Profesor Comisión: Víctor Muñoz Berríos

Profesor Examinador: José Ignacio Colombo

FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS
ESCUELA DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES

Santiago, Chile

2021

*La presente memoria de título va
dedicada a cada una de las maravillosas
personas que me permitió conocer el paso
por esta carrera, amigos y profesores.*

Agradecimientos

Luego de un largo trayecto que trajo consigo grandes amigos, muy buenos compañeros y profesores a quienes les agradezco su incondicional apoyo, si no fuera por ellos hoy no tendría el conocimiento y la capacidad de enfrentarme al mundo laboral y a la vida en general. Muchos de ellos creyeron en mí cuando ni yo misma podía mantenerme estable, siempre tuvieron la palabra precisa para darme aliento y ganas de seguir adelante sin miedo a fracasar y menos a rendirme.

Siempre pensé que la universidad te preparaba únicamente como profesional, un perfil que jamás quise realmente tener, sin embargo, hoy, finalizando mi etapa académica, me doy cuenta que las herramientas que entrega te dan convicción, seguridad y te ayudan a ver el mundo de otra perspectiva, a cuestionarte por qué suceden ciertos fenómenos, que la física está presente mucho más allá de lo que es la aceleración de gravedad, se trata de la energía que es el universo y la energía que somos nosotros y nuestra capacidad de generar una ley de atracción propia.

En reiteradas ocasiones se me cruzó por la mente la idea de abandonar la carrera, que no era para mí, que la dificultad era mucha, que tanto esfuerzo no valía la pena y solo quiero agradecer a quienes me motivaron a seguir adelante, gracias al profesor Pablo por creer en mí, apoyarme y permitirme desarrollar este proyecto, además de enseñar con pasión, sencillez y claridad las asignaturas más difíciles. Gracias a Marcelo Gacitúa, el mejor amigo que me pudo entregar la universidad quien me acompañó durante todo este proceso.

Gracias a Daniel Quezada, quien me apoyó incondicionalmente durante el desarrollo de esta memoria creyendo en mí más que nadie motivándome a continuar iluminándome cada vez que se oscurecía este camino.

Gracias también a la profesora Carmen quien fue un ejemplo positivo de lo que es ser ingeniera en un mundo rodeado de machismo, nunca olvidaré la visita a terreno un sábado por la mañana donde únicamente asistí yo, y que sin imaginarlo luego sería el lugar donde realizaría mi práctica profesional, momento en el que realmente logré querer y apreciar mucho más lo que es este rubro.

Resumen

El diseño estructural comprende diversas ramas que varían según el material a utilizar o el tipo de elemento a modelar ya sean fundaciones, losas, muros, vigas o columnas. Al momento de diseñar es fundamental que la cimentación cumpla los requerimientos estipulados ya que es la base donde recaen las solicitaciones.

Si solucionar problemas en elementos superficiales construidos resulta complicado y costoso, más aún en las fundaciones puesto que estas son de difícil acceso y visibilidad por lo que hallar fallas estructurales tempranas resulta complejo, es por ello que se requiere realizar una labor minuciosa en este tipo de miembros con la finalidad de prevenir la necesidad de incurrir en gastos de reparación al asegurar la resiliencia de la estructura, la cual puede ser destinada a soportar cargas estáticas y dinámicas. En Chile toda estructura debe ser sismorresistente por lo que es esperado que este tipo de solicitaciones generen movimiento afectando el diseño, sin embargo, el diseño dinámico se enfoca en las vibraciones generadas por maquinaria soportada, donde este movimiento vibracional constante altera la estabilidad del sistema generando rotaciones en varias direcciones.

Hoy existen diversas normas y códigos internacionales como el ACI 224 o el ACI 207 que proponen criterios para diseñar fundaciones expuestas a vibraciones como también metodologías de diseño de anclajes entre la maquinaria y la cimentación como el ACI 318 o el ACI 349, si bien, estos criterios se complementan con la normativa nacional para diseñar una estructura confiable, no se ha desarrollado un documento formal nacional que cumpla los requerimientos de este tipo de diseño.

El presente documento plantea un análisis de criterios de diseño, por una parte, para bloques de fundación destinados a soportar bombas hidráulicas y, por otro lado, para el sistema de anclaje requerido para este tipo de estructura, para ello, se expone la teoría básica para comprender el funcionamiento y las falencias que poseen este tipo de cimentaciones para luego desarrollar una guía de diseño estructural aplicable para este tipo de maquinaria dinámica en Chile.

Abstract

The structural design comprises several branches that vary according to the materials or type of element modeled, be it foundations, slabs, walls, beams or columns. During the designing stage, it is essential that the foundation meets the stipulated requirements, since it is the basis where the stresses will fall.

Solving problems in built surface elements can be complicated and expensive, even more so in foundations since they are difficult to access and visualize, therefore, finding early structural failures is complex, this is why meticulous work is required in this type of members in order to prevent the need to incur in repair costs by ensuring the resilience of the structure, which can be used to withstand static and dynamic loads. In Chile, all structures must be seismic resistant, so it is expected that this type of solicitations will generate movement affecting the design, however, the dynamic design focuses on the vibrations generated by supported machinery, where this constant vibrational movement alters the stability of the system generating rotations in various directions.

Today there are various international standards and codes such as ACI 224 or ACI 207 that propose criteria for designing foundations exposed to vibrations as well as design methodologies for anchors between the machinery and the foundation such as ACI 318 or ACI 349, although this criteria is complemented by national regulations to design reliable structures, a formal national document that meets the requirements of this type of design has not yet been developed.

This document presents an analysis of design criteria, on the one hand, for foundation blocks intended to support hydraulic pumps and on the other, for the anchoring system required for this type of structure, for this purpose, the basic theory to help understand the operation and shortcomings of this type of foundations is exposed and a structural design guide applicable to this type of dynamic machinery in Chile is proposed.

Índice de Contenidos

Resumen.....	v
Abstract	vi
Índice de gráficos.....	ix
Índice de tablas.....	x
Índice de ilustraciones.....	xiii
1. Introducción	1
2. Objetivos.....	5
2.1. Objetivos generales	5
2.2. Objetivos específicos	5
3. Alcance	6
4. Antecedentes teóricos	7
4.1. Normativa y literatura.....	7
4.1.1. Estándares capítulo 1: Hormigones masivos.....	7
4.1.2. Estándares capítulo 2: Elementos de unión.....	7
4.1.3. Estándares capítulo 3: Fundaciones.....	7
4.1.4. Estándares capítulo 4: Bombas hidráulicas	8
5. Hormigones masivos	9
5.1.1. Fallas y fisuras habituales en el hormigón	9
6. Elementos de unión	15
6.1.1. Pernos de anclaje	15
6.1.1.1. Estados de límite.....	17
6.1.1.2. Criterios de predimensionamiento.....	31
6.1.2. Placas base	33
7. Fundaciones	35
7.1.1. Análisis estático	38
7.1.2. Análisis dinámico	43

7.1.3. Criterios de predimensionamiento	44
7.1.4. Diseño estructural a flexión.....	45
7.1.5. Verificación a corte	47
8. Bombas Hidráulicas	49
8.1. Consideraciones	50
8.2. Parámetros para el diseño.....	51
9. Diseño estructural	54
9.1. Diseño de la fundación	54
9.1.1. Diseño por cargas puntuales	63
9.1.2. Diseño por cargas distribuidas.....	68
9.2. Diseño estructural del sistema de anclaje.....	74
9.3. Modelamiento computacional	84
10. Análisis de resultados	88
11. Conclusiones	93
Bibliografía.....	95
Anexos.....	97
Anexo 1: Plano y especificaciones técnicas bomba centrífuga.	97
Anexo 2: Diagramas de corte y momento.....	98
Anexo 3: Tabla distribución de tensiones en el suelo.....	102

Índice de Gráficos

Gráfico 1: Diagrama de momento eje y - Caso cargas puntuales.....	89
Gráfico 2: Diagrama de momento eje y - Caso cargas distribuidas.....	89

Índice de Tablas

Tabla 1: Medidas de prevención a la fisuración.	11
Tabla 2: Longitudes de desarrollo Caso A.	14
Tabla 3: Longitudes de desarrollo Caso B.	14
Tabla 4: Tabla comparativa según tipo de anclaje	17
Tabla 5: Consistencia relaves	50
Tabla 6: Dimensiones tuberías succión y expulsión.....	53
Tabla 7: Peso por metro lineal de tubería.	53
Tabla 8: Parámetros dependientes del suelo.	58
Tabla 9: Corte basal.	58
Tabla 10: Fuerzas y momentos volcantes y resistentes análisis estático.	58
Tabla 11: Fuerzas y momentos volcantes y resistentes análisis dinámico.	59
Tabla 12: Excentricidades análisis estático.....	60
Tabla 13: Excentricidades análisis dinámico.....	60
Tabla 14: Factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento para el análisis estático.....	61
Tabla 15 Factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento para el análisis dinámico.....	61
Tabla 16: Verificación tensiones admisibles análisis estático.	61
Tabla 17: Verificación tensiones admisibles análisis dinámico.	61
Tabla 18: Cargas en el sello de fundación y verificación de compacidad análisis estático.....	62
Tabla 19 Cargas en el sello de fundación y verificación de compacidad análisis dinámico.....	62
Tabla 20: Distancias en puntos de interés.	63
Tabla 21: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis estático.....	64
Tabla 22: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis dinámico.....	65
Tabla 23: Acero requerido para la armadura inferior.....	66

Tabla 24: Cantidad de acero mínima.	66
Tabla 25: Verificación por corte - Análisis estático.....	67
Tabla 26 Verificación por corte - Análisis dinámico.....	67
Tabla 27: Esfuerzo combinado axial distribuido.	69
Tabla 28: Puntos críticos de aplicación de carga.	69
Tabla 29: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis estático.....	70
Tabla 30 Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis dinámico.....	70
Tabla 31: Armadura inferior.....	71
Tabla 32: Armadura superior.....	71
Tabla 33: Cantidad de acero mínima para cargas distribuidas.	72
Tabla 34: Verificación al corte estático.....	72
Tabla 35: Verificación al corte dinámico.....	73
Tabla 36: Datos iniciales sistema de anclaje eje x.	75
Tabla 37: Datos iniciales sistema de anclaje eje y.	75
Tabla 38: Resistencia a la tracción eje x.	76
Tabla 39: Resistencia a la tracción eje y.	76
Tabla 40: Factores de modificación para arrancamiento en tracción eje x.	77
Tabla 41 Factores de modificación para arrancamiento en tracción eje y.	77
Tabla 42: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción eje x.....	78
Tabla 43: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción eje y.....	78
Tabla 44: Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción eje x.....	78
Tabla 45 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción eje y.....	79
Tabla 46: Resistencia al desprendimiento lateral por tracción eje x.....	79
Tabla 47: Resistencia al desprendimiento lateral por tracción eje y.....	79
Tabla 48: Resistencia del acero al corte en el eje x.	80
Tabla 49: Resistencia del acero al corte en el eje y.	80
Tabla 50: Factores de modificación para resistencia al arrancamiento por corte, eje X.	80

Tabla 51: Factores de modificación para resistencia al arrancamiento por corte, eje y.	81
Tabla 52: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte eje x.	81
Tabla 53: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte eje y.	82
Tabla 54: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte eje x.	82
Tabla 55: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte eje y.	82
Tabla 56: Armadura de refuerzo.	83
Tabla 57: Verificación ductilidad eje x.	83
Tabla 58: Verificación ductilidad eje y.	84
Tabla 59: Factores de utilización cargas puntuales.	90
Tabla 60: Factores de utilización cargas distribuidas.	90
Tabla 61: Errores porcentuales momento y corte.	92

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Representación estado de límite cono de arrancamiento.	3
Ilustración 2: Diagrama tensión de tracción v/s Tiempo.	10
Ilustración 3: Diagrama tensión-deformación.	11
Ilustración 4: Anclaje Pre-instalado.	16
Ilustración 5: Anclaje Postinstalado.	16
Ilustración 6: Resistencia del acero a tracción.	18
Ilustración 7: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción.	19
Ilustración 8: Área de influencia ANC.	20
Ilustración 9: Área de influencia ANCO.	21
Ilustración 10: Resistencia a la extracción por deslizamiento.	23
Ilustración 11: Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción. ..	25
Ilustración 12: Resistencia del acero al corte.	26
Ilustración 13: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte.	27
Ilustración 14: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por corte.	30
Ilustración 15: Anclaje perno tipo tornillo con camisa, tuerca hexagonal y arandela.	31
Ilustración 16: Armadura de refuerzo de anclaje.	32
Ilustración 17: Tipos de solicitaciones.	33
Ilustración 18: Explicación esfuerzos maquinaria rotativa.	35
Ilustración 19: Fundación tipo bloque.	35
Ilustración 20: Vistas planta y perfil longitudinal fundación.	36
Ilustración 21: Golpe de ariete.	39
Ilustración 22: Cargas en el sello de fundación eje x.	40
Ilustración 23: Cargas en el sello de fundación eje y.	40
Ilustración 24: Distribución de esfuerzos.	45
Ilustración 25: Perfil longitudinal armadura a flexión.	47
Ilustración 26: Partes bomba centrífuga.	49
Ilustración 27: PCD brida.	52

Ilustración 32: Diagrama de corte vista en planta- SAP2000.	87
Ilustración 33: Diagrama de momento vista 3D - SAP2000.	87

1. Introducción

Según indica el ranking de principales países mineros de cobre del mundo realizado por World Energy Trade, Chile lidera la lista alcanzando un total de 5.6 millones de toneladas métricas extraídas en el año 2019 (NS Energy, 2021). Dada la importancia de la minería en el país, la economía chilena gira en torno del rubro minero y, debido a esto, es necesario enfocar gran parte de la industria de la construcción a la minería donde la maquinaria pesada es de empleo habitual, por ende, se requiere diseñar estructuras sismorresistentes capaces de entregar estabilidad y durabilidad al equipo al que le sea destinado su uso.

El diseño estructural es un conjunto de procesos creativos dentro de la ingeniería civil, el cual busca satisfacer una necesidad específica otorgando a un modelo características tales que sean capaces de responder de forma segura ante la adversidad. Las fundaciones son elementos esenciales del diseño estructural que permiten transmitir las cargas de la estructura hacia el suelo subyacente.

Toda cimentación es diseñada con una finalidad específica para una estructura determinada. En ocasiones, se requiere de elementos de unión como pernos y placas de acero para generar una adherencia firme del sistema. Estos elementos pueden presentar comportamientos de fluencia temprana provocando fallas en la configuración, debido a esto se requiere de una verificación tanto de los pernos de anclaje como de las conexiones entre estos y la placa de acero junto con la fundación.

Chile corresponde a uno de los países pertenecientes al anillo de fuego del Pacífico, por ende, toda estructura que sea instaurada debe basarse en la normativa sísmica vigente, ya sea de tipo industrial utilizando la NCh 2369 Of. 2002 (Instituto Nacional de Normalización, 2002) o de edificación basándose en la NCh 433 Of. 2009 (Instituto Nacional de Normalización, 2009). El pasado 27 de febrero del año 2010 se produjo el segundo terremoto más destructivo en la historia chilena según indica el Centro Sismológico Nacional, alcanzando una magnitud de 8.8 grados Richter y de IX en la escala de Mercalli (Centro Sismológico Nacional CSN, 26), lo cual significó grandes daños estructurales. Es labor de la ingeniería de diseño velar por

la estabilidad, seguridad y resiliencia de toda obra constructiva asegurando su funcionamiento antes, durante y después del sismo.

El presente documento desarrolla una propuesta de diseño estructural de fundaciones y elementos de anclaje para equipos vibratorios, en específico para bombas centrífugas comúnmente utilizadas en la industria minera. Para ello, se plantea desarrollar un modelamiento de la fundación con su respectiva metodología de diseño y, paralelamente, diseñar y verificar las conexiones de acero correspondientes. Por una parte, la cimentación definida se basa en la implementación de hormigones masivos para su construcción, la cual es fundamentada por los códigos estadounidenses ACI 207 (American Concrete Institute) y ACI 349 (American Concrete Institute), interiorizando, a su vez, la NCh 170 Of. 2016 (Instituto Nacional de Normalización, 2016). Por otro lado, la placa y elementos de anclaje como ganchos, canastillos y pernos serán verificados y, estos últimos, diseñados en base a las normas estadounidenses ACI 318 (American Concrete Institute), Steel design guide – Column base plates (AISC, 2003) y complementando su desarrollo con la novena edición del libro Diseño en ingeniería mecánica de Shigley (Shigley, 2008).

En esta oportunidad se plantea un análisis estático y dinámico del sistema donde cada uno considera parámetros de diseño diferentes. Por una parte, dimensiones y propiedades de la fundación, cargas sísmicas, verificación de esfuerzos del suelo, tipo de acero de refuerzo, entre otros para el caso estático y, por otro lado, factores como radio equivalente, coeficiente de resorte, frecuencia natural, amplitud para traslación horizontal, entre otros para el caso dinámico. La omisión de cualquiera de estos u otros factores puede provocar en la estructura efectos negativos como fallas por volcamiento, asentamiento, traslación, retracción y temperatura, como de arrancamiento, etc. Es por esto que se propone desarrollar una memoria de cálculo basándose en el diseño estructural de fundaciones y elementos de unión para bombas hidráulicas. Para ello, se analizarán casos de estudio que la empresa FDA ingenieros ha desarrollado en proyectos previos. FDA ingenieros fue fundada en el año 2000 y se dedica a desarrollar proyectos de ingeniería, principalmente en las áreas de minería, energía infraestructura e industria. Además, se ha posicionado en

el mercado gracias a la confianza que ha generado en sus clientes en base a la calidad del servicio y respuesta oportuna. También, posee profesionales que disponen de una amplia experiencia en la solución de necesidades que permiten a sus clientes logros efectivos con valor agregado (FDA Ingenieros, 2019).

Dentro del desarrollo se plantea un diseño y verificación tanto de la estructura de hormigón como de los elementos de anclaje los cuales consideran:

- Diseño estructural de fundación rectangular para equipos vibratorios implementando el uso de hormigones masivos. Comúnmente el diseño estima el peso de la fundación como al menos tres veces el peso del equipo que sea soportado, en este caso la bomba, por lo cual se proyectan, generalmente, hormigones masivos.
- Diseño y verificación de estados de límite de pernos de anclaje, considerando tanto las fallas en los elementos de unión como en la estructura principal conformada de hormigón armado. Generalmente, un diseño entrega información tanto de la distancia entre pernos, siempre y cuando esta no sea definida por el fabricante, como la distancia hacia el borde de la fundación y la respectiva separación entre ellos.
- Diseño y verificación de ganchos y canastillos de acero. Estos elementos se utilizan para potenciar el sistema de anclaje donde el acero de refuerzo permite reducir el impacto que genera la fuerza de extracción la cual produce tensiones en forma de cono provocando un arrancamiento del concreto, tal como muestra la ilustración 1, alrededor del perno, basándose en el Apéndice D de la norma ACI 318.

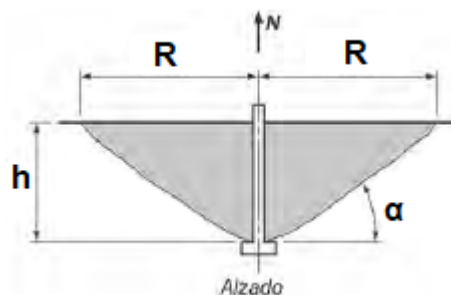


Ilustración 1: Representación estado de límite cono de arrancamiento.

Fuente: ACI 318.

Desde la ingeniería de diseño hasta la verificación se toma en cuenta como parámetro el espectro de respuesta elástico ya que en éste se basa su resistencia sísmica y su consideración reduce el impacto que pueda generar un evento sísmológico en la fundación evitando de esta manera fallas estructurales. Asimismo, tanto la absorción como disipación de energía deben tenerse en cuenta al momento de diseñar los elementos de anclaje, se espera que éstos disipen energía y para ello deben presentar fluencia lo cual genera una deformación permanente en ellos, por lo que es importante analizar su capacidad de deformación plástica. De igual manera, se busca asegurar la ductilidad en el sistema de anclaje asegurando que la capacidad del hormigón sea superior a la del acero de forma que se eviten fallas frágiles provenientes de la posibilidad que el hormigón se fracture antes de que el acero fluya.

En la práctica nacional no existe un documento oficial para el diseño de fundaciones para equipos vibratorios, por lo que la presente memoria plantea analizar los criterios en los cuales se basa comúnmente el diseño para este tipo de estructuras tanto en Chile como en el mundo donde principalmente se acude a documentos realizados por el American Concrete, no obstante, es necesario integrar normas chilenas dada la sismicidad del país.

2. Objetivos

2.1. Objetivos generales

El principal objetivo de la presente memoria de título propone:

Analizar las recomendaciones y criterios de diseño estructural de fundaciones para bombas centrífugas utilizadas comúnmente en la industria minera el cual consta tanto de la cimentación como del sistema de anclaje, por lo cual se estudiará el comportamiento conjunto conforme la NCh 2369 Of. 2002 y NCh 170 Of. 2016 e incorporar normativa internacional tal como ACI 351.3R y ACI 318 que contengan sugerencias de diseño para fundaciones de equipos vibratorios y elementos de unión.

2.2. Objetivos específicos

- Estudiar y entender los factores que influyen en fallas recurrentes del hormigón.
- Establecer criterios de diseño que aseguren la ductilidad del sistema de anclaje evitando fallas frágiles provenientes de la fisuración del hormigón.
- Analizar el diseño de fundaciones para equipos vibratorios basándose en la literatura existente, normativas y considerando criterios de diseño utilizados en la práctica nacional.
- Analizar el comportamiento del sistema de anclaje definido para la fundación y estructura a soportar.

3. Alcance

El alcance del proyecto comprende el análisis de los criterios de diseño estructural para fundaciones y elementos de anclaje para bombas hidráulicas aplicado a una bomba de poleas y correa presentada en el Anexo 1. Este proyecto contempla el diseño de la fundación y de sus respectivos elementos de anclaje donde el conjunto de pernos asegura la estabilidad y ductilidad del sistema, sin embargo, se excluye la aplicabilidad para los casos siguientes:

- Anclajes postinstalados
- Fundaciones para bombas con sistema de amortiguamiento
- Fundaciones las cuales no cumplan con un porcentaje de compresión igual al 100%
- Bombas sumergibles
- Bombas heliocentrífugas o axiales

Asimismo, se excluyen tanto los criterios de instalación y mantención del equipo y sus tuberías como también los costos asociados a cada una de las partidas requeridas para el desarrollo del proyecto.

Por último, los criterios de predimensionamiento dependerán directamente de cada capítulo según los requerimientos propios de este.

4. Antecedentes teóricos

Dentro del diseño estructural se contemplan factores que, dependiendo del material a utilizar y su respectiva distribución de esfuerzos, velan por la resiliencia de cada estructura o elemento soportante asegurando una respuesta fiable ante la adversidad. Tanto las cimentaciones como su sistema de anclaje requieren de un análisis que permita determinar las condiciones mínimas para su materialización, para ello, se deben definir las estructuras que son contempladas en el caso particular a desarrollar junto con sus falencias habituales respectivas.

4.1. Normativa y literatura

El desarrollo de esta memoria de título contempla consideraciones y parámetros definidos en diferentes normativas nacionales e internacionales y documentación confiable y aplicable bajo estándares de diseño desarrollados por asociaciones y organizaciones profesionales. A continuación, se clasifica la documentación a emplear según los capítulos a desarrollar.

4.1.1. Estándares capítulo 1: Hormigones masivos

- ACI 116: Terminología del cemento y el hormigón.
- ACI 207: Guide to mass concrete.
- ACI 224: Control de la fisuración en estructuras de hormigón.
- NCh 170 Of. 2016: Hormigón – Requisitos generales.

4.1.2. Estándares capítulo 2: Elementos de unión

- ACI 318 – 14: Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario.
- AISC - Steel Design Guide Series “Column Base Plates”

4.1.3. Estándares capítulo 3: Fundaciones

- NCh 2369 Of. 2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.

- NCh 3171 Of. 2010: Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas.
- NCh 170 Of. 2016: Hormigón – Requisitos generales.
- NCh 430 Of. 2008: Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo.
- NCh 1537 Of. 2009: Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso.
- Foundations for vibrating machine structural design - Abdul Mutta
- ACI 349: Guide to the concrete capacity design method – Embedment design examples.

4.1.4. Estándares capítulo 4: Bombas hidráulicas

- AS 2129-2000 Flanges for pipes, valves and fittings.

5. Hormigones masivos

El American Concrete Institute (ACI), en el código 116 de terminología del cemento y el hormigón (American Concrete Institute), especifica como hormigón masivo aquel con volumen con dimensiones suficientemente grandes para las cuales se debe contemplar la generación de calor de hidratación del cemento al momento de diseñar estructuras en las que se minimiza la posible fisuración. El calor de hidratación corresponde a la energía disipada por el cemento en forma de calor, este puede verse desarrollarse rápidamente durante el fraguado y disminuir progresivamente mientras se endurece. Durante su presencia se produce variación de temperatura provocando retracciones o expansión y, como consecuencia, agrietamiento.

5.1.1. Fallas y fisuras habituales en el hormigón

La fisuración corresponde a un tipo de falla habitual en el hormigón, puede ser una respuesta de éste al esfuerzo que le es aplicado o una reacción físico-química de sus componentes. El hormigón masivo es propenso a generar fisuras que pueden ser causadas por fuerzas externas de flexión o tracción, variaciones de volumen debidas a diferencias de temperatura durante el secado o endurecimiento de la mezcla y contracción o expansión. Al mojarse el hormigón presenta expansión la cual es despreciable en comparación al secado donde el hormigón se contrae significativamente y debido a esta variación en el volumen el hormigón es propenso a agrietarse. La ACI 224 R1 (American Concrete Institute) considera la retracción por secado, por carbonatación y autógena como una deformación final la cual se plantea como una relación entre la deformación lineal de la estructura a temperatura constante en función del tiempo transcurrido en el que esta es sometida a secado. Sin embargo, existen retracciones las cuales se presentan en ocasiones donde se suman restricciones por parte de las fundaciones o del acero de refuerzo donde se desarrollan tensiones en el núcleo del hormigón generando retracciones no uniformes las cuales provocan fisuración externa que, a largo plazo, podrían profundizarse en el hormigón.

En la ilustración 2 se puede observar una medida de mitigación a la retracción por secado la cual se define como fluencia lenta, esta relaciona la tensión de tracción medida en el tiempo, donde a medida que avanza la vida útil de la estructura disminuye la retracción generada por el secado, no obstante, incrementa la tendencia a fisurar ya que con el paso del tiempo la fluencia lenta disminuye.

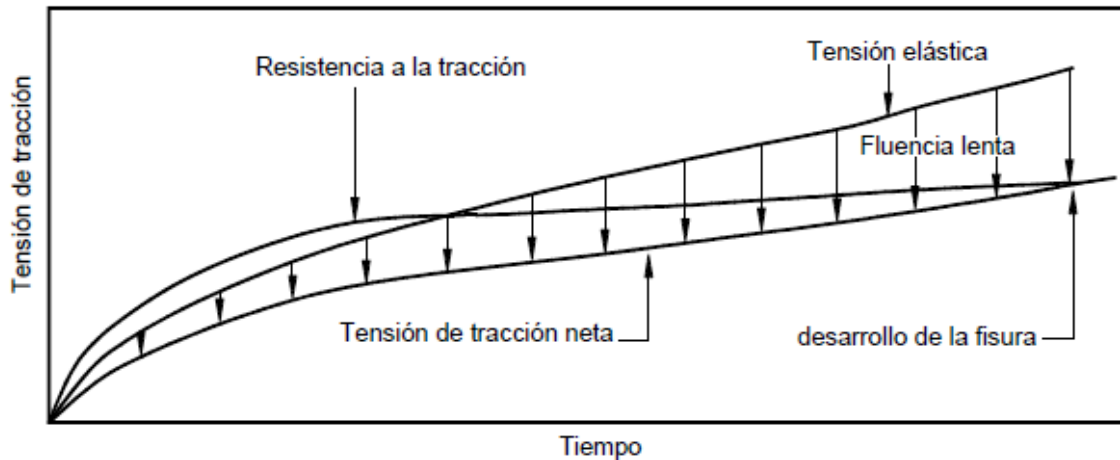


Ilustración 2: Diagrama tensión de tracción v/s Tiempo.

Fuente: ACI 224.

Tanto fisuras como grietas y fracturas pueden ser halladas en zonas de anclaje por lo que el comportamiento del sistema debe ser diseñado en concordancia y en conjunto para evitar fallas frágiles provenientes del hormigón.

En la actualidad existen medidas de mitigación de fisuras en el hormigón las cuales dependen de su tamaño y espaciamiento donde su tolerancia está sujeta al grado en el que se involucra la resistencia, serviciabilidad o el funcionamiento de la estructura. Para controlar estos factores la ACI 207 (American Concrete Institute) propone las medidas de prevención planteadas en la tabla 1.

Tabla 1: Medidas de prevención a la fisuración.

Fuente: Elaboración propia.

Causas de fisuración del hormigón	Medidas de prevención
Variación de volumen	Reducir cantidad de cemento Reemplazar cemento por puzolana
Velocidad de absorción o pérdida de calor	Preenfriamiento Postenfriamiento Aislamiento
Contracción o expansión	Juntas de dilatación

El desarrollo de grietas puede ser consecuencia de errores de dimensionamiento o de determinación de esfuerzos admisibles provocando microfisuraciones por flexión o compresión. Es por ello que se requiere analizar el comportamiento de una mezcla endurecida bajo la relación entre la tensión y deformación de la estructura tal como se muestra en la ilustración 3 la cual considera una relación agua/cemento igual a 0.5 donde se puede observar que, inicialmente, la resistencia deformación en el hormigón es significativamente alta en el corto plazo.

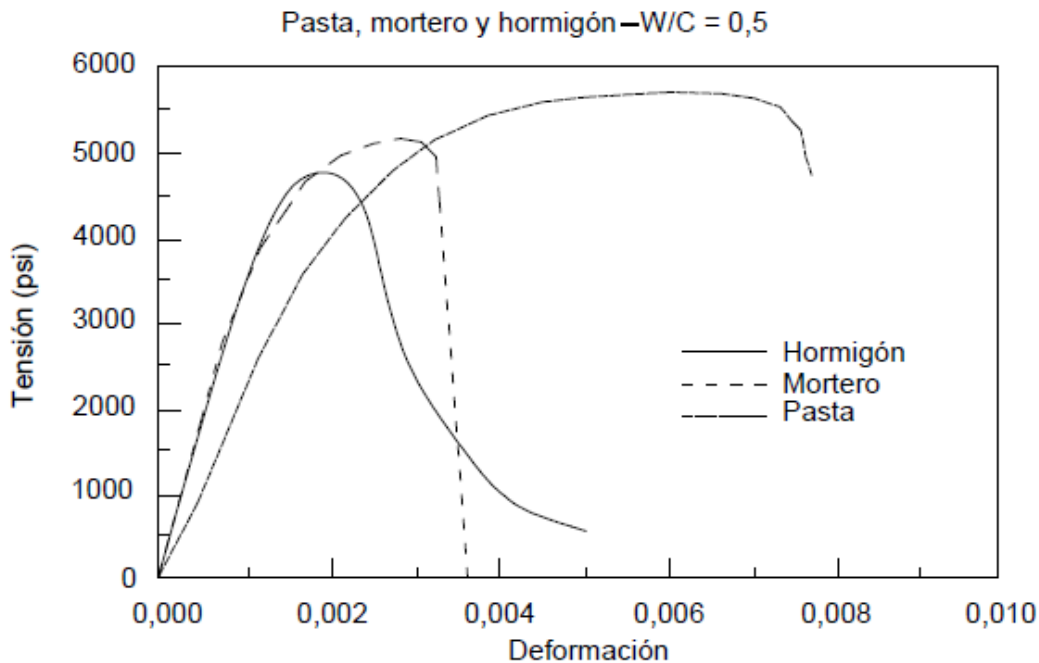


Ilustración 3: Diagrama tensión-deformación.

Fuente: ACI 224.

Los principales factores que moderan la retracción por secado corresponden a la humedad relativa, los aditivos, contenido de agua y su respectiva relación agua/cemento, factores que se ven afectados por las dimensiones de la estructura de hormigón y el tiempo de secado.

Las fisuraciones en hormigones masivos son atribuidas a esfuerzos, materiales o retracción por secado donde existe una alta variación de temperatura no lineal. Por una parte, cuando la fisura es superficial esta puede ser irregular y generar una disminución de volumen, por otro lado, cuando las fisuras son interiores, donde generalmente se debe a los materiales, estas pueden ser de dimensiones variables las cuales pueden ser despreciables como también significativas atravesando la masa de hormigón.

Una fisura debido a la aplicación de esfuerzos o a una combinación de estos puede ser de ancho variable, sin embargo, se posiciona en direcciones estructuralmente esperadas, y la presencia de ella indica la existencia de una tensión de tracción perpendicular al plano de falla.

Existen dos principales medidas para disminuir la probabilidad de ocurrencia de fisuras en hormigones masivos las cuales son:

- Por una parte, en modificar las dosificaciones de la mezcla de hormigón diseñando una composición con mayor resistencia a la fisuración, considerando una rigurosa elección de aditivos con un porcentaje mínimo de cemento y restringiendo el tamaño máximo de los agregados, o mayor capacidad de deformación a la tracción, el cual limita el tamaño máximo de los agregados restringiéndose a utilizar material triturado de baja expansión térmica y bajo módulo de elasticidad.
- Por otro lado, controlar los factores que generan deformación por tracción, los cuales consideran enfriamiento previo, enfriamiento posterior y aislación.

El presente documento propone un diseño que considera una dosificación adecuada con resistencia suficiente a la fisuración y capacidad de deformación por tracción al hacer uso de hormigón armado donde el acero resiste los esfuerzos de flexión y tracción.

El procedimiento para diseñar armadura para hormigones masivos se plantea según el Manual de armaduras de refuerzo para hormigón (Gerdau Aza, 2005) el cual propone dos casos para determinar las longitudes de desarrollo para barras con resaltes en tracción.

- Caso A: Es aplicable, por una parte, si el diámetro nominal de la barra de acero es mayor o igual que el recubrimiento y espaciamiento libre y, por otro lado, si el espaciamiento entre las barras es mayor o igual al doble del diámetro de ellas y el recubrimiento mayor o igual al diámetro de las barras.

$$l_{dd} = \frac{12 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{25\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.1}$$

$$l_{dd} = \frac{3 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{5\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.2}$$

Donde la Ec. 1 aplica para diámetros menores o iguales a 18 mm y la Ec.2 para barras con diámetros mayores o iguales a 22 mm.

- Caso B: En cualquier otro caso.

$$l_{dd} = \frac{18 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{25\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.3}$$

$$l_{dd} = \frac{9 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{10\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.4}$$

Donde la Ec. 3 aplica para diámetros menores o iguales a 18 mm y la Ec.4 para barras con diámetros mayores o iguales a 22 mm

Tanto para el Caso A como para el Caso B se considera un valor de 1.3 para el factor por ubicación de la armadura α ya que al ser hormigón masivo se vierten más de 300 mm de hormigón fresco bajo la longitud de desarrollo o empalme en tracción, para el factor por revestimiento de la armadura β un valor de 1.0 ya que no se considera armadura con revestimiento epóxico y, para el factor por agregado del hormigón λ un valor de 1.0 debido a que se contempla un agregado corriente para el hormigón.

Donde:

- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.
- f_y : Resistencia a la fluencia del acero.

El presente caso de estudio establece que el acero a utilizar para la armadura es acero A630 – 420H, por lo que las longitudes de desarrollo para barras en tracción se determinan, siempre y cuando sea necesaria una modificación de su longitud, según las tablas 2 y 3 según aplique el caso.

Tabla 2: Longitudes de desarrollo Caso A.

Fuente: Gerdau Aza.

CASO A A630-420H										
Hormigón	Diametro de la barra									
	8	10	12	16	18	22	25	28	32	36
H20	403	504	605	806	907	1386	1575	1764	2016	2268
H25	361	451	541	721	811	1240	1409	1578	1803	2029
H30	323	403	484	645	726	1109	1260	1411	1613	1814
H35	294	368	442	589	663	1012	1150	1288	1472	1656
H40	273	341	409	545	613	937	1065	1193	1363	1533
H45	255	319	383	510	574	877	996	1116	1275	1434
H50	240	301	361	481	541	826	939	1052	1202	1352

Tabla 3: Longitudes de desarrollo Caso B.

Fuente: Gerdau Aza.

CASO B A630-420H										
Hormigón	Diametro de la barra									
	8	10	12	16	18	22	25	28	32	36
H20	605	756	907	1210	1361	2079	2363	2646	3024	3402
H25	541	676	811	1082	1217	1860	2113	2367	2705	3043
H30	484	605	726	968	1089	1663	1890	2117	2419	2722
H35	442	552	663	883	994	1518	1725	1932	2208	2484
H40	409	511	613	818	920	1406	1597	1789	2045	2300
H45	383	478	574	765	861	1315	1494	1673	1913	2152
H50	361	451	541	721	811	1240	1409	1578	1803	2029

En la práctica nacional, la armadura para hormigonado que no se encuentre dimensionado por requerimientos de esfuerzos de diseño debe disponerse como mínimo la armadura correspondiente a los criterios de retracción y temperatura y, para hormigones masivos (espesores mayores a 1.2 metros), debe disponerse un mínimo superficial en cada cara no menor que el 1% de la sección definida por el doble del recubrimiento medido hasta el eje de la barra (Anglo American, 2020).

Dado que se establece una altura de 1.2 metros para la fundación del caso de estudio, la armadura se rige según el criterio de retracción y temperatura ya que el armado por hormigones masivos se define para una altura mayor que 1.2 metros criterio basado según establece el ACI 351 en su capítulo 7.3.2.

6. Elementos de unión

El Instituto Americano del concreto plantea en la ACI 318 (American Concrete Institute) que un anclaje corresponde a un elemento de acero utilizado para unir un elemento no estructural a la estructura el cual es capaz de transmitir cargas al concreto. El anclaje puede realizarse de forma vertical, horizontal o inclinada integrándose permanentemente al sistema compuesto por el hormigón y la estructura soportante.

Para generar una adherencia firme del sistema, se dispone una placa base de acero entre el hormigón y el anclaje y por medio de la cual son aplicadas las solicitaciones. Donde al momento de diseñar, es importante especificar tanto la distancia entre el anclaje y el borde de la placa como la separación entre el anclaje y los bordes de hormigón y el espaciamiento entre los mismos pernos de anclaje.

En ocasiones, cuando las perforaciones no exceden 1.5 veces el diámetro del anclaje, se requiere de adhesivos, generalmente epóxicos o poliuretanos, compuestos por polímeros orgánicos y materiales inorgánicos que al combinarse reaccionan uniéndose firmemente al anclaje y al concreto endurecido.

6.1.1. Pernos de anclaje

Existen diferentes tipos de anclajes, preinstalados, postinstalados y adheridos que se diferencian según el instante en el que se construyen, forma y elementos requeridos para su aplicación.

Por una parte, los anclajes preinstalados corresponden a elementos que son contruidos en conjunto con el refuerzo de acero, es decir, son dispuestos previo al hormigonado. Sus diferentes tipos de anclaje preinstalados son presentados en la ilustración 4 extraída del Apéndice D de la ACI318 (American Concrete Institute) la cual muestra un tornillo con cabeza hexagonal y arandela, tornillo en L, tornillo en J y perno con cabeza soldada respectivamente, de los cuales los dos céntricos son denominados ganchos.

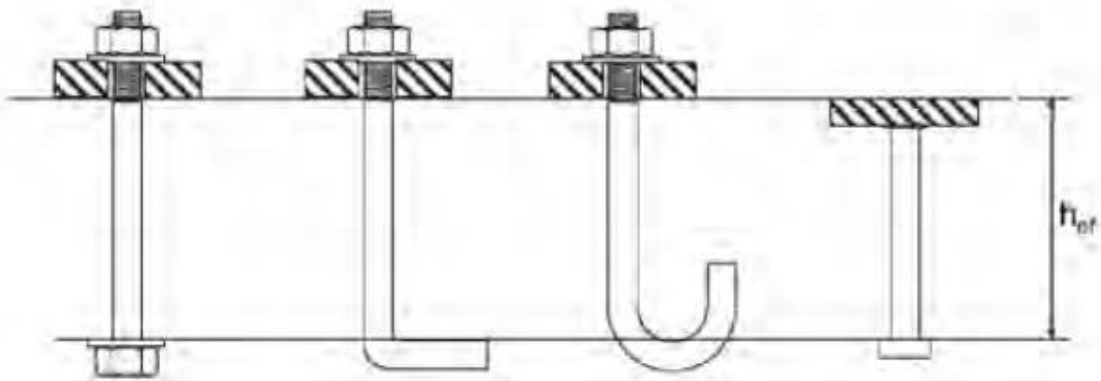


Ilustración 4: Anclaje Pre-instalado.

Fuente: ACI 318.

Por otro lado, los anclajes postinstalados corresponden a elementos construidos una vez que el hormigón está endurecido, para ello, se requiere de un costo mayor asociado al uso de maquinaria como el rotomartillo y el tiempo que conlleva inyectar el anclaje. Este es capaz de transmitir las cargas al concreto a través de la fricción o el simple apoyo entre el anclaje y el orificio.

Según indica la ACI 318 (American Concrete Institute) tal como se muestra en la ilustración 4, los anclajes postinstalados consideran anclajes adheridos, con sobreperforación en su base, de expansión con camisa o tipo perno y de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante.

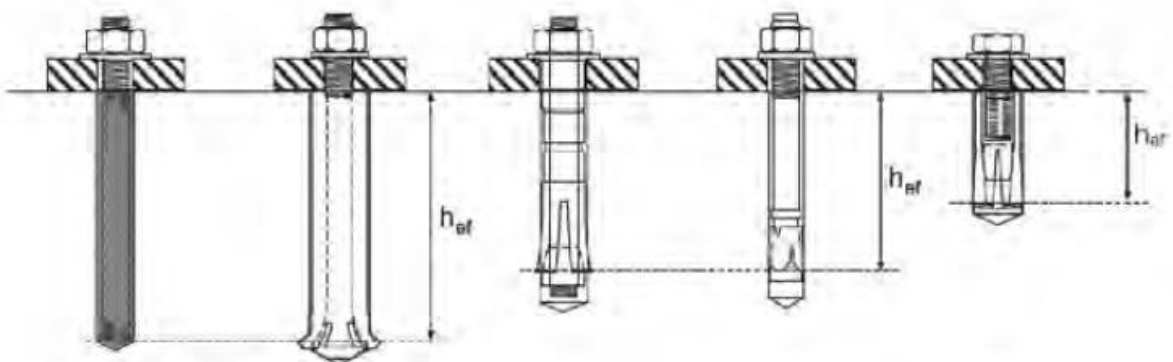


Ilustración 5: Anclaje Postinstalado.

Fuente: ACI 318.

Por último, los anclajes adheridos corresponden a un tipo de anclaje postinstalado el cual requiere de adhesivo para su construcción el cual cumple la función de unir

mediante una pasta, ya sea de cemento o polimérica, el anclaje al concreto endurecido. El adhesivo se administra mediante una pistola o aplicador entre 4 y 20 veces la longitud del anclaje, aunque pueden existir tolerancias al momento de llevar a cabo la teoría a la práctica.

Si se realiza un análisis comparativo sobre los tipos de anclajes, se obtiene la siguiente información.

Tabla 4: Tabla comparativa según tipo de anclaje

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de anclaje	Ventajas	Desventajas
Preinstalado	Los anclajes se instalan en posición con respecto al acero de refuerzo con posibilidades de variar el tipo de anclaje, diámetro, longitud y configuración	Existe una alta probabilidad de que la posición final del anclaje varíe luego de aplicar el hormigonado
Postinstalado	Instalación precisa. Evita perforaciones en el encofrado	Requiere perforación en el hormigón endurecido

El anclaje postinstalado es una opción para utilizar, sin embargo, la perforación del concreto puede generar conflictos al momento de realizarse ya que, por una parte, existe la posibilidad de dañar el refuerzo de acero al penetrar el hormigón y, por otro lado, las consecuencias de efectuar este procedimiento las cuales son un mayor costo en cuanto a tiempo en horas hombre y arriendo de herramientas. Es por esto que la elección del tipo de anclaje debe realizarse en base a un estudio preliminar del proyecto y los recursos que se desean destinar.

6.1.1.1. Estados de límite

El ACI 318 plantea ocho estados de límite de los cuales aplican siete para el diseño de anclajes dentro de los cuales contempla resistencias por tracción y corte donde se considera un factor de reducción ϕ que toma el valor de 0.75 y 0.65 respectivamente.

- a) Resistencia del acero en tracción: Este estado de límite verifica la resistencia del anclaje a esfuerzos de tracción tal como se observa en la ilustración 6, donde N es fuerza de tracción, y se debe cumplir lo establecido en la expresión Ec. 5 donde se define que la resistencia nominal del anclaje a

tracción debe ser mayor o igual que la fuerza mayorada de tracción aplicada al sistema de anclaje.

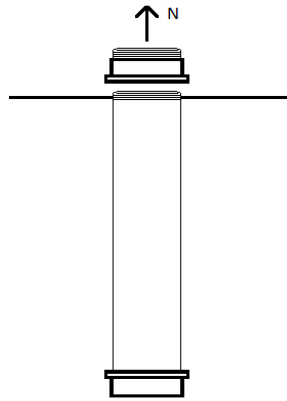


Ilustración 6: Resistencia del acero a tracción.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

- N_{sa} : Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción determinada por la resistencia del acero.
- N_{ua} : Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes.

La resistencia nominal del acero a esfuerzos de tracción N_{sa} no debe exceder el valor de:

$$N_{sa} = A_{se,N} * f_{uta} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

- $A_{se,N}$: Área transversal efectiva de un anclaje a tracción.
- f_{uta} : Resistencia especificada a la tracción del acero.

Siempre y cuando f_{uta} cumpla la condición:

$$f_{uta} < \min \left\{ \begin{array}{l} 1.9 * f_{ya} \\ 860 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donde f_{ya} corresponde a la resistencia especificada a la fluencia en el acero y $A_{se,N}$ se obtiene mediante:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

- d_a : Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza o del perno con forma de gancho.
- n_t : Número de hilos por mm.

b) Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción: Este estado de límite verifica la resistencia del concreto que rodea al anclaje a esfuerzos de tracción tal como se presenta en la ilustración 7 donde N representa el esfuerzo de tracción, el cual debe cumplir con la expresión establecida en Ec. 8 la cual indica que la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción debe ser mayor o igual que la fuerza mayorada de tracción aplicada al sistema de anclaje.

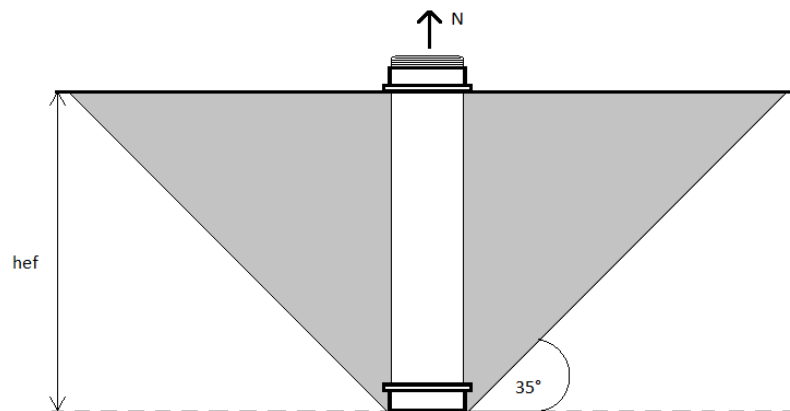


Ilustración 7: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi N_{cb} \geq N_{ua} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

- N_{cb} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje. En caso de ser un un grupo de anclajes se denomina N_{cbg} .

La resistencia al arrancamiento del concreto en tracción N_{cb} viene dada por la ecuación:

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad \text{Ec. 9}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

- A_{NC} : Área de influencia en el concreto para un anclaje solo o para un grupo de anclajes, representada por la ilustración 8.

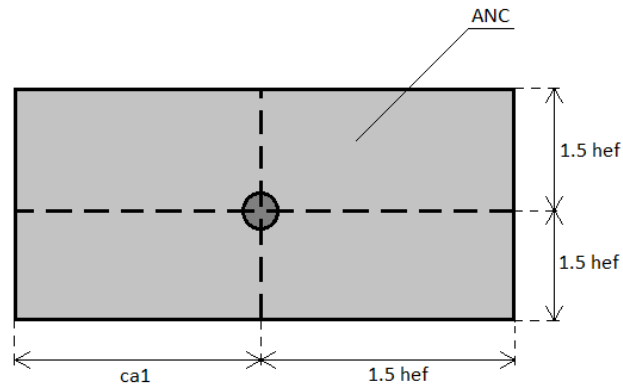


Ilustración 8: Área de influencia ANC.

Fuente: Elaboración propia.

- A_{NCO} : Área de influencia proyectada del concreto en un anclaje solo, representada por la ilustración 9.

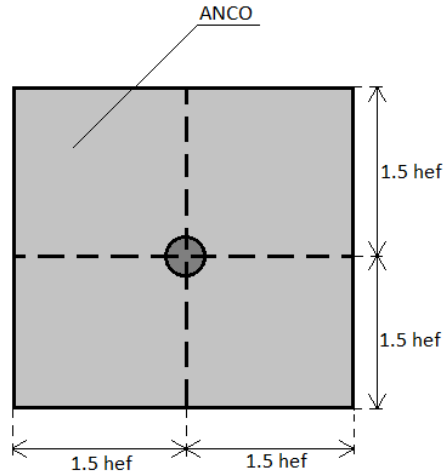


Ilustración 9: Área de influencia ANCO.

Fuente: Elaboración propia.

- $\Psi_{ec,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad \text{Ec. 11}$$

Considerando e'_N como la distancia entre la fuerza resultante de un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide de estos.

- $\Psi_{ed,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elemento de concreto.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_{ed,N} = 1 \quad \text{si } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \\ \Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad \text{si } c_{a,min} < 1.5h_{ef} \end{array} \right. \quad \text{Ec. 12}$$

Donde $c_{a,min}$ corresponde a la distancia mínima entre el perno y el borde de concreto.

Si la distancia entre el recubrimiento lateral y el anclaje es mayor o igual a $1.5h_{ef}$, $\Psi_{ed,N}$ toma un valor igual a 1.

- $\Psi_{c,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto. Bajo la condición de utilizar anclaje preinstalado se asigna el valor de 1.25.
- $\Psi_{cp,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario

$$\begin{cases} \Psi_{cp,N} = 1.0 & \text{si } c_{a,min} \geq c_{ac} \\ \Psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} & \text{si } c_{a,min} < c_{ac} \end{cases} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde c_{ac} corresponde a la distancia crítica entre el perno y el borde del concreto, mínimo valor para desarrollar resistencia controlada por el arrancamiento para anclaje postinstalado.

- N_b : Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes adheridos.

Luego, para determinar la resistencia al arrancamiento del concreto en tracción N_b , se utiliza la expresión:

$$N_b = k_c * \lambda_d * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \quad \text{Ec. 14}$$

Considerando el tipo de anclaje como preinstalados, el valor asociado al coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto k_c se utiliza como 10 y, bajo la misma condición, se define un valor de $1.0 * \lambda$ para el factor de modificación de reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en aplicaciones de anclaje λ_d . Donde el factor de modificación de reducción de propiedades mecánicas del concreto liviano de equivalente resistencia a la compresión en relación al concreto normal λ varía según:

$$\lambda = \begin{cases} 0.85, & \text{para concreto liviano de arena de peso normal} \\ 0.75, & \text{para otros concretos de peso liviano} \\ 1.0, & \text{para concreto de peso normal} \end{cases}$$

- a) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción: Este estado de límite verifica la resistencia del anclaje relacionada con la adherencia de este al concreto donde es instalado, tal como presenta la ilustración 10 donde N representa el esfuerzo de tracción, para el cual se debe verificar el cumplimiento de la expresión propuesta en Ec. 15 la cual indica que la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción debe ser mayor o igual que la fuerza mayorada de tracción aplicada al sistema de anclaje.

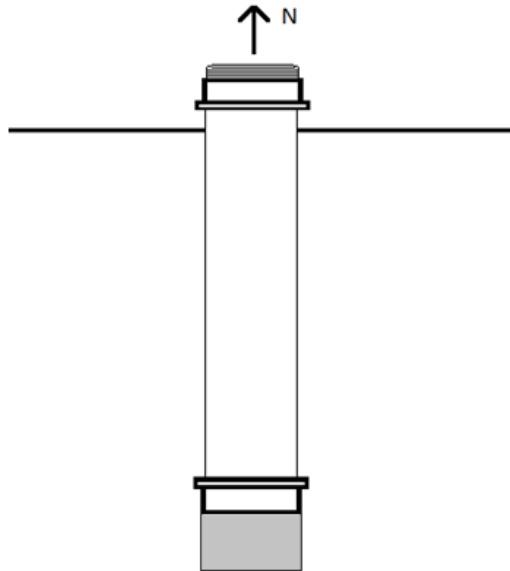


Ilustración 10: Resistencia a la extracción por deslizamiento.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi N_{pn} \geq N_{ua} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

- N_{pn} : Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje.

$$N_{pn} = \Psi_{c,P} * N_p \quad \text{Ec. 16}$$

Luego, para determinar la resistencia a la extracción por deslizamiento debido a esfuerzos de tracción de un solo anclaje en concreto fisurado N_p se determina mediante la expresión:

$$N_p = 8 * A_{brg} * f'c \quad \text{Ec. 17}$$

Considerando que A_{brg} corresponde al área transversal donde se apoya la cabeza del perno.

Por último, para determinar el valor del factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento en presencia o ausencia de fisuras en el concreto $\Psi_{c,P}$, se basa en las consideraciones siguientes:

$$\begin{cases} \Psi_{c,P} = 1.4 & \text{para concreto no fisurado para cargas de servicio} \\ \Psi_{c,P} = 1.0 & \text{para concreto fisurado para cargas de servicio} \end{cases}$$

- b) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción: Este estado de límite verifica la resistencia del concreto a esfuerzos de tracción N , tal como presenta la ilustración 11, aplicados al anclaje. Donde se debe cumplir con el criterio establecido en Ec.18 donde la resistencia al desprendimiento lateral del anclaje debe ser mayor o igual que la fuerza mayorada de tracción aplicada al sistema de anclajes.

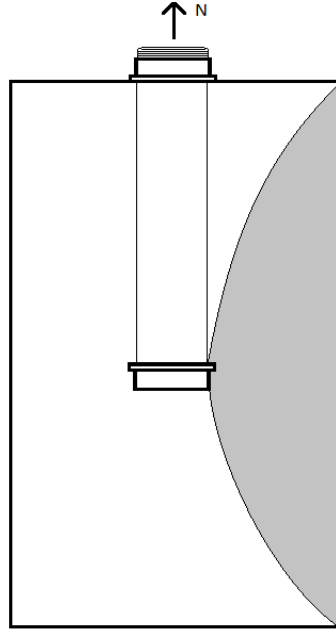


Ilustración 11: Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi N_{sb} \geq N_{ua} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

- N_{sb} : Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje.

$$N_{sb} = 13c_{a1} * \sqrt{A_{brg}} * \lambda_d * \sqrt{f'c} \quad \text{si } h_{ef} > 2.5c_{a1} \quad \text{Ec. 19}$$

$$N_{sb} = N_{sb(a)} * \frac{\left(1 + \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right)}{4} \quad \text{si } c_{a2} < 3c_{a1} \quad \text{Ec. 20}$$

$$N_{sb,g} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) * N_{sb(a)} \quad \text{si } h_{ef} > 2.5c_{a1} \quad \text{Ec. 21}$$

Si se utiliza Ec. 20, debe cumplirse que el cociente entre c_{a2} y c_{a1} pertenezca al rango $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$.

Si se utiliza Ec. 21 debe cumplirse la condición de que el espaciamiento entre anclajes s sea menor que $6c_{a1}$.

- c) Resistencia del acero al corte: Este estado de límite verifica la resistencia que tiene el anclaje a esfuerzos cortantes V , tal como muestra la ilustración 12, para el cual se verifica que la resistencia nominal sea mayor o igual a la fuerza cortante mayorada aplicada al sistema de anclajes tal como representa la expresión Ec. 22 la cual indica que la resistencia nominal al corte debe ser mayor o igual que fuerza mayorada de corte aplicada al sistema de anclaje.

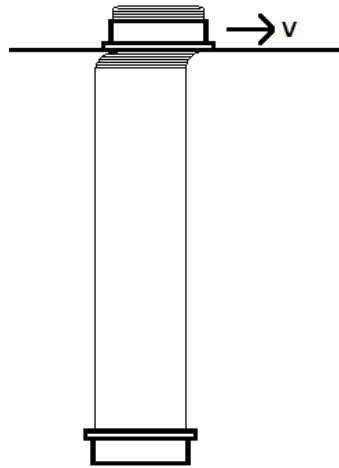


Ilustración 12: Resistencia del acero al corte.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi V_{sa} \geq V_{ua} \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

- V_{sa} : Resistencia nominal a corte de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero.
- V_{ua} : Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes.

Para determinar la resistencia nominal de un anclaje a corte se debe determinar según corresponda:

$$V_{sa} = A_{se,V} * f_{uta} \quad \text{Ec. 23}$$

$$V_{sa} = 0.6 * A_{se,V} * f_{uta} \quad \text{Ec. 24}$$

El caso Ec. 23 aplica siempre y cuando se trate de pernos con cabeza preinstalados y el caso Ec. 24 aplica para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o gancho. Donde $A_{se,V}$ corresponde al área transversal efectiva del anclaje a corte y f_{uta} debe cumplir la condición:

$$f_{uta} < \min \left\{ \begin{array}{l} 1.9f_{ya} \\ 860 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donde:

- f_{ya} : Resistencia a la fluencia del acero de anclaje.

d) Resistencia al arrancamiento del concreto por corte: Este estado de límite verifica la resistencia del hormigón de anclaje a esfuerzos cortantes tal como presenta la ilustración 13, donde V representa la fuerza de corte, para el cual debe cumplirse el criterio establecido en Ec. 25 donde la resistencia nominal al arrancamiento del concreto debe ser mayor o igual que la fuerza mayorada de corte aplicada al sistema de anclaje.

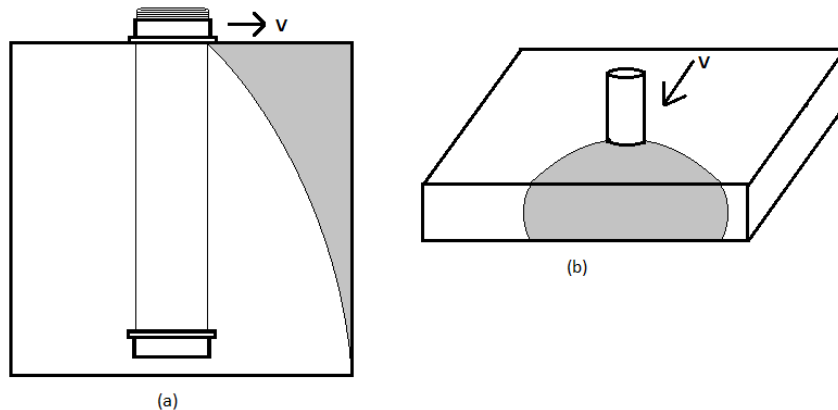


Ilustración 13: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi V_{cb} \geq V_{ua} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

- V_{cb} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte de un solo anclaje.

Luego, para determinar la resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte se aplica la expresión según corresponda:

$$V_{cb} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad \text{Ec. 26}$$

$$V_{cb,g} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ec,V} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

- A_{VC} : Área de influencia del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes.
- A_{VCO} : Área de influencia del concreto de un anclaje solo cuando no se encuentre limitada por situación de esquina, por espaciamiento o espesor.
- $\Psi_{ed,V}$: Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes con base en la proximidad de los bordes del concreto.

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \text{ si } c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad \text{Ec. 28}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \text{ si } c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad \text{Ec. 29}$$

- $\Psi_{ec,V}$: Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes con base en la excentricidad de las cargas.

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'v}{3c_{a1}}} \quad \text{Ec. 30}$$

- $\Psi_{c,V}$: Factor de modificación para resistencia a corte de anclajes con base en la presencia o ausencia de concreto fisurado.

$$\Psi_{c,v} = \begin{cases} 1.4, & \text{concreto no fisurado} \\ 1.0, & \text{concreto fisurado con } \emptyset \leq 13\text{mm} \\ 1.2, & \text{concreto fisurado con } \emptyset \geq 13\text{mm} \\ 1.4, & \text{concreto fisurado de } \emptyset \geq 13\text{mm y estribos espaciados } < 100\text{mm} \end{cases}$$

- $\Psi_{h,v}$: Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes colocados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$.

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad \text{Ec. 31}$$

Donde h_a corresponde al espesor del concreto.

- V_b : Resistencia al arrancamiento por esfuerzos cortantes para un solo anclaje en concreto fisurado.

Para determinar la resistencia al arrancamiento por esfuerzos cortantes V_b se debe utilizar la siguiente expresión:

$$V_b = \min \left\{ \begin{array}{l} (i) 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'c} * (c_{a1})^{1.5} \\ (ii) 3.7 * \lambda_a * \sqrt{f'c} * (c_{a1})^{1.5} \end{array} \right. \quad \text{Ec. 32}$$

Siempre y cuando V_b no exceda el mínimo valor determinado entre (ii) y la expresión:

$$V_b = 0.66 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'c} * (c_{a1})^{1.5} \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

- l_e : Longitud de apoyo de la carga de un anclaje a corte donde se asigna un valor máximo de $8d_a$.

- c) Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por corte: Este estado de límite verifica la resistencia del hormigón de anclaje debido a esfuerzos de corte, tal como muestra la ilustración 14 donde V representa la fuerza cortante, el cual debe cumplir con lo establecido en la expresión Ec. 34 la cual indica que la resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto debido a esfuerzos de corte debe ser igual o mayor que la fuerza mayorada de corte aplicada al sistema de anclaje.

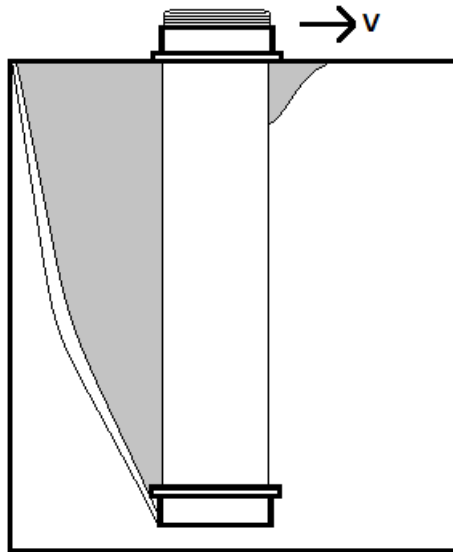


Ilustración 14: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por corte.

Fuente: Elaboración propia.

$$\phi V_{cp} \geq V_{ua} \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

- V_{cp} : Resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje solo. En caso de ser un grupo de anclajes se denomina V_{cpg} .

Para determinar la resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo V_{cp} se utilizan las siguientes expresiones:

- (i) Para un anclaje solo:

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cp} \quad \text{Ec. 35}$$

(ii) Para un grupo de anclajes:

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cpg} \quad \text{Ec. 36}$$

Donde N_{cp} y N_{cpg} se determinan igualándose a N_{cb} y N_{cbg} respectivamente y el coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje k_{cp} toma el valor de 1.0 cuando $h_{ef} < 65mm$ y el valor de 2.0 cuando $h_{ef} \geq 65mm$.

6.1.1.2. Criterios de predimensionamiento

- El tipo de anclaje a utilizar en la presente memoria se limita a la selección de anclaje preinstalado del tipo tornillo con cabeza hexagonal y arandela tal como muestra la ilustración 14. Este contempla una longitud una longitud de estirado L_{es} de al menos cuatro veces el diámetro Φ_p alcanzando una longitud de embebido L_{em} de al menos doce veces Φ_p , además, se define el uso de pernos con camisa según recomendaciones del código ACI 318.

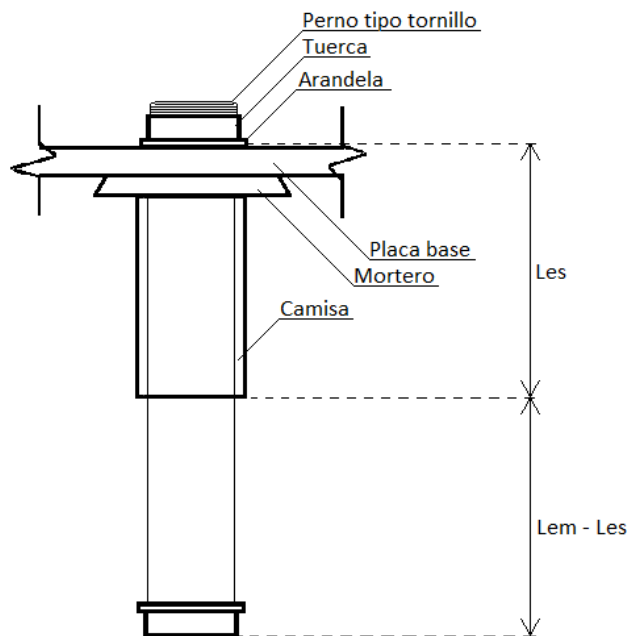


Ilustración 15: Anclaje perno tipo tornillo con camisa, tuerca hexagonal y arandela.

Fuente: Elaboración propia.

- No aplica el uso de amortiguadores sísmicos.
- Para el desarrollo del caso de estudio se establece que el anclaje a utilizar debe estar calificado para ser sometido a fuerzas sísmicas de acuerdo con el ACI 355.2 ó ACI 355.4M (American Concrete Institute, 2011).
- La resistencia del anclaje la controla la fluencia del acero
- Para efectos de cálculo de resistencia a tracción por cono de arrancamiento en grupos de pernos se establece una distancia de separación entre pernos mínima de $3h_{ef}$.
- Para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero dúctil se utiliza un factor de reducción ϕ para tracción de 0.75 y para corte de 0.65.
- Siempre que el esfuerzo de tracción mayorado aplicado al anclaje exceda la resistencia al arrancamiento del concreto, se debe instalar armadura de refuerzo en forma de estribos u horquillas, tal como se muestra en la ilustración 15 de ϕ_{ref} igual a 16 mm con un factor de reducción de resistencia ϕ igual a 0.75.

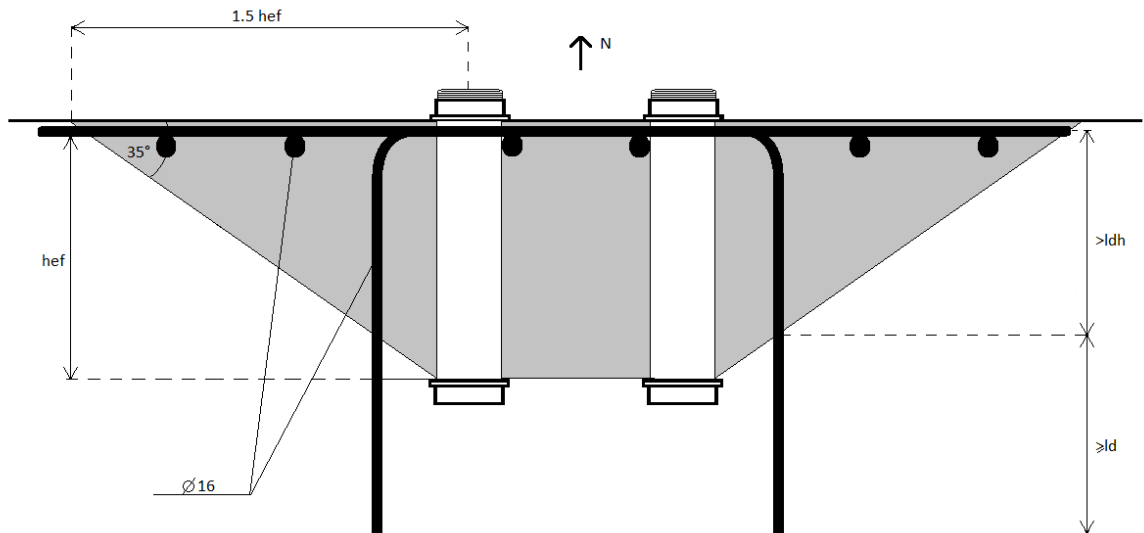


Ilustración 16: Armadura de refuerzo de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

Luego, para determinar la tracción en el perno más solicitado T_{pms} se utilizan las ecuaciones Ec. 37 y Ec. 38.

$$T_{pms} = \left(\frac{4 * M_v}{\pi * d_p^2} - w_{total} \right) * \frac{\pi * d_p}{n_p} \quad \text{Ec. 37}$$

Donde w_{total} corresponde al peso total de la estructura a soportar y n_p al número de pernos a utilizar.

Además, se debe cumplir el criterio de resistencia por tensiones admisibles el cual establece que:

$$A_{n,p} \geq \frac{T_{pms}}{0.8 * F_{y,p}} \quad \text{Ec. 38}$$

Considerando $F_{y,p}$ como la fluencia del acero del perno y $A_{n,p}$ como el área neta del anclaje.

6.1.2. Placas base

Las placas base consisten en láminas de acero estructural cuya finalidad es transmitir y distribuir los esfuerzos desde un elemento no estructural hacia una estructura subyacente. Dependiendo del tipo de solicitaciones aplicadas la Steel Design Guide Series de la AISC en su guía “Column Base Plates” (AISC, 2003) se plantean los tres posibles casos presentados a continuación:

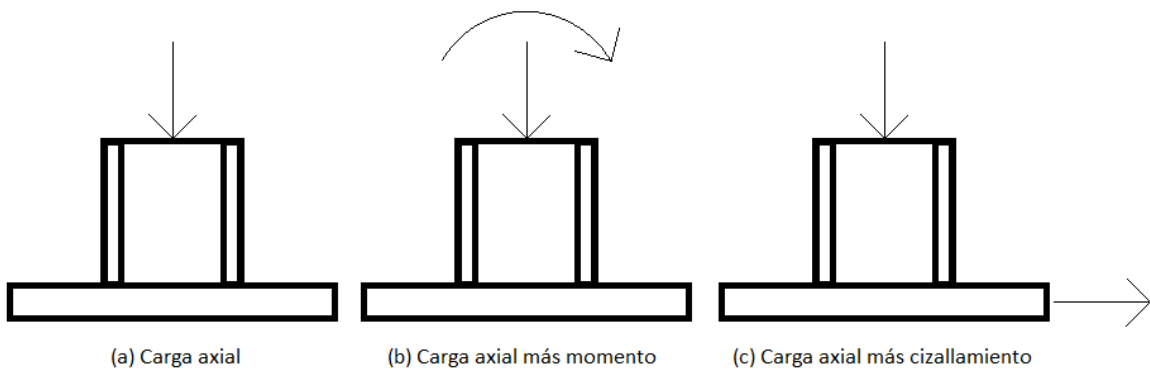


Ilustración 17: Tipos de solicitaciones.

Fuente: Elaboración propia.

Donde en el caso (a) se establece una placa cargada axialmente, en el caso (b) una placa cargada axialmente considerando la presencia de un momento aplicado y, por último, el caso (c) el cual presenta una placa cargada axialmente incluyendo cizallamiento.

Para el desarrollo de esta memoria se analizará el caso (b) ya que para un estudio de placas para equipos vibratorios se contempla la aplicación de cargas axiales y momentos generados por la vibración de la bomba centrífuga.

Este tipo de casos se presenta generalmente en pórticos rígidos los cuales requieren resistencia a la capacidad de momento, o también, cuando la carga es aplicada excéntricamente por lo que el anclaje cumpliría la condición de resistencia al momento solicitado además de soportar el esfuerzo de tensión resultante de éste. El diseño de placas de acero comprende dos principales métodos, por una parte, el diseño en base al comportamiento elástico y, por otro lado, el diseño fundamentado en la capacidad última debido a las cargas en caso de falla, donde cada uno de los casos considera parámetros y supuestos diferentes. Sin embargo, el presente documento establece que las dimensiones de la placa base serán proporcionadas por el fabricante de la bomba tal como se presenta en el Anexo 1.

7. Fundaciones

El análisis del método de diseño de fundaciones se basa principalmente en los criterios establecidos por el código ACI 351.3R – Fundaciones para equipos dinámicos (American Concrete Institute, 2004) el cual propone resistir esfuerzos dinámicos y vibraciones generadas por maquinaria hidráulica tales como reciprocantes, rotativas, impulsivas u otras de tipo trituradoras de materiales, equipos que se caracterizan por el movimiento rotor e impulsor.

El caso de estudio se caracteriza por disponer de una bomba hidráulica de tipo centrífuga, por lo que se clasifica como una maquinaria de tipo rotativa donde los esfuerzos se generan cuando el centro de masa del equipo no coincide con el eje rotativo de este tal como se ve en la ilustración 17.

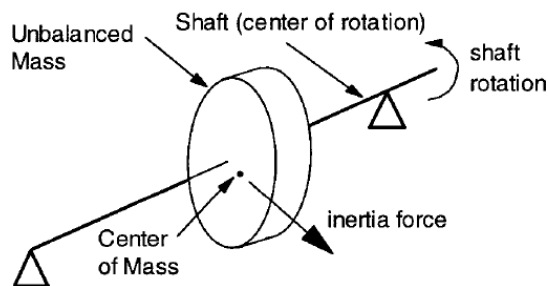


Ilustración 18: Explicación esfuerzos maquinaria rotativa.

Fuente: ACI 351.

Para ello, se diseña una fundación de tipo bloque tal como se muestra en la ilustración 19, el cual permite disminuir la distancia entre el centro de rotación y el centro de masa del equipo debido a la rigidez que presenta este tipo de cimentación, sin embargo, su capacidad depende de la magnitud del esfuerzo dinámico, el tipo de suelo subyacente y propiedades de la fundación.

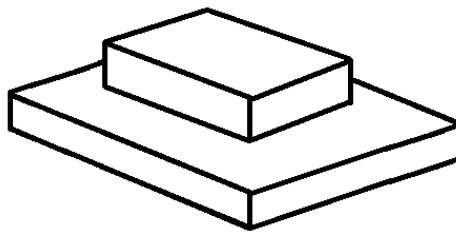


Ilustración 19: Fundación tipo bloque.

Fuente: Elaboración propia.

Se propone desarrollar, por una parte, un análisis estático y, por otro lado, un análisis dinámico del comportamiento de la fundación verificando su estabilidad global para cargas en etapa de operación. Este tipo de fundaciones presenta características propias del dinamismo del sistema donde la parte superior del bloque se debe mantener sobre el nivel del terreno para evitar posibles daños generados por la escorrentía del agua superficial y, a su vez, el empotramiento permite la sujeción lateral y aumenta la amortiguación para los modos de vibración del sistema. La ilustración 20 presenta el esquema definido para el caso de estudio donde se definen los ejes de referencia y la nomenclatura a utilizar.

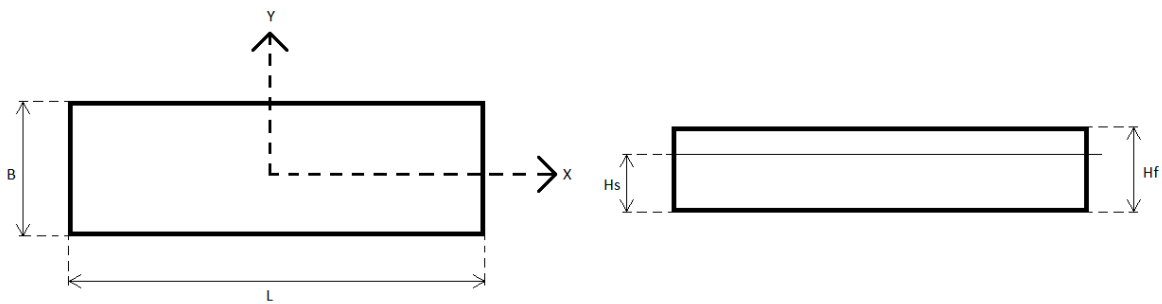


Ilustración 20: Vistas planta y perfil longitudinal fundación.

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

- B: Ancho fundación
- L: Largo fundación
- Hs: Profundidad sello de fundación
- Hf: Altura fundación

Tanto el análisis estático como el dinámico deben cumplir la condición de estabilidad vibratoria que plantea el código ACI 351.3R-04 Foundations for Dynamic Equipment el cual en su capítulo 4.1.2. define características de dimensionamiento donde se establece que:

- (a) El bloque de fundación debe tener un peso W_f de al menos tres veces el peso del equipo, es decir:

$$W_f \geq 3 * W_b \quad \text{Ec. 39}$$

- (b) El ancho mínimo exigido debe ser 1.5 veces la distancia entre el eje horizontal de la máquina y el sello de fundación.

$$B \geq 1.5 * \left(Hf + \frac{Hb}{2} \right) \quad \text{Ec. 40}$$

- (c) El centro de gravedad del equipo y del bloque de fundación deben coincidir. De igual forma, el centro de gravedad combinado del sistema deberá coincidir con el centro de resistencia del suelo.
- (d) El espesor del bloque de fundación debe ser de al menos 60 centímetros o, en su defecto, regirse por la longitud de embebido del anclaje. Asimismo, debe cumplir el criterio de rigidez donde la altura de la fundación H_f tiene que satisfacer lo establecido en las ecuaciones Ec. 41 ó Ec. 42.

$$H_f \geq \frac{1}{5} * B \quad \text{Ec. 41}$$

$$H_f \geq \frac{1}{10} * L \quad \text{Ec. 42}$$

Tanto el análisis estático como el dinámico se desarrollan basándose en la normativa nacional NCh 2369 Of. 2002.

Por lo tanto, se define una excentricidad representada por la ecuación Ec 43.

$$e_i = \frac{M_i}{P_i} \quad \text{Ec.43}$$

Donde:

P_i : Carga axial en el eje i , obtenido de la combinación de cargas según NCh 3171 Of. 2010.

M_i : Momento en el eje i , obtenido de la combinación de cargas según NCh 3171 Of. 2010.

7.1.1. Análisis estático

El análisis estático considera la aplicación de cargas en estado de servicio, estas contemplan el peso propio del sistema y la sobrecarga especial de operación SO y, para determinarla es necesario que el fabricante del equipo entregue información tal como el peso del equipo W_b y el peso de la placa base W_{pb} o, en su defecto, el peso del equipo considerando el peso de la placa.

Las principales fallas en este tipo de cimentación corresponden al volcamiento y deslizamiento del bloque de fundación, por lo cual se propone analizar y verificar la resistencia a estos parámetros, para ello se requiere determinar las cargas y momentos aplicados en cada eje en estado de servicio.

Por lo tanto, se considera la combinación de carga $D + SC + SO$ como la más desfavorable en estado de servicio para el caso estático considerando SC como igual a la carga viva L con un valor de 6 KPa según indica la tabla 3 de la NCh 1537 Of. 86 (Instituto nacional de normalización, 1986).

Para determinar la sobrecarga especial de operación SO , es necesario definir los esfuerzos y momentos correspondientes que aplican al caso. Para el cual se establece que la carga axial P corresponde al peso propio de la fundación junto con la superestructura.

$$P = W_f + W_b \quad \text{Ec. 44}$$

Donde W_b contempla tanto el peso de la bomba como el peso de las tuberías W_t y el fluido W_{fl} que ellas transportan.

La carga cortante se define como el esfuerzo generado por el golpe de ariete donde la interacción de $F1$ y $F2$ conforman reacciones en sentidos opuestos a la fuerza tal como se observa en la ilustración 20.

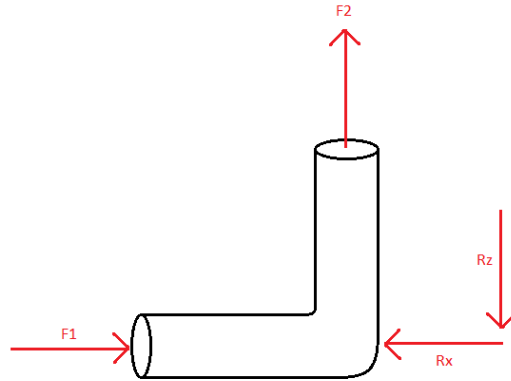


Ilustración 21: Golpe de ariete.

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas hidráulicas F_1 y F_2 se determinan según Bernoulli, cuyos valores varían según las propiedades geométricas de las tuberías y la presión de expulsión de la bomba centrífuga.

$$F_1 = \gamma_{fluido} * Q * v_1 + p_1 * A_1 \quad \text{Ec. 45}$$

$$F_2 = -\gamma_{fluido} * Q * v_2 + p_2 * A_2 \quad \text{Ec. 46}$$

Donde:

- γ_{fluido} : Peso específico del fluido.
- Q : Caudal que circula en el sistema.
- v_i : Velocidad en la tubería i .
- p_i : Presión en la tubería i .
- A_i : Área de la tubería i .

También se debe tener considerado el peso del fluido transportado W_{fl} en el peso de la bomba W_b . Donde el valor final de W_b contempla el peso tanto el peso del equipo como el peso del fluido.

$$W_{fl} = \gamma_{fluido}(A_{t1} * L_{t1} + A_{t2} * L_{t2}) \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

- A_{ti} : Área tubería i .
- L_{ti} : Longitud tubería i .

Una vez hallados los esfuerzos que aplican es posible transmitir las cargas al sello de fundación combinándolas según corresponda tal como se observa en la ilustración 21 y 22.

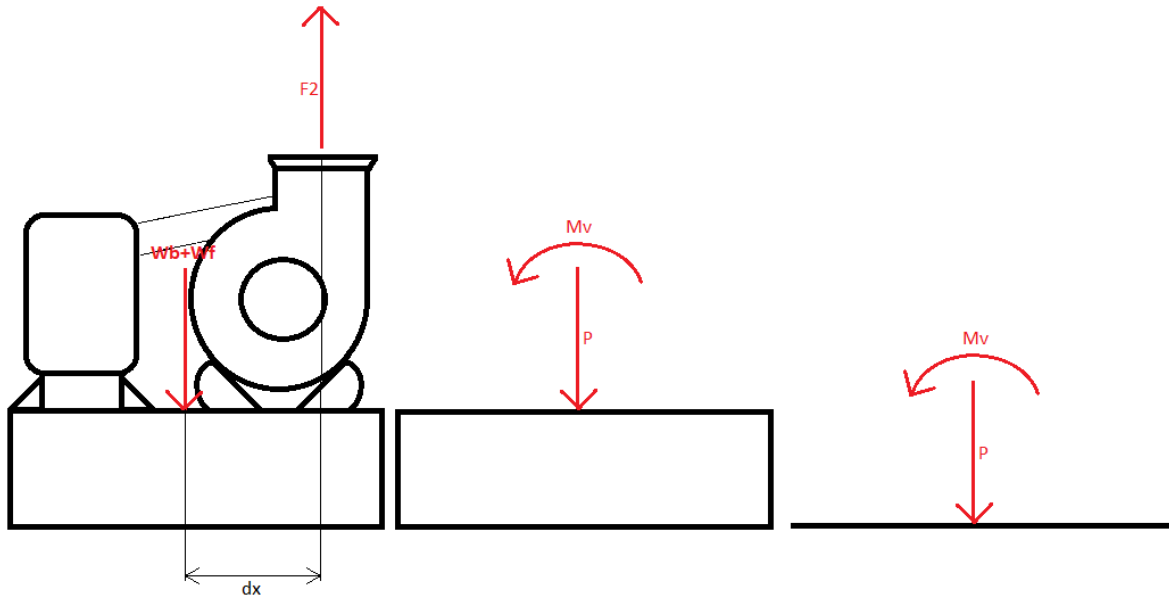


Ilustración 22: Cargas en el sello de fundación eje x.

Fuente: Elaboración propia.

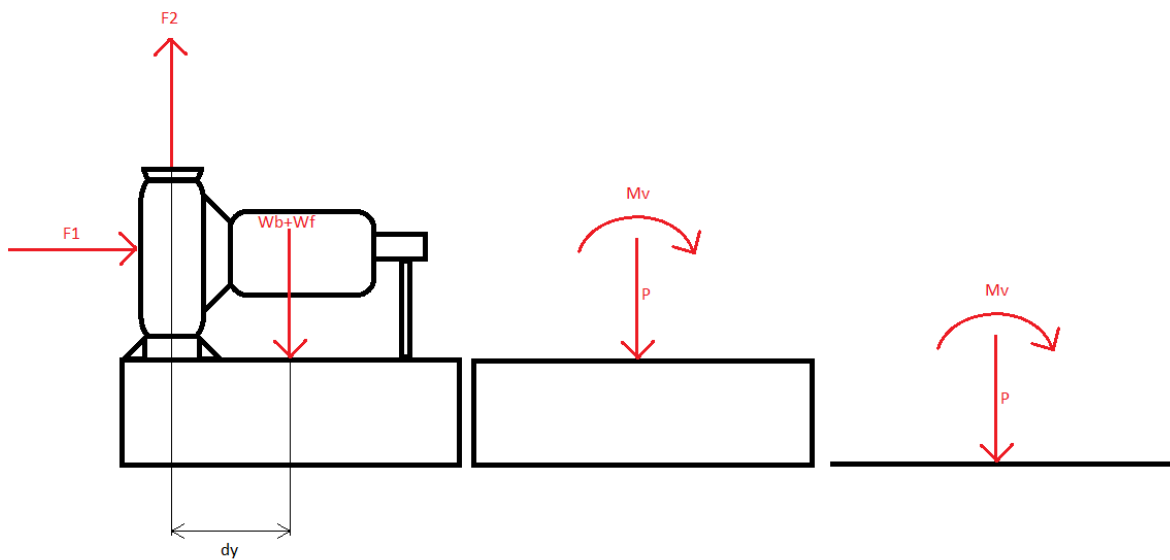


Ilustración 23: Cargas en el sello de fundación eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

- dx: Corresponde a la distancia en el eje x desde el punto de aplicación de carga hasta el centro de gravedad de la estructura.
- dy: Corresponde a la distancia en el eje y desde el punto de aplicación de carga hasta el centro de gravedad de la estructura.
- F_v^e : Fuerza volcante estática, representada por las fuerzas F1 y F2 correspondientes al golpe de ariete.
- F_r^e : Fuerza resistente estática, representada por la carga axial P correspondiente al peso de la fundación y la superestructura multiplicado por la tangente del coeficiente de fricción Φ del suelo.
- M_v^e : Momento volcante estático, generado por el golpe de ariete del fluido.

(a) En el eje x el momento volcante se representa mediante la ecuación:

$$M_{v,x}^e = F2 * \left(\frac{L_b}{2} - d_x \right) \quad \text{Ec. 48}$$

(b) En el eje y el momento volcante se representa mediante la ecuación:

$$M_{v,y}^e = F1 * \left(H_f + \frac{H_b}{2} \right) - F2 * \left(\frac{B_b}{2} - d_y \right) \quad \text{Ec. 49}$$

- M_r^e : Momento resistente estático, generado por el peso propio de la fundación con respecto al punto de volcamiento.

(a) En el eje x el momento resistente se representa mediante la ecuación:

$$M_{r,x}^e = P * tg(\Phi) * \frac{L}{2} \quad \text{Ec. 50}$$

(b) En el eje y el momento volcante se representa mediante la ecuación:

$$M_{r,y}^e = P * tg(\Phi) * \frac{B}{2} \quad \text{Ec. 51}$$

Seguidamente se compara que el efecto restitutivo del peso sea mayor que el efecto del volcamiento mediante la expresión:

$$M_r \geq 1.5 * M_v \quad \text{Ec. 52}$$

Luego, se define una excentricidad representada por la ecuación Ec. 53 la cual se debe verificar el cumplimiento del criterio de compresión absoluta indicado en la ecuación Ec. 54.

$$e_i = \frac{M_i}{P_i} \quad \text{Ec. 53}$$

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6} \quad \text{Ec. 54}$$

Donde:

- e_i : Excentricidad en el eje i.
- P_i : Carga axial en el eje i, obtenido de la combinación de cargas según NCh 3171 Of. 2010.
- M_i : Momento en el eje i, obtenido de la combinación de cargas según NCh 3171 Of. 2010.

Posteriormente, se determinan los factores de seguridad al volcamiento FS_v y deslizamiento FS_d para cada eje de la estructura para asegurar la estabilidad y resiliencia de esta de la cual se debe obtener un valor mayor que 1.5 para el volcamiento en presencia de sismo según indica el capítulo 10 de la NCh 2369 Of 2002.

(a) FS_v : Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_v = \frac{M_r}{M_v} \quad \text{Ec. 55}$$

(b) FS_d : Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_d = \frac{F_r}{F_d} \quad \text{Ec. 56}$$

Donde:

- F_d : Corresponde a la fuerza horizontal deslizante.
- F_r : Corresponde a la fuerza horizontal resistente

Una vez verificados los factores de seguridad, se verifica que la tensión máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$ sea menor que la admisible estática σ_{adm}^e .

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm}^e \quad \text{Ec. 57}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x,min} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm 6 * \left(\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \right) \right) \quad \text{Ec. 58}$$

Donde la Ec. 58 toma un valor positivo cuando es máximo y negativo cuando es mínimo y, para determinar las cargas máximas y mínimas q_{max} y q_{min} , los cuales permiten determinar el esfuerzo que genera el suelo en la fundación para luego determinar los momentos y cortes máximos internos, debe multiplicarse la tensión máxima o mínima por la longitud de aplicación B o L.

7.1.2. Análisis dinámico

Para el desarrollo del análisis dinámico aplica la tensión admisible dinámica σ_{adm}^d

Se considera la combinación de carga $D + SO + Eh + Ev$ para este caso. Donde E corresponde al corte basal horizontal y vertical determinado mediante la expresión Ec. 59 la cual es planteada según se indica en la NCh 2369 Of. 2002.

$$Q_0 = C * I * P \quad \text{Ec. 59}$$

Donde:

- Q_0 : Esfuerzo cortante en la base, eje que separa la fundación de la estructura.
- C : Coeficiente sísmico definido según 5.3.3. el cual toma un valor de 0.28 dada la zona sísmica establecida como tipo 3.

- I : Coeficiente de importancia definido según 4.3.2. el cual toma un valor de 1.2 ya que se considera una categoría C1 debido a la peligrosidad de contaminación de aguas.

El momento volcante en este tipo de análisis se determina en función del efecto del corte sísmico basal generado en el centroide de la bomba y el momento resistente se define como el generado por el efecto del peso propio de la fundación en el punto de volcamiento.

7.1.3. Criterios de predimensionamiento

Se considera

- Se utiliza método de tensiones admisibles ASD para determinar factores de seguridad y tensiones en el sello.
- Se utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD para el diseño a flexión y verificación al corte.
- Dentro de los tipos y combinaciones de carga, se define aplicable la carga sísmica E como la más desfavorable por lo cual se desarrolla el estudio en base a esta.
- Se descarta el estudio de efectos vibratorios del suelo tales como licuefacción y sedimentación.
- Al ser una masa de resorte con un único grado de libertad se considera un análisis pseudo estático por lo que el coeficiente C proviene de un mismo espectro de respuesta de pseudo aceleraciones.
- Se establece un 100% de contacto de la fundación para el caso estático y un mínimo de 80% para el caso dinámico
- Instalación, funcionamiento y mantenimiento son definidas según indica el manual API PIP 686.
- Bloques de fundación con $H_f > 1.2m$ se debe utilizar acero de refuerzo según indica el código ACI 207.

- Información geotécnica es entregada como dato en el informe de mecánica de suelos.

7.1.4. Diseño estructural a flexión

El diseño a corte considera los esfuerzos combinados según el criterio de factores de carga y resistencia LRFD donde el caso más desfavorable corresponde a $D + SO$ para el caso estático y $D + SO + E$ para el caso dinámico.

Primero, se verifica el criterio de compresión en su 100% donde debe cumplirse lo establecido en la ecuación Ec.53. Para continuar realizando la distribución de esfuerzos bajo la fundación donde se pueden presentar 2 casos donde la distribución se define trapezoidal dada la verificación de la expresión Ec. 54.

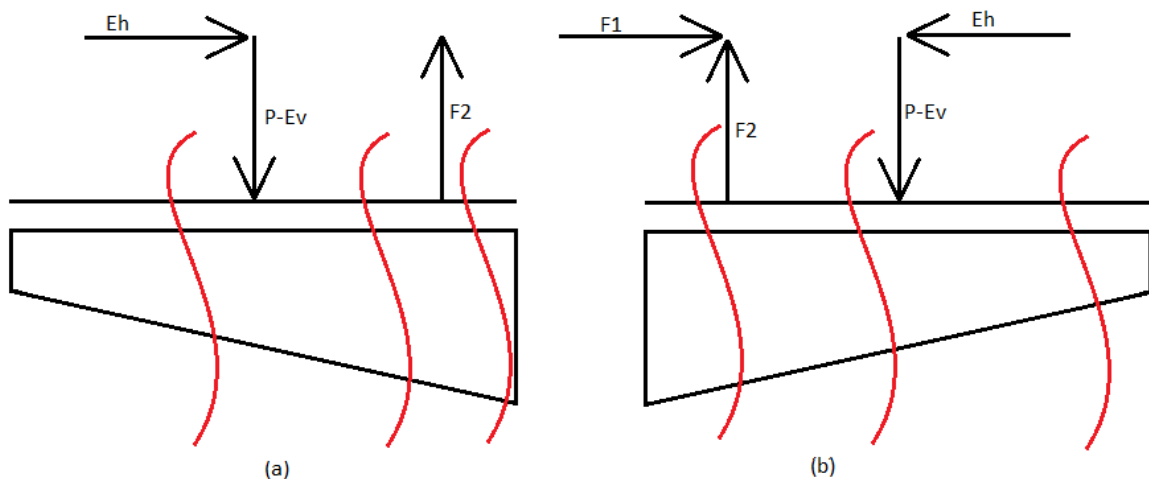


Ilustración 24: Distribución de esfuerzos.

Fuente: Elaboración propia.

Sea el caso (a) o (b) el que aplique, mediante el método de cálculo de esfuerzos internos realizado por tramos en puntos críticos de aplicación de carga, desarrollando en cada uno sumatoria de fuerzas y de momento en la distancia x o y dependiendo del eje de aplicación, se obtienen las fuerzas cortantes y momentos en los diferentes puntos de interés los cuales serán utilizados para diseñar la armadura a corte y flexión. Donde el momento máximo hallado determina la armadura superior de la fundación utilizando la ecuación Ec.60. Sin embargo, se

maneja el supuesto de que, si la fundación trabaja únicamente a tracción, no se dispone armadura superior.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * d * b}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d^2}} \right) \quad \text{Ec. 60}$$

Donde:

- d : Altura existente entre el eje de la armadura superior y la altura máxima de la fundación.

$$d = H_f - r - \frac{\emptyset}{2} \quad \text{Ec. 61}$$

- r : Recubrimiento entre la armadura y el sello de fundación el cual es considerado como 5 cm.
- b : Ancho de la fundación.
- \emptyset : Diámetro de la armadura.

Para definir la armadura inferior, se debe seleccionar el máximo momento último determinado en los puntos de interés y mediante la ecuación Ec. 59 es posible hallar el área de acero necesaria en la sección inferior de la fundación.

Luego, se determina la cantidad mínima de acero utilizando el mayor valor asociado a las expresiones Ec. 62, Ec. 63 y Ec. 64.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} \quad \text{Ec. 62}$$

$$A_{s_{min}} \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d \quad \text{Ec. 63}$$

$$A_{s_{min}} \leq 1.33 * A_s \quad \text{Ec. 64}$$

Por último, el diseño a flexión considera condiciones de retracción y temperatura de la armadura por lo cual se utiliza la expresión Ec. 65 para determinar la cantidad de acero requerida para su cumplimiento.

$$\frac{\rho_{min,bruta}}{n^{\circ} \text{ de capas}} = \frac{A_{S_{RyT}}}{B * Hf} \quad \text{Ec. 65}$$

Donde:

- $\rho_{min,bruta}$: Valor que depende de la fluencia del acero f_y .
- $n^{\circ} \text{ de capas}$: Valor que varía entre 1 y 2 que depende de la flexibilidad o rigidez de la fundación.

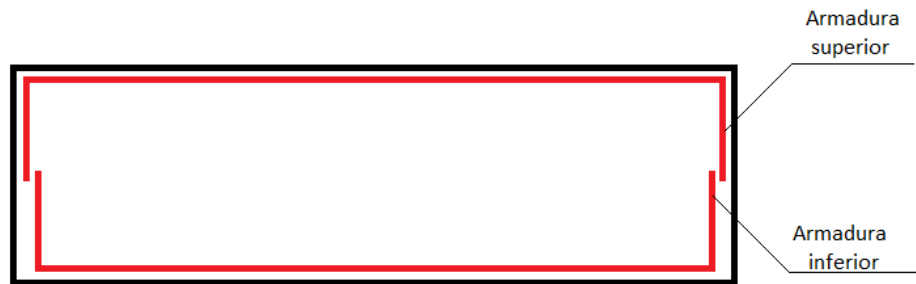


Ilustración 25: Perfil longitudinal armadura a flexión.

Fuente: Elaboración propia.

7.1.5. Verificación a corte

La verificación de diseño a corte en una dirección consiste en utilizar el valor del diámetro de armadura determinado en 7.1.4. corroborando lo establecido en la expresión Ec. 66 donde el coeficiente ϕ toma un valor de 0.75.

$$V_u \leq \phi * V_n \quad \text{Ec. 66}$$

Donde:

- V_u : Corte último. Determinado según el método de esfuerzos internos donde se define una distancia d bidireccional en cada punto de interés.
- V_n : Corte nominal definido según la ecuación Ec. 67 expresado en MPa y mm.

$$V_n = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * \frac{B * d}{10000} \quad \text{Ec. 67}$$

Por último, se determina el factor de utilización el cual se define como el cociente entre el corte último y el nominal dividido en el coeficiente de reducción ϕ establecido como 0.75 para el método LRFD.

$$\frac{V_u}{\phi * V_n} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 68}$$

Se establece que la verificación de corte en dos direcciones no aplica al caso de estudio ya que no está definida la sección crítica al no existir pedestal porque el diseño de fundación corresponde a un bloque rígido.

8. Bombas Hidráulicas

Las bombas hidráulicas corresponden a turbomáquinas que, según la dirección en la que entra el flujo, se clasifican entre heliocentrífugas, axiales o radiales. Estas últimas se denominan centrífugas ya que el flujo entra en dirección axial y sale de forma perpendicular, este esfuerzo se denomina fuerza centrífuga. Este tipo de turbomáquina tiene por objetivo impulsar un fluido ganando carga estática debido a la variación de energía.

Las bombas centrífugas son de uso habitual ya que son capaces de transportar fluidos que contengan sólidos en suspensión. En la industria minera generalmente requieren de este tipo de equipos para trasladar un fluido pasando por un proceso de filtrado desde un estanque hacia otro este proceso es común en relaves para la filtración de lodos. Tal como se observa en la ilustración 25 (Universidad Politécnica de Valencia, 2016) las bombas centrífugas están conformadas por 8 partes principales presentadas a continuación:

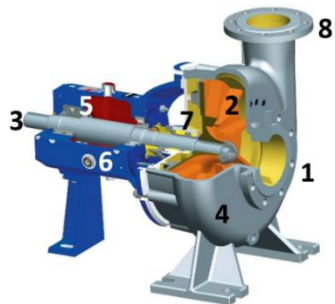


Ilustración 26: Partes bomba centrífuga

Fuente: Universidad politécnica de Valencia – Víctor Yepes.

Donde:

- 1: Tubería de succión
- 2: Impulsor o rodete
- 3: Rotor
- 4: Voluta
- 5: Rodamientos o cojinetes
- 6: Caja de rodamientos
- 7: Sellos mecánicos
- 8: Tubería de descarga

Existen diferentes parámetros que definen una bomba, los cuales deben ser entregados por el solicitante del proyecto, dentro de estas consideraciones están:

- Caudal de diseño el cual es manejado como la capacidad máxima de la bomba a utilizar correspondiente a $0.23 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Parámetros del fluido tales como viscosidad, densidad y cantidad de sólidos presentes. Para ello se presenta la siguiente tabla donde se clasifica la consistencia del relave según el porcentaje de partículas sólidas.

Tabla 5: Consistencia relaves
Fuente: Golder Associates - José Luis Jara

Consistencia	Cp	Cv
Pulpa	30	2.3
Espesado	65	0.5
Pasta	75	0.3
Filtrado	85	0.2

Donde Cp corresponde a la densidad del fluido en porcentaje, es decir, el porcentaje de partículas sólidas presentes y Cv el volumen de agua por tonelada de relave en $[\text{m}^3/\text{ton}]$.

- Altura manométrica, altura de succión y altura de impulsión datos considerados como variables para el desarrollo de cálculos.

8.1. Consideraciones

El presente documento establece las siguientes consideraciones al momento de seleccionar la bomba:

- Diseño y selección aplicable únicamente para bombas horizontales.
- El diseño contempla dos configuraciones con relación 1:1, una de entrada y otra de salida. Por una parte, la configuración de entrada se considera un recorrido desde un único estanque de extracción hacia la bomba y, por otro lado, para la configuración de salida se contempla un recorrido único desde la bomba hacia un estanque de almacenamiento.

- Se establece fluido de diseño H_2O del cual se obtiene un peso específico de 0.001 kgf/cm^3 , por lo tanto, los valores asociados en la tabla 5 aplican si el solicitante desea transportar otro fluido por el sistema.
- Se excluye la instalación de bombas sumergibles.
- El tipo de bomba centrífuga que define el caso de estudio corresponde a un diseño ingenieril de origen australiano que cuenta con poleas y correa las cuales unen el equipo con su motor y giran en el eje rotor permitiendo el funcionamiento estable de la bomba. Por lo que para determinar los diámetros de las bridas y tuberías se aplica el (AS 2129-2000, 2000) Australian Standard – Flanges for pipes, valves and fittings.
- Parámetros de diseño como presión de succión y descarga deben ser entregadas por el solicitante, en esta oportunidad se definen como 240 y 300 KPa respectivamente. Asimismo, las longitudes de las tuberías de succión y descarga para las cuales se establecen dimensiones de 1200 centímetros cada una.

8.2. Parámetros para el diseño

La presencia de una bomba centrífuga implica la presencia de esfuerzos horizontales y verticales provenientes del fluido en movimiento, la fuerza con la que el equipo succiona y la fuerza con la que impulsa. Para determinar estos esfuerzos es necesario analizar el peso específico del fluido, las longitudes y diámetros de las tuberías de succión y expulsión y, para ello, es oportuno observar las especificaciones técnicas que entrega el plano adjunto en el Anexo 1, este indica

las dimensiones de la brida de consumo y de descarga, información definida a continuación.

- Brida de succión con diámetro externo de 406 mm, interno de 203 mm y PCD de 356 mm.
- Brida de descarga con diámetro externo de 368 mm, interno de 152 mm y PCD de 324 mm.

Donde:

- PCD: Diámetro de la circunferencia que pasa por el eje del anclaje de la brida representado por la ilustración 26. Esta distancia permite encajar bridas de diferentes dimensiones.

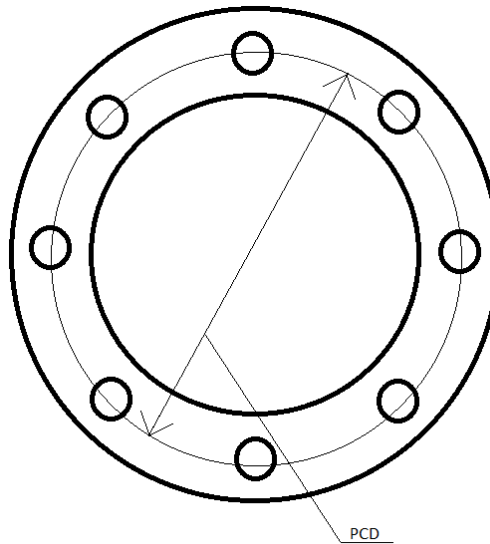


Ilustración 27: PCD brida.

Fuente: Elaboración propia.

A través del PCD se ingresa a las tablas de dimensiones de bridas del AS 2129 – 2000 para obtener los diámetros nominales D_n de las tuberías a soldar de las cuales se obtienen dimensiones en NPS definida en pulgadas, de este procedimiento resultan los siguientes valores presentados en la tabla 6.

Tabla 6: Dimensiones tuberías succión y expulsión.

Fuente: Elaboración propia.

Flange			
PCD	DN	NPS [in]	mm
356	250	8	219.08
324	200	10	273.05

Utilizando el NPS es posible determinar el peso promedio de las tuberías de acero en kg/m , presentado en la tabla 7, con dicha medida mediante el catálogo de cañerías de acero de Aceros Reseller (Aceros Reseller, s.f.).

Tabla 7: Peso por metro lineal de tubería.

Fuente: Elaboración propia.

Cañerías acero	8	10
tipo 1	29.28	41.71
tipo 2	33.31	60.29
tipo 3	42.55	-
promedio	35.0466667	51

9. Diseño estructural

El desarrollo del diseño estructural establece un análisis estático y dinámico del sistema para los cuales propone dos subanálisis del sistema de esfuerzos combinados. El primero considera el efecto generado por cargas puntuales dispuestas axialmente y, el segundo, el efecto que provoca la distribución de esfuerzos axiales en la longitud de aplicación ya sea B o L .

9.1. Diseño de la fundación

El diseño de la fundación requiere como base el tipo de materiales y su clasificación estructural. Para el caso de estudio se establece hormigón G30 y acero A630 – 420H de los cuales se obtienen los parámetros presentados, como la resistencia a la compresión o a la fluencia respectivamente, asimismo, se define un tipo de suelo con peso específico de 0.0027 kgf/cm^3 debido a la alta presencia de suelo rocoso en la zona.

Luego, se definen las dimensiones de la fundación, datos variables según se cumplan los criterios de diseño establecidos en el capítulo 3 y, paralelamente, se determinan las dimensiones de la bomba de acuerdo con el Anexo 1 obteniendo como resultado los siguientes valores.

Materiales Fundación

Calidad hormigón	:	G30		
Calidad acero	:	A630 – 420H		
Resistencia a la compresión	:	$F'c$	=	300 kgf/cm ²
Tensión de fluencia del acero	:	Fy	=	4200 kgf/cm ²
Peso específico hormigón	:	$\gamma_{hormigón}$	=	0.0024 kgf/cm ³
Peso específico acero	:	γ_{acero}	=	0.0079 kgf/cm ³
Módulo de elasticidad acero	:	Es	=	2100000 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad hormigón	:	Ec	=	25742.96 kgf/cm ²

Información geotécnica

Tipo de suelo	:	Tipo	=	II	
Zona sísmica	:	Tipo	=	3	
Peso específico	:	γ_{suelo}	=	0.0027	kgf/cm ³
Tensión admisible estática	:	$\sigma_{adm,e}$	=	2	kgf/cm ²
Tensión admisible dinámica	:	$\sigma_{adm,d}$	=	2.5	kgf/cm ²
Categoría de importancia	:	Ci	=	C1	
Coeficiente de importancia	:	I	=	1.2	
Aceleración efectiva	:	A0	=	0.4	
Coeficiente sísmico	:	C	=	0.28	
Constante de Balasto	:	Kb	=	5	kgf/cm ²
Coeficiente de fricción del suelo	:	ϕ	=	30°	

Dimensiones

Longitud eje x fundación	:	L	=	600	cm
Longitud eje y fundación	:	B	=	350	cm
Longitud eje x bomba	:	Lb	=	225	cm
Longitud eje y bomba	:	Bb	=	122	cm
Altura fundación	:	Hf	=	120	cm
Altura superficial fundación	:	Hs	=	60	cm
Altura bomba	:	Hb	=	120.5	cm

Pesos

Peso fundación CP	:	Wf	=	120131.05	kgf
Peso bomba	:	Wb	=	3095	kgf
Peso fluido	:	Wfl	=	1381	kgf
Peso tubería 1 por metro lineal	:	Wtub1/m	=	35.04	kgf/m
Peso tubería 2 por metro lineal	:	Wtub2/m	=	51	kgf/m
Peso tuberías	:	Wtub	=	1032.56	kgf
Peso total	:	Wtotal	=	2187.59	kgf

Una vez definidas las dimensiones se pueden verificar los criterios de diseño propuestos en 7.

$$Wb_{final} = Wtotal - Wf$$

$$Wb = 107506.03 \text{ kgf}$$

- (a) El bloque de fundación Wf debe tener un peso de al menos tres veces el peso del equipo

$$120131.05 \text{ kgf} \geq 3 * 5282.59 \text{ kgf}$$

$$120131.05 \text{ kgf} \geq 15847.77 \text{ kgf}$$

- (b) El ancho mínimo exigido debe ser 1.5 veces la distancia entre el eje horizontal de la máquina y el sello de fundación.

$$B \geq 1.5 * (Hf + Hb/2)$$

$$350 \text{ cm} \geq 225 \text{ cm}$$

- (c) Coincidencia de centroides Bomba – fundación

Por una parte, las coordenadas del centroide de la bomba vienen dadas por las especificaciones técnicas del plano adjuntado en el Anexo 1, estas corresponden a 590 mm para el eje x y de 600 mm en el eje y. Por otro lado, las coordenadas del centroide de la fundación corresponden a su centro geométrico ya que es una estructura homogénea y regular. Las distancias que separan los centroides corresponden a 53 cm en el eje x y a 1 cm en el eje y, dando como margen de error porcentual de 17.83% para el eje x y de 0.57% para el eje y.

- (d) Criterios de altura de fundación

- Altura v/s ancho

$$Hf \geq B/5$$

$$120 \geq 350/5$$

$$120 \text{ cm} \geq 70 \text{ cm}$$

- Altura v/s largo

$$H_f \geq L/10$$

$$120 \text{ cm} \geq 600/10$$

$$120 \text{ cm} \geq 60 \text{ cm}$$

Paralelamente, es posible determinar los esfuerzos F_1 y F_2 generados por el golpe de ariete mediante la Ec. 45 y Ec. 46 y, paralelamente, se hallan los valores asociados al peso del fluido y de las tuberías a través de la Ec. 47 donde se obtienen los resultados presentados a continuación.

Datos golpe de ariete

Caudal	:	Q	=	830	m ³ /s
Peso específico fluido	:	γ_{fluido}	=	0.001	kgf/cm ³
Presión de entrada	:	P1	=	240	KPa
Presión de salida	:	P2	=	300	KPa
Longitud tubería entrada	:	L _{tub_1}	=	1200	cm
Longitud tubería salida	:	L _{tub_2}	=	1200	cm
Diámetro tubería entrada	:	D _{tub_1}	=	219	mm
Diámetro tubería de salida	:	D _{tub_2}	=	273	mm
Fuerza extracción	:	F1	=	15296.53	kgf
Fuerza impulsión	:	F2	=	11044.26	kgf

Luego, para determinar las fuerzas y momentos volcantes y resistentes se debe desarrollar por separado el análisis estático y dinámico ya que el segundo considera en su combinación de cargas el esfuerzo que genera la ocurrencia del sismo representado por el corte basal Q0 el cual es determinado mediante la Ec. 60 el cual es determinado según los valores seleccionados de la tabla 8 obteniendo como resultado los valores de la tabla 9.

Tabla 8: Parámetros dependientes del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo suelo	T's	n
I	0.2	1
II	0.35	1.33
III	0.62	1.8
IV	1.35	1.8

Tabla 9: Corte basal.

Fuente: Elaboración propia.

P	168304.63	kgf
Q0	56550.36	kgf
Ev	56550.36	kgf
Eh	56550.36	kgf

Por una parte, el análisis estático considera las cargas externas $F1$ y $F2$ y las cargas muertas asociadas al peso propio de la fundación, el peso del equipo, de las tuberías y del fluido transportado. Por medio de las expresiones Ec. 48, Ec. 49, Ec. 50 y Ec. 51 se obtienen los resultados presentados en la tabla 10 y 11.

Tabla 10: Fuerzas y momentos volcantes y resistentes análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis estático		
Fd,x	0.00	kgf
Fd,y	15296.53	kgf
Fve,x	0.00	kgf
Fve,y	15296.53	kgf
Fve,z	11044.26	kgf
Fr,e [P]	181153.06	kgf
Mv,x	1145289.31	kgf*cm
Mv,y	3369051.41	kgf*cm
Mr,x	54345918.49	kgf*cm
Mr,y	31701785.78	kgf*cm

Tabla 11: Fuerzas y momentos volcantes y resistentes análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Dinámico		
Fd,x	113100.71	kgf
Fd,y	128397.24	kgf
Fve,x	113100.71	kgf
Fve,y	128397.24	kgf
Fve,z	11044.26	kgf
Fr,e [P]	237703.42	kgf
Mv,x	11338491.02	kgf*cm
Mv,y	13562253.11	kgf*cm
Mr,x	71311025.35	kgf*cm
Mr,y	41598098.12	kgf*cm

Se verifica el cumplimiento de que el efecto restitutivo del peso sea mayor que el efecto del volcamiento para cada eje mediante la Ec. 52.

a) Análisis estático eje x

$$M_r \geq 1.5 * M_v$$

$$60722171.30 \geq 1.5 * 1145289.31$$

$$607221 \text{ tonf} \geq 17179 \text{ tonf}$$

b) Análisis estático eje y

$$M_r \geq 1.5 * M_v$$

$$35421266.59 \geq 1.5 * 3369051.41$$

$$354212 \text{ tonf} \geq 50535 \text{ tonf}$$

c) Análisis dinámico eje x

$$M_r \geq 1.5 * M_v$$

$$79829699.11 \geq 1.5 * 12625728.94$$

$$79829 \text{ tonf} \geq 18938 \text{ tonf}$$

d) Análisis dinámico eje y

$$M_r \geq 1.5 * M_v$$

$$46567324.48 \geq 1.5 * 12625728.94$$

$$46567 \text{ tonf} \geq 18938 \text{ tonf}$$

Seguidamente, es posible determinar las excentricidades para cada eje y verificar el cumplimiento del criterio de compresión haciendo uso de las expresiones Ec. 53 y Ec. 54 de las cuales se obtienen los resultados expuestos en las tablas 12 y 13 verificados en los puntos a) y b).

Tabla 12: Excentricidades análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis estático		
ex	6.32	cm
ey	18.60	cm

Tabla 13: Excentricidades análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Dinámico		
ex	0.09	cm
ey	1.85	cm

- a) Excentricidad análisis estático: Se verifica el criterio de 100% compresión para el análisis estático obteniendo una excentricidad de 0.006 centímetros.

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{6.32}{600} + \frac{18.60}{350} \leq 0.167$$

$$0.06 \text{ cm} \leq 0.167 \text{ cm}$$

- b) Excentricidad análisis dinámico: Se verifica el criterio de 100% compresión para el análisis dinámico obteniendo una excentricidad de 0.005 centímetros.

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{0.09}{600} + \frac{1.85}{350} \leq 0.167$$

$$0.005 \text{ cm} \leq 0.167 \text{ cm}$$

Paralelamente, es posible determinar los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento mediante las expresiones Ec. 55 y Ec. 56 tanto para el análisis estático como para el dinámico, obteniendo los resultados presentados en las tablas 14 y 15.

Tabla 14: Factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento para el análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis estático	
Factores de seguridad	
FSv,x	47.452
FSv,y	9.410
FSd,x	0.000
FSd,y	0.084

Tabla 15 Factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento para el análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Dinámico	
Factores de seguridad	
FSv,x	6.289287105
FSv,y	3.067196709
FSd,x	1.135246987
FSd,y	0.540157328

Por último, se realiza la verificación de tensiones cumpliendo que la tensión máxima en el eje sea menor o igual que la tensión admisible estática o dinámica del suelo, a través de las expresiones Ec. 57 y Ec. 58 se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 16: Verificación tensiones admisibles análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación tensiones admisibles		
$\sigma_{max,e}$	1.07760223	kgf/cm ²

Tabla 17: Verificación tensiones admisibles análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación tensiones admisibles		
$\sigma_{max,d}$	1.16881821	kgf/cm ²

a) Análisis estático

$$\sigma_{máx,y} \leq \sigma_{adm}^e$$

$$1.07 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$$

b) Análisis dinámico eje x

$$\sigma_{máx} \leq \sigma_{adm}^d$$

$$1.16 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2.5 \text{ kgf/cm}^2$$

Posteriormente, se transmiten las cargas en el sello de fundación con la combinación más desfavorable, obteniendo los resultados de las tablas 18 y 19, definida en 7.1.1. y 7.1.2. con la finalidad de desarrollar el diseño por flexión de la cimentación y la posterior verificación al corte en una dirección establecida en 7.1.5.

Tabla 18: Cargas en el sello de fundación y verificación de compacidad análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis estático		
Combinación de carga		
Tipo de combinación	1.2D+SC+SO+SA	
Px	203940.64	kgf
Py	203940.64	kgf
Mx	1145289.31	kgf*cm
My	3369051.41	kgf*cm
ex	5.62	cm
ey	16.52	cm

Tabla 19 Cargas en el sello de fundación y verificación de compacidad análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Dinámico		
Combinación de carga		
Tipo de combinación	1.2D+L+SO+SA+Eh+Ev	
Px	147342.4266	kgf
Py	147342.4266	kgf
Mx	5646495.79	kgf*cm
My	3422733.70	kgf*cm
ex	38.32226688	cm
ey	23.22979048	cm

- a) Excentricidad análisis estático: Se verifica el criterio de 100% compresión para el análisis estático obteniendo una excentricidad de 0.06 centímetros.

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{5.62}{600} + \frac{16.52}{350} \leq 0.167$$

$$0.06 \text{ cm} \leq 0.167 \text{ cm}$$

b) Excentricidad análisis dinámico: Se verifica el criterio de 100% compresión para el análisis dinámico obteniendo una excentricidad de 0.13 centímetros.

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{38.32}{600} + \frac{23.22}{350} \leq 0.167$$

$$0.13 \text{ cm} \leq 0.167 \text{ cm}$$

9.1.1. Diseño por cargas puntuales

Se realiza el método de esfuerzos internos con el objetivo de determinar los momentos máximos en los puntos de interés correspondientes a las aplicaciones de carga siendo estos los puntos críticos. Para el diseño por esfuerzos puntuales se obtienen las distancias presentadas en la tabla 20 divididas por tramos.

Tabla 20: Distancias en puntos de interés.

Fuente: Elaboración propia.

Distancias entre puntos de interés de aplicación de carga		
Eje x	desde	hasta
T1	0	300
T2	300	403.7
T3	403.7	600
Eje y	desde	hasta
T1	0	119.6
T2	119.6	175
T3	175	350

Luego, se determinan los momentos internos máximos y esfuerzos cortantes generados como resultante entre las cargas aplicadas y la reacción del suelo subyacente obteniendo como resultado las tablas 21 y 22.

Tabla 21: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga
- Análisis estático.

Fuente: Elaboración propia

ESTÁTICO	Eje x		x1	x2	x3	x4	
	qmax	358.99	358.99	358.99	358.99	358.99	
	qmin	320.81	320.81	320.81	320.81	320.81	
	x		0.00	300.00	403.70	600.00	
	qy	0.00	0.00	19.09	25.69	38.18	
	q(x)	358.99	358.99	339.90	333.30	320.81	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	16440836.99	-	-
		V	kgf	0.00	107696.76	-	-
	Tramo 2	M	kgf*cm	-	16440836.99	6939781.58	-
		V	kgf	-	-107288.13	-72724.61	-
	Tramo 3	M	kgf*cm	-	-	6939781.58	0.00
		V	kgf	-	-	-61680.36	0.00
	Eje y		x1	x2	x3	x4	
	qmax	747.70	747.70	747.70	747.70	747.70	
	qmin	417.67	417.67	417.67	417.67	417.67	
	y		0.00	119.60	175.00	350.00	
	qx	0.00	0.00	112.78	165.01	330.03	
	q(y)	417.67	417.67	530.45	582.69	747.70	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	3256089.57	-	-
	V	kgf	0.00	56697.66	-	-	
Tramo 2	M	kgf*cm	-	6013289.22	10606928.52	-	
	V	kgf	-	67741.91	98575.78	-	
Tramo 3	M	kgf*cm	-	-	10606928.52	0.00	
	V	kgf	-	-	-116409.11	0.00	

Tabla 22: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

DINÁMICO	Eje x		x1	x2	x3	x4	
	qmax	339.68	339.68	339.68	339.68	339.68	
	qmin	151.46	151.46	151.46	151.46	151.46	
	x		0.00	300.00	403.70	600.00	
	qy	0.00	0.00	94.11	126.64	188.22	
	q(x)	151.46	151.46	245.57	278.10	339.68	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	8227434.10		-
		V	kgf	0.00	59554.97		-
	Tramo 2	M	kgf*cm	-	15019219.20	6149069.77	-
		V	kgf	-	-98831.71	-71679.34	-
	Tramo 3	M	kgf*cm	-	-	6149069.77	0.00
		V	kgf	-	-	-60635.08	0.00
	Eje y		x1	x2	x3	x4	
	qmax	588.62	588.62	588.62	588.62	588.62	
	qmin	253.33	253.33	253.33	253.33	253.33	
	y		0.00	119.60	175.00	350.00	
	qx	0.00	0.00	114.57	167.64	335.29	
	q(y)	588.62	588.62	474.05	420.98	253.33	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	3936730.40		-
V		kgf	0.00	63547.79		-	
Tramo 2	M	kgf*cm	-	6693930.04	11526649.42	-	
	V	kgf	-	74592.05	99384.33	-	
Tramo 3	M	kgf*cm	-	-	4734864.31	0.00	
	V	kgf	-	-	-59002.35	0.00	

De las tablas 21 y 22 se observa la presencia de momentos únicamente positivos por lo que es posible definir que no hay presencia de armadura superior, sin embargo, esta es posible definirla mediante la determinación de cantidad de acero requerido por retracción y temperatura según se indica en 5.1.1.

El diseño a flexión permite determinar la cantidad de acero en cm^2 que requiere la fundación para soportar los esfuerzos axiales que podrían deformar la estructura. Su desarrollo se basa en la aplicación de la ecuación Ec. 60, aplicando como M_u el momento máximo para cada eje determinados en las tablas 21 y 22, la cual entrega como resultado la siguiente información.

Tabla 23: Acero requerido para la armadura inferior.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura inferior		
Mu,x_est	16440836.99	kg*cm
Mu,y_est	10606928.52	kg*cm
Mu,x_din	15019219.2	kg*cm
Mu,y_din	11526649.42	kg*cm
As,x_est	36.70	cm ²
As_tabla	4181	mm ²
As,y_est	23.61	cm ²
As_tabla	2661	mm ²
As,x_din	33.50	cm ²
As_tabla	3801	mm ²
As,y_din	25.67	cm ²
As_tabla	3041	mm ²

De esta tabla se define para cada eje la cantidad de acero según indica el código ACI 318 obteniendo para el caso estático en el eje x $\phi 18@40$ para el eje y $\phi 22@55$ y para el caso dinámico en el eje x $\phi 18@40$ y para el eje y $\phi 22@45$.

Luego, mediante las ecuaciones Ec. 62, Ec 63 y Ec. 64 se obtiene la cantidad de acero mínima para cada eje y análisis la cual es presentada en la tabla 24.

Tabla 24: Cantidad de acero mínima.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura mínima			
As_min		43.08	cm ²
No menor a		13.93	cm ²
As,x_est	No necesita > que	48.81	cm ²
As,y_est	No necesita > que	31.41	cm ²
As,x_din	No necesita > que	44.56	cm ²
As,y_din	No necesita > que	34.14	cm ²

Por último, para el diseño a flexión, se determina la cantidad de acero requerida para la armadura superior cumpliendo las condiciones de retracción y temperatura indicadas en 7.1.4 considerando un ρ de 0.0018 debido a la calidad del acero, se obtiene como resultado 37.8 cm^2 por lo que se establece que el diámetro de las barras será de 22 mm con una cantidad de 10 barras para el análisis estático y dinámico en cada eje.

La verificación por corte considera como puntos críticos todos aquellos donde existe aplicación de carga, el procedimiento consiste en determinar el corte en cada uno de los puntos para cada eje donde el máximo corte se define como corte último V_u para luego aplicar las expresiones Ec. 67 y Ec. 68 para verificar su resistencia. Los resultados se pueden observar en las tablas 25 y 26.

Tabla 25: Verificación por corte - Análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación corte Estatico		
$V(x=T2+d)$	-61243	kgf
$V(x=T2-d)$	-151520	kgf
$V(x=T3+d)$	-19776	kgf
$V(x=T3-d)$	-113204	kgf
$V(y=T2+d)$	330513	kgf
$V(y=T2-d)$	215073	kgf
$V(y=T3+d)$	361779	kgf
$V(y=T3-d)$	239062	kgf
Máx $V(x)$	151519.84	kgf
Máx $V(y)$	361778.71	kgf
V_n	381.4568108	tonf
V_n	381456.8108	kgf

Tabla 26 Verificación por corte - Análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación corte Dinamico		
$V(x=T2+d)$	190393	kgf
$V(x=T2-d)$	60222	kgf
$V(x=T3+d)$	264658	kgf
$V(x=T3-d)$	109760	kgf
$V(y=T2+d)$	86693	kgf
$V(y=T2-d)$	801	kgf
$V(y=T3+d)$	113869	kgf
$V(y=T3-d)$	16211	kgf
Máx $V(x)=V_u$	264658.2133	kgf
Máx $V(y)=V_u$	113869.2005	kgf
V_n	381.4568108	tonf
V_n	381456.8108	kgf

Tal como se indica en 7.1.1. se asigna un valor de 0.75 a ϕ_{corte} y se verifica la resistencia al corte.

a) Verificación corte estático eje x

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$151519.84 \leq 0.75 * 381456.81$$

$$151519.84 \text{ kgf} \leq 286092.51 \text{ kgf}$$

b) Verificación corte estático eje y

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$361778.71 \leq 0.75 * 381456.8108$$

$$361778.71 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

c) Verificación corte dinámico eje x

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$264658.2133 \leq 0.75 * 381456.8108$$

$$264658.2133 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

d) Verificación corte dinámico eje y

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$113869.2005 \leq 0.75 * 381456.8108$$

$$113869.2005 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

9.1.2. Diseño por cargas distribuidas

El diseño mediante esfuerzos distribuidos propone disponer la carga axial en la distancia horizontal B o L, para ambos análisis estático y dinámico en cada uno de sus ejes de aplicación obteniendo como resultado la carga P combinada de la tabla 27.

Tabla 27: Esfuerzo combinado axial distribuido.

Fuente: Elaboración propia.

P combinado est x	339.90	kgf/cm
P combinado est y	582.69	kgf/cm
P combinado din x	245.57	kgf/cm
P combinado din y	420.98	kgf/cm

Luego, se definen los tramos a trabajar los cuales dependen de los puntos de aplicación de carga donde se obtienen las siguientes distancias por tramo presentadas en la tabla 28.

Tabla 28: Puntos críticos de aplicación de carga.

Fuente: Elaboración propia.

Distancias por tramo		
Eje x	desde	hasta
T1	0	300
T2	300	600
Eje y	desde	hasta
T1	0	119.6
T2	119.6	350

Una vez definidas las distancias es posible determinar los esfuerzos y momentos internos en los puntos de aplicación de carga definidos como críticos. Este procedimiento es desarrollado tanto para el análisis estático como para el dinámico y los resultados obtenidos se pueden observar en las tablas 29 y 30.

Tabla 29: Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis estático.

Fuente: Elaboración propia.

ESTÁTICO	Eje x		x1	x2	x3	
	qmax	358.99	358.99	358.99	358.99	
	qmin	320.81	320.81	320.81	320.81	
	x		0.00	300.00	600.00	
	qy	0.00	0.00	19.09	38.18	
	q(x)	358.99	358.99	339.90	320.81	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	1145289.31	
		V	kgf	0.00	5726.45	
	Tramo 2	M	kgf*cm		1145289.31	0.00
		V	kgf		5726.45	0.00
	Eje y		x1	x2	x3	
	qmax	747.70	747.70	747.70	747.70	
	qmin	417.67	417.67	417.67	417.67	
	y		0.00	119.60	350.00	
	qx	0.00	0.00	112.78	330.03	
	q(y)	417.67	417.67	530.45	747.70	
Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	-911338.26		
	V	kgf	0.00	-12991.77		
Tramo 2	M	kgf*cm		1845861.38	0.00	
	V	kgf		-12991.77	0.00	

Tabla 30 Esfuerzos cortantes y momentos internos máximos por tramos en los puntos de aplicación de carga - Análisis dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

DINÁMICO	Eje x		x1	x2	x3	
	qmax	339.68	339.68	339.68	339.68	
	qmin	151.46	151.46	151.46	151.46	
	x		0.00	300.00	600.00	
	qy	0.00	0.00	94.11	188.22	
	q(x)	151.46	151.46	245.57	339.68	
	Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	-2823247.90	
		V	kgf	0.00	-14116.24	
	Tramo 2	M	kgf*cm		5108084.16	0.00
		V	kgf		-14116.24	0.00
	Eje y		x1	x2	x3	
	qmax	588.62	588.62	588.62	588.62	
	qmin	253.33	253.33	253.33	253.33	
	y		0.00	119.60	350.00	
	qx	0.00	0.00	114.57	335.29	
	q(y)	588.62	588.62	474.05	253.33	
Tramo 1	M	kgf*cm	0.00	925859.48		
	V	kgf	0.00	26397.57		
Tramo 2	M	kgf*cm		550169.39	0.00	
	V	kgf		26397.57	0.00	

De las tablas 29 y 30 es posible definir que en el análisis estático en el eje y existe presencia de armadura superior al igual que en el eje x para el análisis dinámico. Asimismo, se presentan las tablas 31 y 32 las cuales exponen los momentos máximos hallados en los puntos críticos de la sección con su respectiva área de acero requerida en cm^2 mediante la ecuación Ec. 60.

Tabla 31: Armadura inferior.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura inferior		
Mu,x_est	1145289.31	kg*cm
Mu,y_est	1845861.38	kg*cm
Mu,x_din	5108084.16	kg*cm
Mu,y_din	925859.48	kg*cm
As,x_est	2.54	cm ²
As_tabla	302	mm ²
As,y_est	4.09	cm ²
As_tabla	452	mm ²
As,x_din	11.35	cm ²
As_tabla	1244	mm ²
As,y_din	2.05	cm ²
As_tabla	352	mm ²

Tabla 32: Armadura superior.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura superior		
Mu,y_est	911338.26	kg*cm
Mu,x_din	2823247.90	kg*cm
As,y_est	2.02	cm ²
As_tabla	251	mm ²
As,x_din	6.27	cm ²
As_tabla	653	mm ²

De esta tabla se define para cada eje la cantidad de acero según indica el código ACI 318 obteniendo para el caso estático en el eje x $\phi 8@95$ de armadura inferior, para el eje y $\phi 12@110$ de armadura inferior y $\phi 12@30$ de armadura superior y para el caso dinámico en el eje x $\phi 12@80$ y para el eje y $\phi 8@80$ de armadura inferior.

Luego, mediante las ecuaciones Ec. 62, Ec 63 y Ec. 64 se obtiene la cantidad de acero mínima para cada eje y análisis la cual es presentada en la tabla 33.

Tabla 33: Cantidad de acero mínima para cargas distribuidas.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura mínima			
As_min		39.33	cm ²
No menor a		13.93	cm ²
As,x_est_inf	No necesita > que	3.38	cm ²
As,y_est_inf	No necesita > que	5.45	cm ²
As,x_din_inf	No necesita > que	15.09	cm ²
As,y_din_inf	No necesita > que	2.73	cm ²
As,x_est_sup	No necesita > que	0.00	cm ²
As,y_est_sup	No necesita > que	2.69	cm ²
As,x_din_sup	No necesita > que	8.33	cm ²
As,y_din_sup	No necesita > que	0.00	cm ²

Por último, la verificación por corte considera como puntos críticos todos aquellos donde existe aplicación de carga, el procedimiento, al igual que en 9.1.1., consiste en determinar el corte en cada uno de los puntos para cada eje donde el máximo corte se define como corte último V_u para luego aplicar las expresiones Ec. 67 y Ec. 68 para verificar su resistencia. Los resultados se pueden observar en las tablas 34 y 35.

Tabla 34: Verificación al corte estático.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación corte Estatico		
$V(x=T2+d)$	11191	kgf
$V(x=T2-d)$	2076	kgf
$V(y=T2+d)$	-23729	kgf
$V(y=T2-d)$	-35	kgf
Máx $V(x)$	23728.51	kgf
Máx $V(y)$	23728.51	kgf
V_n	348.2208333	tonf
V_n	348220.8333	kgf

Tabla 35: Verificación al corte dinámico.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación corte Dinamico		
V(x=T2+d)	4442	kgf
V(x=T2-d)	-8853	kgf
V(y=T2+d)	50802	kgf
V(y=T2-d)	0	kgf
Máx V(x)	50802.18372	kgf
Máx V(y)	50802.18372	kgf
Vn	348.2208333	tonf
Vn	348220.8333	kgf

Tal como se indica en 7.1.1. se asigna un valor de 0.75 a ϕ_{corte} y se verifica la resistencia al corte.

a) Verificación corte estático eje x

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$23728.51 \text{ kgf} \leq 0.75 * 348220.8333 \text{ kgf}$$

$$151519.84 \text{ kgf} \leq 286092.51 \text{ kgf}$$

b) Verificación corte estático eje y

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$361778.71 \text{ kgf} \leq 0.75 * 381456.8108 \text{ kgf}$$

$$361778.71 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

c) Verificación corte dinámico eje x

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$264658.2133 \text{ kgf} \leq 0.75 * 381456.8108 \text{ kgf}$$

$$264658.2133 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

d) Verificación corte dinámico eje y

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$113869.2005 \text{ kgf} \leq 0.75 * 381456.8108 \text{ kgf}$$

$$113869.2005 \text{ kgf} \leq 286092.6081 \text{ kgf}$$

Por último, la longitud de desarrollo para las barras es definida según 5.1.1. en la ecuación Ec. 1 y Ec. 2 las cuales entregan como resultado:

$$l_{da}(\emptyset = 22 \text{ mm}) = \frac{3 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{5\sqrt{f'_c}} = 416 \text{ cm}$$

$$l_{da}(\emptyset = 18 \text{ mm}) = \frac{12 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{25\sqrt{f'_c}} = 272 \text{ cm}$$

$$l_{da}(\emptyset = 12 \text{ mm}) = \frac{12 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{25\sqrt{f'_c}} = 181 \text{ cm}$$

$$l_{da}(\emptyset = 8 \text{ mm}) = \frac{12 * d_n * f_y * \alpha * \beta * \lambda}{25\sqrt{f'_c}} = 121 \text{ cm}$$

Los presentes valores corresponden a las longitudes que desarrollan las barras de los diámetros indicados en cada expresión valores que deben ser menores que la longitud del eje en el que se desarrollan, de tal forma que, si se disponen en el eje x estas se desarrollan en el eje y. Por lo tanto, al cumplir con las dimensiones definidas en 9.1. no es necesaria una modificación de longitud establecida por las tablas 2 y 3.

9.2. Diseño estructural del sistema de anclaje

El diseño de anclajes de plantea para el análisis dinámico del sistema al ser más desfavorable ya que considera mayor carga al contener el esfuerzo sísmico basal. Para ello se analizan los siete estados de límite propuestos en 6.1.1.1. considerando como datos iniciales los que se presentan en la tabla 36 para el análisis en el eje x y en la tabla 37 para el eje y.

Tabla 36: Datos iniciales sistema de anclaje eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Datos		
Tipo de acero	A36	
Cantidad de anclajes	6	
fy	2530	kgf/cm ²
f'c	300	kgf/cm ²
Nua	21993.93	kgf
Vua	9433.03	kgf
Diámetro perno	28	mm
Longitud perno Hef	44.8	cm

Tabla 37: Datos iniciales sistema de anclaje eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Datos		
Tipo de acero	A36	
Cantidad de anclajes	6	
fy	2530	kgf/cm ²
f'c	300	kgf/cm ²
Nua	21993.93	kgf
Vua	11982.46	kgf
Diámetro perno	28	mm
Longitud perno Hef	44.8	cm

El tipo de acero a utilizar corresponde a un valor variable, sin embargo, para el caso de estudio se propone A36. Los demás datos vienen dados según los estados de carga desarrollados en 9.1. y el diámetro del perno se establece según lo indicado en el plano adjunto en el Anexo 1.

El primer estado de límite a verificar corresponde a la resistencia del sistema de anclajes a la tracción, mediante las ecuaciones Ec. 6 y Ec. 7 se determina la resistencia nominal a la tracción y se verifica que ésta sea mayor o igual a la fuerza aplicada en tracción mediante la expresión Ec. 5 de lo cual se obtienen los resultados presentados en las tablas 38 y 39.

Tabla 38: Resistencia a la tracción eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a la tracción Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Nsa	175858.82	kgf
Nua	21993.93	kgf
Ase,n	4.31	cm ²
futa	4080.00	MPa

Tabla 39: Resistencia a la tracción eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a la tracción Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Nsa	175858.82	kgf
Nua	21993.93	kgf
Ase,n	4.31	cm ²
futa	4080.00	MPa

El siguiente estado de límite a analizar corresponde a uno de los más importantes y comunes en estas prácticas, este es la resistencia al arrancamiento del concreto en tracción, tal como se plantea en 6.1.1.1. b), mediante la ecuación Ec. 8 se verifica el cumplimiento de que este estado de límite y, mediante las expresiones Ec. 11, Ec. 12, Ec. 13 y Ec. 14, se determinan los factores de modificación a utilizar obteniendo como resultado de ellos los presentados en las tablas 40 y 41.

Tabla 40: Factores de modificación para arrancamiento en tracción eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Arrancamiento en tracción	
dist_p	102.70
e'N	0.00
ca2	55.40
ca1	285.50
ANC	47402.88
ANCO	4515.84
$\Psi_{ed,N}$	1.00
$\Psi_{c,N}$	1.25
$\Psi_{cp,N}$	1.00
$\Psi_{ec,N}$	1.00
Nb	16423.95

Tabla 41 Factores de modificación para arrancamiento en tracción eje y.

Fuente Elaboración propia.

Arrancamiento en tracción	
dist_p	114.30
e'N	0.00
ca2	55.40
ca1	285.50
ANC	47402.88
ANCO	4515.84
$\Psi_{ed,N}$	1.00
$\Psi_{c,N}$	1.25
$\Psi_{cp,N}$	1.00
$\Psi_{ec,N}$	1.00
Nb	16423.95

Luego, a través de las ecuaciones Ec. 9 y Ec. 10 se determina la resistencia al arrancamiento del concreto para cada eje entregando como resultado lo planteado en las tablas 42 y 43 con su respectiva verificación cumpliendo la condición establecida en la Ec. 8.

Tabla 42: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Ncb	215503.26	kgf
Nua	21993.93	kgf
Ncb	215503.26	kgf
Ncb,g	215503.26	kgf

Tabla 43: Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Ncb	215503.26	kgf
Nua	21993.93	kgf
Ncb	215503.26	kgf
Ncb,g	215503.26	kgf

El tercer estado de límite a analizar corresponde a la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción para el cual se define un valor igual a 1.0 para $\psi_{c,p}$ ya que se considera trabajar con concreto fisurado. Por lo tanto, para el eje x e y se obtienen los resultados entregados en las tablas 44 y 45 respectivamente. Asegurando, a su vez, el cumplimiento de la verificación de resistencia propuesta en la Ec. 15.

Tabla 44: Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Npn	147780.52	kgf
Nua	21993.93	kgf

Tabla 45 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Npn	147780.52	kgf
Nua	21993.93	kgf

El último estado de límite asociado a resistencias por tracción corresponde al desprendimiento lateral del concreto, donde al tener una distancia de 2.5 veces el valor asociado a ca_1 mayor que la longitud de embebido H_{ef} se toma la opción la ecuación Ec. 20 según lo establecido en 6.1.1.1. d) obteniendo como resultado las tablas presentadas a continuación.

Tabla 46: Resistencia al desprendimiento lateral por tracción eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Nsb	53468.72	kgf
Nua	21993.93	kgf
Nsb	15058.23	kgf
Nsb,g	53468.72	kgf

Tabla 47: Resistencia al desprendimiento lateral por tracción eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.75	
Nsb	53810.32	kgf
Nua	21993.93	kgf
Nsb	15058.23	kgf
Nsb,g	53810.32	kgf

Luego, se verifica la resistencia al corte con sus tres estados de límite propuestos en 6.1.1.1. del sistema de anclaje dispuesto para cada eje. Primero, la resistencia del acero al corte donde se obtienen los resultados expuestos en las tablas 48 y 49.

Tabla 48: Resistencia del acero al corte en el eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia del acero al corte Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vsa	25122.69	kgf
Vua	9433.03	kgf

Tabla 49: Resistencia del acero al corte en el eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia del acero al corte Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vsa	25122.69	kgf
Vua	11982.46	kgf

En segundo lugar, se verifica la resistencia al arrancamiento del concreto por corte para cada eje donde los factores de modificación establecidos en las expresiones Ec.28, Ec. 29, Ec. 30, Ec. 31, Ec. 32 y Ec. 33 obtienen los valores presentados a continuación.

Tabla 50: Factores de modificación para resistencia al arrancamiento por corte, eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Arrancamiento del concreto	
s	102.70
hf	120.00
ca2	55.40
ca1	285.50
AVC	102780.00
AVCO	366796.13
$\Psi_{ed,V}$	0.74
$\Psi_{c,V}$	1.20
$\Psi_{h,V}$	1.89
$\Psi_{ec,V}$	1.00
le	224.00
da	28.00
λ_a	1.00
λ_d	1.00
Vb	309151.62

Tabla 51: Factores de modificación para resistencia al arrancamiento por corte, eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Arrancamiento del concreto	
s	114.30
hf	120.00
ca2	55.40
ca1	285.50
AVC	102780.00
AVCO	366796.13
$\Psi_{ed,V}$	0.74
$\Psi_{c,V}$	1.20
$\Psi_{h,V}$	1.89
$\Psi_{ec,V}$	1.00
le	224.00
da	28.00
λ_a	1.00
λ_d	1.00
Vb	309151.62

Luego se verifica la resistencia al arrancamiento del concreto por corte mediante la expresión Ec. 25 de la cual se obtienen los resultados presentados en las tablas 52 y 53.

Tabla 52: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al arrancamiento del concreto por corte Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vcb	145086.48	kgf
Vua	9433.03	kgf
Vcb	145086.48	kgf
Vcb,g	145086.48	kgf

Tabla 53: Resistencia al arrancamiento del concreto por corte eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al arrancamiento del concreto por corte Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vcb	145086.48	kgf
Vua	11982.46	kgf
Vcb	145086.48	kgf
Vcb,g	145086.48	kgf

Por último, se verifica la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje generado por el esfuerzo cortante. Donde K_{cp} toma un valor de 1 al definir una longitud de embebido menor que 65 mm, por lo tanto, según se establece en las ecuaciones Ec. 35 y Ec. 36 se obtienen los resultados presentados a continuación con su respectiva verificación según indica la expresión Ec. 34.

Tabla 54: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte Eje x		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vcb	215503.26	kgf
Vua	21993.93	kgf
Vcb	215503.26	kgf
Vcb,g	215503.26	kgf

Tabla 55: Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo por corte Eje y		
Condición	Cumple	
Φ	0.65	
Vcb	215503.26	kgf
Vua	21993.93	kgf
Vcb	215503.26	kgf
Vcb,g	215503.26	kgf

Una vez verificados los estados de límite es posible determinar la armadura de refuerzo según indican las expresiones Ec. 37 y Ec. 38 las cuales entregan como resultados los siguientes valores para la tracción del perno más solicitado T_{pms} .

Tabla 56: Armadura de refuerzo.

Fuente Elaboración propia.

Tracción perno más solicitado según armadura de refuerzo ambos ejes		
T	-21993.93312	kgf

Por último, se determinan los factores de utilización mediante las siguientes expresiones.

a) Factor de utilización a tracción eje x

$$Fu_{tracción} = \frac{Nua}{\phi * Nsa} = 0.17$$

b) Factor de utilización a tracción eje y

$$Fu_{tracción} = \frac{Nua}{\phi * Nsa} = 0.17$$

c) Factor de utilización a corte eje x

$$Fu_{corte} = \frac{Vua}{\phi * Vsa} = 0.58$$

d) Factor de utilización a corte eje y

$$Fu_{corte} = \frac{Vua}{\phi * Vsa} = 0.73$$

Por último, se debe verificar la ductilidad del sistema conjunto fundación – anclaje con el objetivo de evitar fallas frágiles provenientes de la fisuración del hormigón tal como se observa en las tablas 61 y 62.

Tabla 57: Verificación ductilidad eje x.

Fuente: Elaboración propia.

Ductilidad eje x			
$\Phi_t * T_n =$	286092.61	$> 0.75 * \Phi_t * N_{sa} =$	98920.58 Cumple
$\Phi_t * V_n =$	338719.52	$> 0.75 * \Phi_c * V_{sa} =$	12247.31 Cumple

Tabla 58: Verificación ductilidad eje y.

Fuente: Elaboración propia.

Ductilidad eje y		
$\Phi_t * T_n =$	286092.61 > 0.75 * $\Phi_t * N_{sa} =$	98920.58 Cumple
$\Phi_t * V_n =$	338719.52 > 0.75 * $\Phi_c * V_{sa} =$	12247.31 Cumple

9.3. Modelamiento computacional

Se desarrolla un modelo computacional mediante el método de aplicación para elementos finitos del software SAP2000 donde es posible definir tanto la materialidad como los parámetros del suelo y de la estructura. Este proceso se desarrolla para el análisis dinámico de la estructura donde hay mayor aplicación de cargas las cuales son distribuidas en la sección de área basal de la fundación llevando los esfuerzos cortantes hacia el sello de esta transformándose en momentos en ambos ejes tal como se presenta en la ilustración 59 la fundación sólida con sus respectivas condiciones de borde.

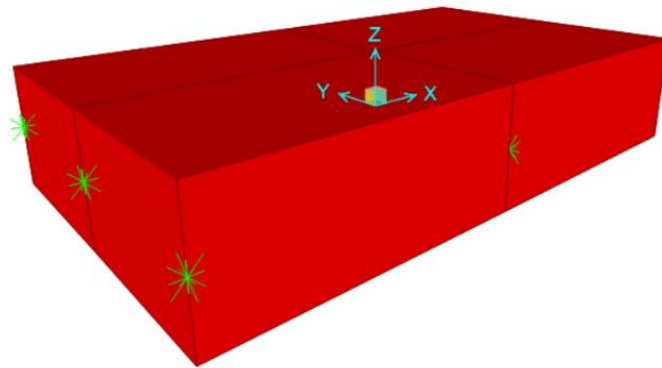


Ilustración 59: Modelo computacional fundación.

Fuente: Elaboración propia.

En la ilustración 60 se observa una vista en planta del comportamiento del suelo para un estado de cargas de servicio, obteniendo como tensión máxima generada un valor de 1.91 kgf/cm², en el Anexo 3 se encuentra el detalle de las tensiones resultantes.

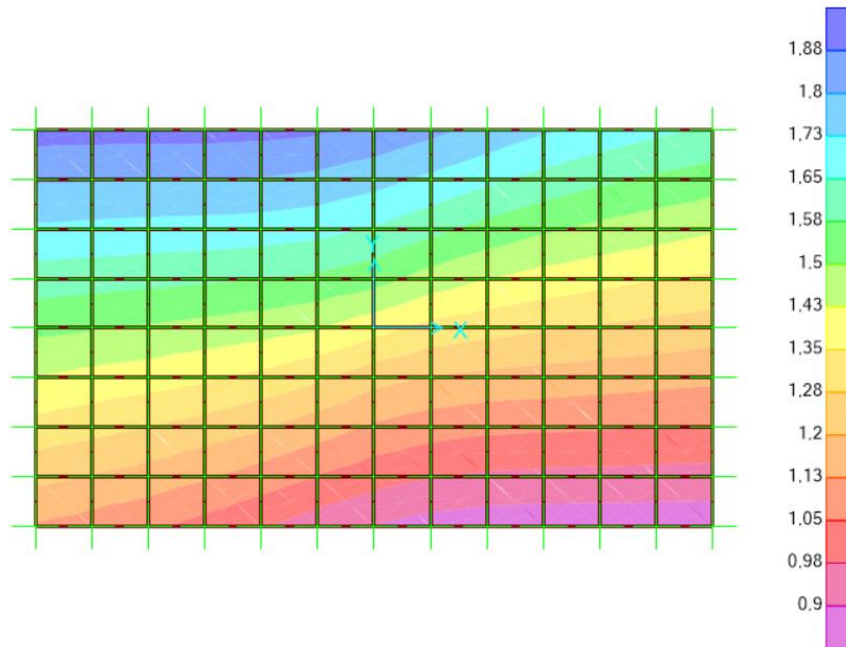


Ilustración 60: Tensiones en el suelo - SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Luego, se determinan los momentos máximos generados por los esfuerzos aplicados en cada eje. Las ilustraciones 61 y 62 presentan los momentos máximos en cada eje de aplicación x e y respectivamente.

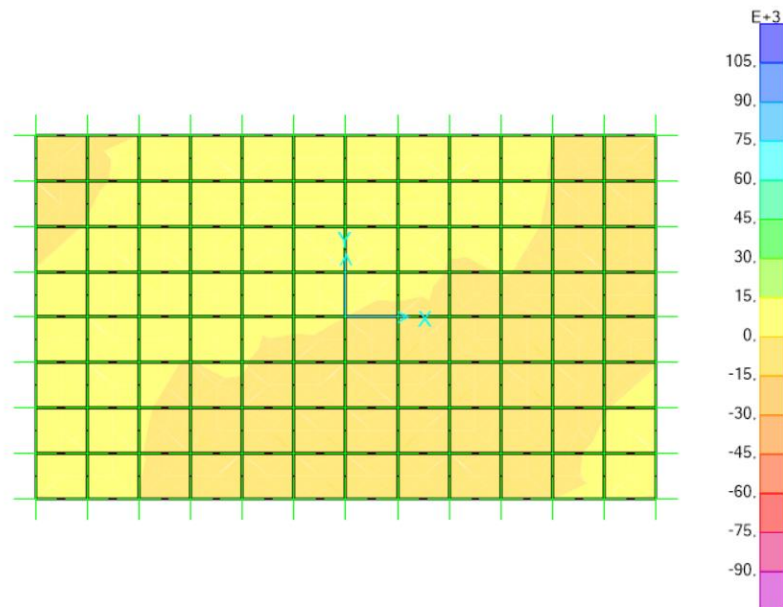


Ilustración 61: Diagrama de momento para el eje x - SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

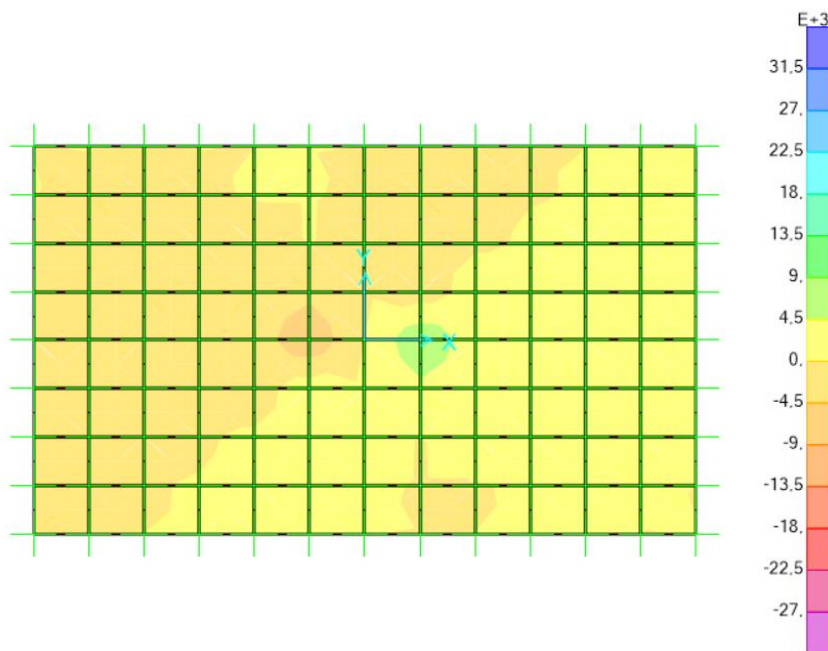


Ilustración 62: Diagrama de momento para el eje y - SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

De los diagramas presentados, se obtienen los valores máximo y mínimo 68442.73 kgf*cm/cm y -28502.96 kgf*cm/cm, donde las unidades se deben a que se define en la opción Auto-Mesh un análisis cada 50 centímetros, por lo que, cada 50 cm se aplica el esfuerzo señalado.

Luego, tanto para el eje x como para el eje y, se obtiene el siguiente diagrama de esfuerzo cortante representado por las ilustraciones 31 y 32.

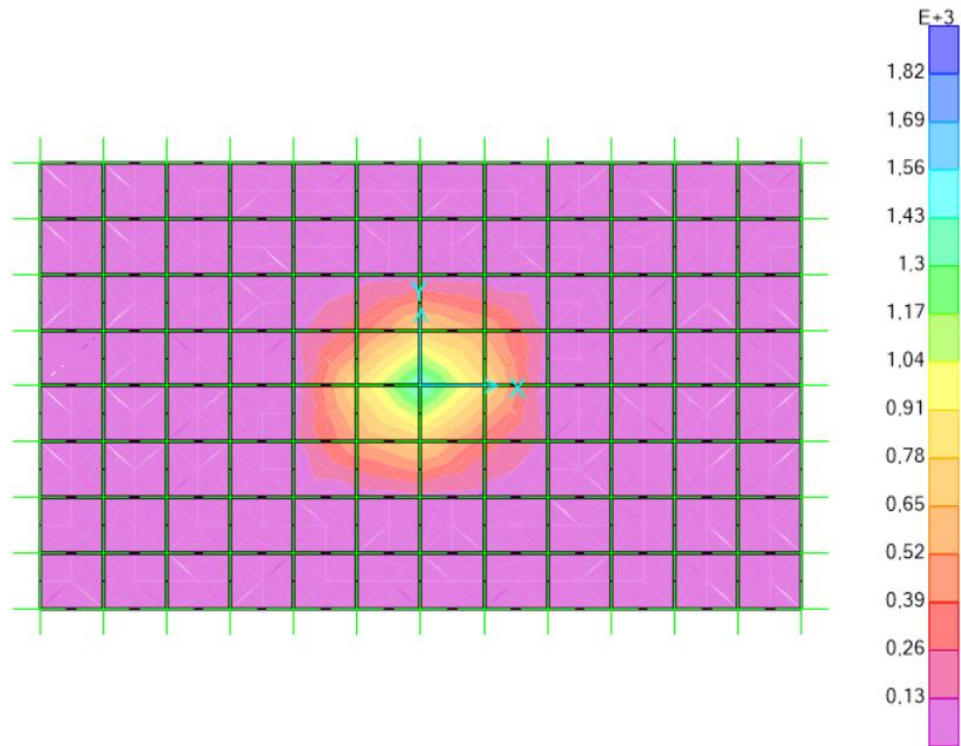


Ilustración 28: Diagrama de corte vista en planta- SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

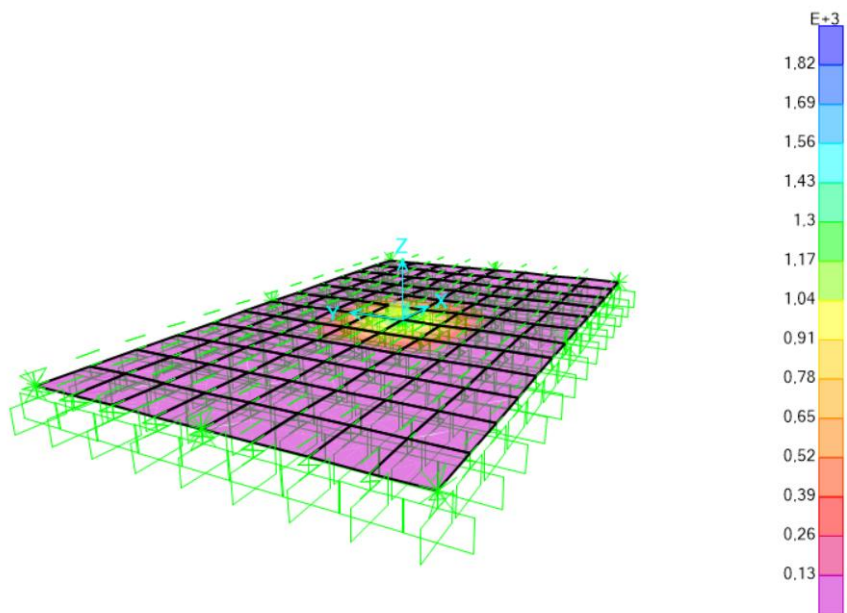


Ilustración 29: Diagrama de momento vista 3D - SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

10. Análisis de resultados

Una vez hallados los criterios de diseño definidos en 7.1.1. y definidos en 9.1. es posible observar que cuatro de ellos se cumplen a cabalidad, sin embargo, al analizar la coincidencia de los centroides se obtiene un resultado que se aleja del cumplimiento del criterio, la posición del centroide en el eje x no se encuentra en su centro geométrico dada la disposición en la que se sitúa la bomba ya que el motor está orientado de una forma diferente a lo habitual dado que su funcionamiento se da por medio de poleas y una correa. No obstante, este criterio no es utilizado en la práctica habitual ya que al ser una estructura amorfa no permite coincidir fácilmente los centroides, si bien para el eje y se encuentra en un rango permitido de desplazamiento no así el eje x donde la masa se concentra mayoritariamente en el motor en este tipo de sistemas. De esta forma se propone que este criterio es posible de utilizar siempre y cuando el peso del motor sea semejante al peso de la bomba.

Dado esto, al observar el primer criterio (a), se entrega un resultado aceptable donde el peso de la fundación cumple con ser al menos tres veces el peso del equipo, por lo que se define como una cimentación suficientemente rígida la cual es capaz de resistir los momentos volcantes generados por los esfuerzos de golpe de ariete y sísmicos. Este criterio es el principal indicador en la práctica habitual de la resiliencia sísmica y vibratoria.

Por último, los criterios de altura de fundación, es posible cumplirlos entregando a la estructura la altura superficial mínima indicada en el código ACI 351.3R-04 de 60 centímetros.

Comenzar considerando como valores iniciales los dispuestos en 9.1. permite diseñar por flexión calculando la cantidad de acero requerida la cual, tanto para el análisis estático y dinámico, para cada caso, con cargas aplicadas de manera puntual y de forma distribuida. Donde mediante la determinación de momentos se define el área de acero en los cuales la mayor diferencia ocurre al analizar el diagrama de momento en el eje y en cada caso tal como se ve en los gráficos 1 y gráfico 2.

Gráfico 1: Diagrama de momento eje y - Caso cargas puntuales.

Fuente: Elaboración propia.

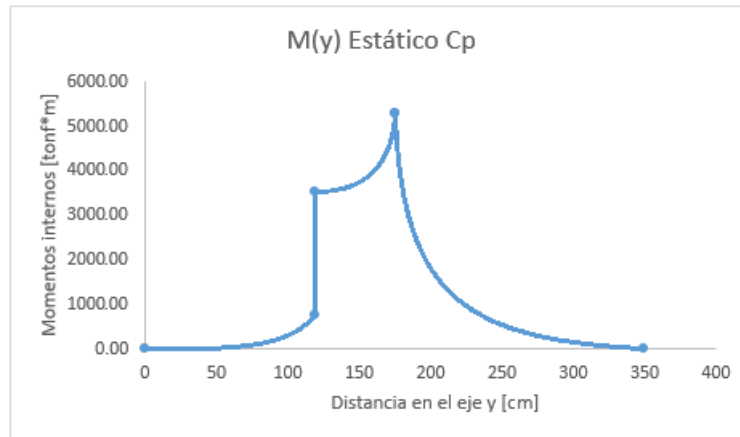
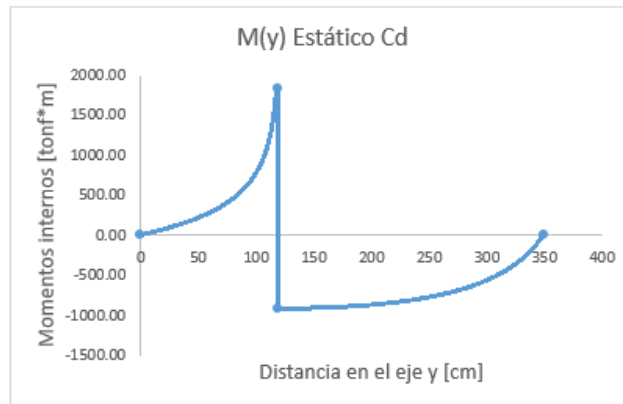


Gráfico 2: Diagrama de momento eje y - Caso cargas distribuidas.

Fuente: Elaboración propia.



Al observar los resultados, es posible detectar la presencia de momentos negativos y positivos en el Gráfico 2 lo cual implica que la fibra superior se comprime y, a su vez, se tracciona por lo que es necesario disponer acero de refuerzo para prevenir fallas por fisuración en el hormigón y, tal como se expone en 9.1.2., se contempla acero superior e inferior dispuesto de la forma ya señalada. Dado que el gráfico 1 presenta cargas aplicadas de forma puntual y el gráfico 2 de forma distribuida, es posible comentar que la aplicación distribuida de los esfuerzos corresponde a un criterio que se acerca a la realidad de la estructura por lo que sus resultados tienen

un grado mayor de confiabilidad. Para más información, los gráficos restantes se pueden observar con más detalle en el Anexo 2.

De igual forma, es importante observar en los resultados obtenidos tanto en 9.1.1. y 9.1.2. que para el armado superior de la fundación predomina en ambos casos el criterio de retracción y temperatura y, tanto para ese criterio como para el establecido en Ec. 60 se asigna el valor en mm^2 más cercano, no así desde la perspectiva de la constructibilidad, por lo cual se define el un diseño por armadura crítica no conservador. Sin embargo, es importante mencionar que un diseño más conservador al implicar mayor cantidad de acero, lo cual sería positivo al entregarle mayor peso a la estructura y, a su vez, entregaría una mayor rigidez a la fundación cumpliendo con mayor firmeza el criterio (a) dispuesto en 7.1.1.

Luego de realizar el diseño por flexión, se realiza la verificación al corte en una dirección según lo establecido en 7.1.5. y, observando los resultados dados en 9.1., se puede detectar el cumplimiento de la resistencia a los esfuerzos cortantes para la mayoría de los casos, sin embargo, basándose en la Ec. 68 es posible obtener los siguientes factores de utilización para cada caso.

Tabla 59: Factores de utilización cargas puntuales.

Fuente: Elaboración propia.

Factores de utilización Cp	
Fu_est,x	0.44
Fu_est,y	1.05
Fu_din,x	0.77
Fu_din,y	0.33

Tabla 60: Factores de utilización cargas distribuidas.

Fuente: Elaboración propia.

Factores de utilización Cd	
Fu_est,x	0.04
Fu_est,y	0.08
Fu_din,x	0.01
Fu_din,y	0.16

De los resultados presentados en la tabla 59 es posible observar un factor de utilización estático en el eje y mayor al máximo aceptable lo cual indica un déficit en la resistencia de la estructura al corte ya que su porcentaje de utilización de resistencia al esfuerzo es mayor al 100%. Sin embargo, el caso presentado en la tabla 60 es definido con mayor certeza como el real ya que las cargas de una turbomáquina están distribuidas en superficie ya que son diseñadas contemplando una placa base la cual se encarga de distribuir los esfuerzos hacia la fundación y ésta hacia el suelo subyacente. Por lo que, si se observan los resultados dispuestos en la tabla 60, se puede inferir que tanto como en el eje x como en el eje y para los dos análisis, estático y dinámico, trabajan con suficiente resistencia al esfuerzo cortante, quedando un alto porcentaje de capacidad de respuesta por entregar.

Una vez verificados los criterios de resistencia al corte, es posible determinar que la estructura se encuentra en una dimensión capaz de responder establemente los esfuerzos aplicados cumpliendo con los criterios de diseño que establece la normativa.

Cabe mencionar que, para cada caso, con cargas puntuales y distribuidas, los análisis desarrollados, estático y dinámico, se realizan con la finalidad de estudiar la importancia y relevancia que tiene aplicar el efecto sísmico horizontal y vertical sobre la fundación el cual genera un aporte significativo en el momento volcante calculado en 9.1. y, como consecuencia, una diferencia notoria en las ubicaciones de las excentricidades, resultando una mayor estabilidad en el sistema dinámico donde las excentricidades son más cercanas al centro de gravedad de la fundación. El sistema de anclajes es diseñado en base a la información preliminar entregada en el plano del equipo, presente en el Anexo 1, donde se indica la cantidad de pernos y su respectivo diámetro, para el cual fue definida una longitud de embebido, la cual considera la longitud de estirado, igual a la mínima señalada en 6.1.1.2. criterio basado en el código ACI 318.

Al observar los factores de utilización proporcionados en 9.2. se puede definir que es más probable que el anclaje falle por corte que por tracción, lo cual es positivo dado que entrega mayor ductilidad al sistema anclaje – hormigón, cumpliendo así lo establecido en 2.2. ya que sería más beneficioso que falle el anclaje antes que el

hormigón se fisure. Así también lo definen las tablas 57 y 58 donde se verifica la ductilidad del sistema.

Es importante mencionar que el sistema de anclajes, tal como se describe en 9.2., es diseñado para resistir esfuerzos estáticos y dinámicos, siendo este último el más crítico ya que considera el efecto sísmico al que los pernos pueden verse sometidos, lo cual asegura la resiliencia del sistema cumpliendo así lo establecido en 6.1.1.2. Por último, al analizar los resultados obtenidos mediante el modelo computacional, se sustenta la verificación de tensiones admisibles dado que el mayor valor obtenido es de 1.91 kgf/cm^2 el cual comparado con el valor obtenido mediante el método manual 1.16 kgf/cm^2 entrega un porcentaje de variabilidad del 39,26% donde a pesar de presentar alta variabilidad continúa siendo este un valor menor al admisible definido para el suelo dinámico con un valor de 2.5 kgf/cm^2 .

Al observar los diagramas de momento obtenidos mediante el software representados por las ilustraciones 28 y 29, y los obtenidos mediante el método manual, presentados en el anexo 2, se puede observar la concordancia de las aplicaciones de carga para cada eje según lo dispuesto en 7.1.4. donde en el eje x la transmisión de esfuerzos se encuentra posicionada hacia la derecha y en el eje y hacia un punto más cercano al centro, obteniendo unos resultados de momento y corte máximos de $248230.46 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ y 22075.49 kgf respectivamente que al compararlos con los obtenidos mediante el método manual entrega los errores porcentuales presentados en la tabla 61.

Tabla 61: Errores porcentuales momento y corte.

Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Método manual	Método comp	% error
M	2823247.9	2408230.46	17.23
V	26398	22075.4959	19.58

Tal como se presenta en la ilustración 30, el esfuerzo cortante mayor se encuentra en el centro de gravedad donde coincide el corte máximo presentado en la tabla 30 ubicado en el tramo 2.

11. Conclusiones

El presente documento tenía por objetivo analizar las recomendaciones y los criterios de diseño estructural de fundaciones para bombas hidráulicas. A medida que se fue desarrollando la memoria aparecieron aspectos de importancia asociados al diseño estructural de la fundación y al diseño del sistema de anclaje, donde se recurre a normativa nacional e internacional para la implementación del caso de estudio y, aplicando los documentos establecidos en 4.1, es posible realizar un diseño estable y resiliente que cumple con los estándares de resistencia.

El diseño propuesto fue posible de realizar al estudiar y comprender la importancia de los criterios tanto en para el hormigón como para el sistema de anclaje definidos en los capítulos 1 y 2 respectivamente y, según se propone en 2.2., se establecen criterios de diseño tanto para el sistema de anclaje como para el dimensionamiento de la fundación que, como consecuencia, recaen en criterios de diseño de hormigón armado definidos en 7.

Desarrollar un modelo computacional permite argumentar que la realidad del caso de estudio da como resultado un cumplimiento en el requerimiento establecido para la tensión admisible del suelo, donde el método manual entrega un valor de 1.16 kgf/cm² y el método computacional un valor de 1.91 kgf/cm² valores similares, con alto porcentaje de variabilidad indicado en 10. como un 39%, que pueden variar según el coeficiente K de Balasto. Por ende, a mayor rigidez del terreno es menor el asentamiento del suelo y tratándose de turbomáquinas de gran masa dicho coeficiente es de gran importancia ya que mientras mayor sea la constante de Balasto menor será el asentamiento y más estabilidad tendrá la estructura.

En relación con lo propuesto en 10. sobre el incumplimiento del criterio (c) propuesto en 7.1.1. se propone admitir la diferencia en los centros de gravedad puesto que en la práctica habitual no se cumple esta recomendación ya que se da por hecho que estos coinciden en su línea vertical tal como se establece en el capítulo 3 del Manual de diseño de cimentaciones tipo bloque para equipos dinámicos (Taco, 2009) donde se inicia el estudio como antecedente preliminar, dado esto, es posible comentar que si bien este criterio no se cumple en su totalidad la estabilidad y rigidez de la estructura viene dada por el primer criterio donde el peso de la fundación es al

menos tres veces el del equipo, es por ello que habitualmente este es el único considerado al momento de diseñar.

Con respecto al sistema de anclaje es posible concluir que la falla por arrancamiento del concreto por corte en el eje y es la que tiene mayor probabilidad de ocurrencia ya que la resistencia a este estado de límite es la que más se aproxima a la resistencia nominal a corte siendo este el primer estado de límite en fallar en el sistema lo cual es posible de reducir al incrementar el área de influencia factor dependiente de la longitud h_{ef} del anclaje, por lo tanto, a mayor longitud de embebido mayor área de influencia y mayor será la resistencia al estado de límite más crítico.

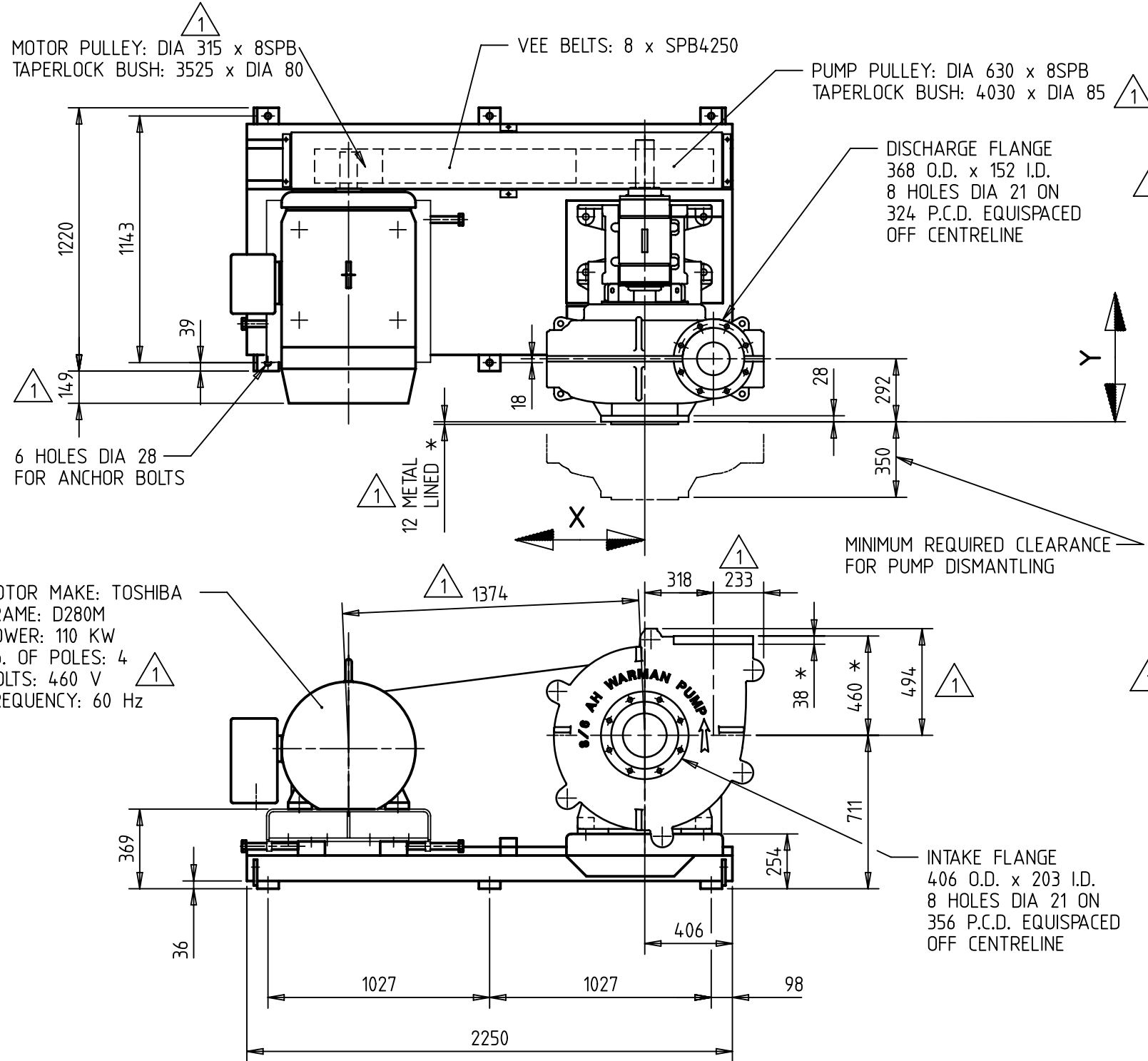
Bibliografía

- 1) Aceros Reseller. (s.f.). *Aceros Reseller*. Obtenido de <https://www.acerosreseller.cl/canerias.php>
- 2) AISC. (2001). Column base plates. *steel design guide*, 6.
- 3) AISC. (2003). *Steel Design Guide Series "Column Base Plates"*.
- 4) AISC. (2003). *Steel Design Guide Series "Column Base Plates"*. AISC.
- 5) American Concrete Institute. (2004). *Fundaciones para equipos dinámicos*.
- 6) American Concrete Institute. (2011). *safds*.
- 7) American Concrete Institute. (s.f.). *ACI 116: Terminología del cemento y el hormigón*. ACI.
- 8) American Concrete Institute. (s.f.). *ACI 318: Requisitos de reglamento para concreto estructural*. ACI.
- 9) American Concrete Institute. (s.f.). *ACI 349: Guide to the concrete capacity design method – Embedment design examples*. ACI.
- 10) American Concrete Institute. (s.f.). *Control de la fisuración en estructuras de hormigón*. ACI.
- 11) American Concrete Institute. (s.f.). *Guide to mass concrete*. ACI 207.
- 12) Anglo American. (2020). *Adenda criterios de diseño hormigones*. Santiago.
- 13) AS 2129-2000. (2000). *Flanges for pipes, valves and fittings*. Sydney: Standards Australia International.
- 14) Centro Sismológico Nacional CSN. (2017 de Febrero de 26). *Centro Sismológico Nacional*. Obtenido de Enfermedades Sísmicas: Terremoto del maule: <https://www.csn.uchile.cl/>
- 15) FDA Ingenieros. (2019). *FDA Ingenieros*. Obtenido de <https://www.fda.cl/>
- 16) Gerdau Aza. (2005). *Manual de armaduras de refuerzo para hormigón. Fabricación - Instalación - Protección*. Santiago, Chile: M y M Servicios Gráficos.
- 17) Instituto nacional de normalización. (1986). *Nch 1537 Of. 86 - Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso*. INN.
- 18) Instituto Nacional de Normalización. (2002). *NCh 2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. INN.

- 19) Instituto Nacional de Normalización. (2009). *NCh 433: Diseño sísmico de edificios*. INN.
- 20) Instituto Nacional de Normalización. (2016). *NCh 170 Of. 2016: Hormigón – Requisitos generales*. INN.
- 21) NS Energy. (24 de mayo de 2021). *World Energy Trade*. Obtenido de <https://www.worldenergytrade.com/metales/cobre/los-cinco-principales-paises-mineros-de-cobre-del-mundo>
- 22) Shigley. (2008). *Diseño en ingeniería mecánica*. MC Graw Hill.
- 23) Taco, M. A. (2009). *Manual de diseño de cimentaciones tipo bloque para equipos dinámicos*. Sangolquí: Escuela Politécnica del ejército.
- 24) Universidad Politécnica de Valencia. (04 de abril de 2016). *Bombas empleadas en el control del nivel freático de una excavación*. Obtenido de victoryepes.blogs.upv.es: <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/bomba-centrifuga/>

Anexos

Anexo 1: Plano y especificaciones técnicas bomba centrífuga.

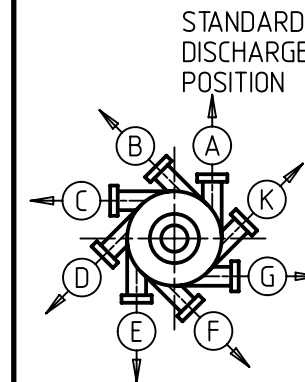


STATIC LOAD TABLE

ITEM	MASS (kg)	POSITION OF CENTROID (mm)			
MOTOR	940	X= 1373	Y= 681		
PUMP	1464	X= 0	Y= 404		
DRIVE COMPONENTS	691	X= 776	Y= 907		
TOTAL	3095	X= 590	Y= 600		

DYNAMIC LOADS FOR FOUNDATIONS ARE NORMALLY CONSIDERED TO COMPRISE FORCES ACTING ON PUMP FLANGES PLUS UP TO 2,5 TIMES STATIC LOADS ACTING THROUGH RESPECTIVE CENTROIDS.

ALTERNATIVE POSITIONS OF DISCHARGE AS VIEWED FROM INTAKE FLANGE.



STANDARD DISCHARGE POSITION
DISCHARGE POSITIONS (C) (D) (E) (F) ARE NOT POSSIBLE.

POSITION (B) RECOMMENDED WHEN PUMPING FROTHY PULPS.

POSITION (G) RECOMMENDED WHERE COMPLETE DRAINAGE OF PUMP IS REQUIRED.

PAINT COLOURS IN ACCORDANCE WITH AS2700
EXTERNAL COLOUR: N14 WHITE
GUARD COLOUR: Y14 GOLDEN YELLOW
MOTOR COLOUR: X15 ORANGE

CLIENT : SEDGMAN
LOCATION : EL CERREJON, COLUMBIA
EQUIPMENT NAME : SPIRALS PRODUCT THICKENING CYCLONE FEED PUMP.
EQUIPMENT No/S. : PP-05
SEDGMEN DWG No. : R70-8-3-2008
No. OF ASSEMBLIES : ONE (1)
SERIAL No/S. : SY79265
WORKS ORDER No/S. : AEAS0718-02

Copyright © Weir Minerals Australia Ltd. 2008

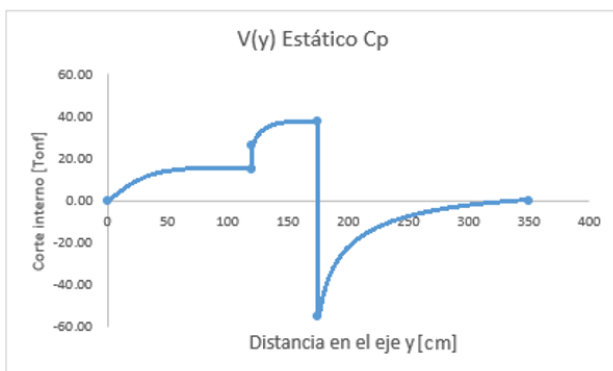
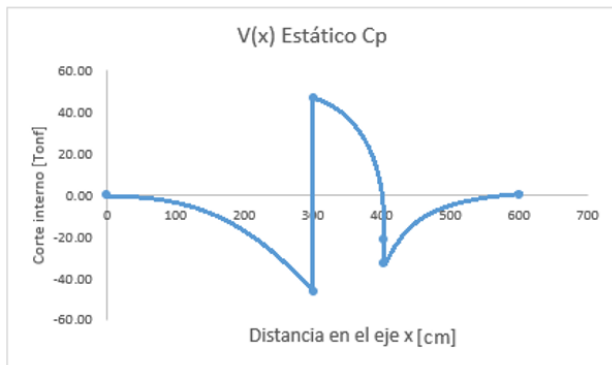
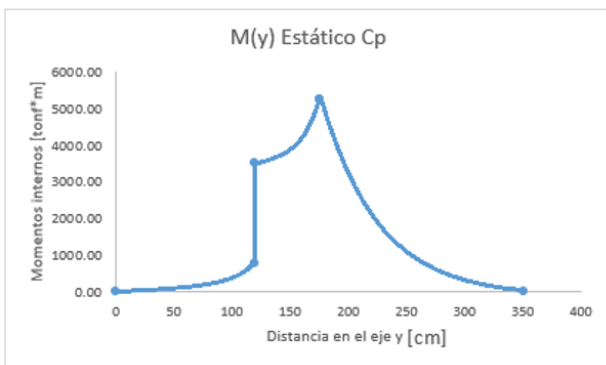
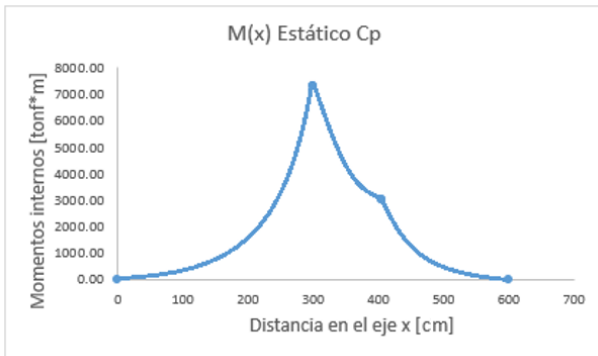
Weir Minerals Australia Ltd. ("the Company") is the owner of the copyright and all confidential information in this drawing. The drawing must not be copied in whole or in part, in any form or by any means, and the information in it must not be disclosed to any person, or used for any purpose other than the specific purpose for which it has been provided, without the prior written consent of the Company.

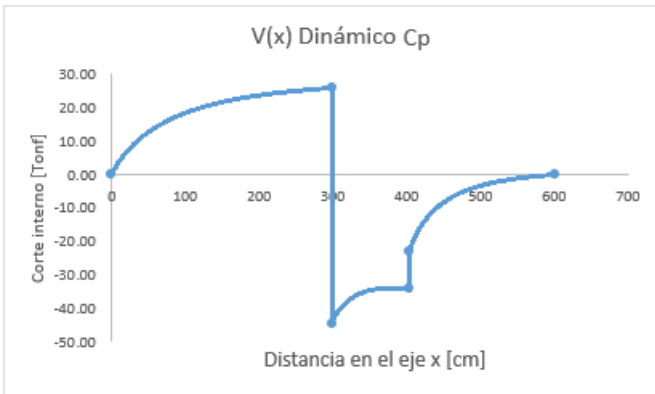
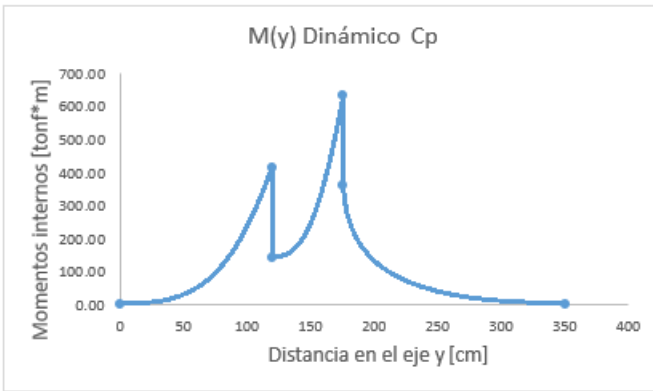
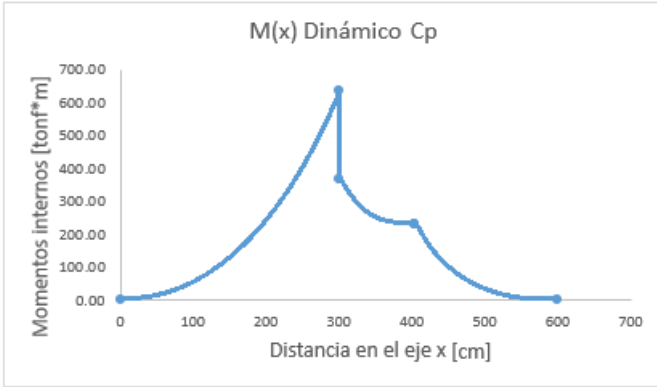
NOTE: 1. DIMENSIONS SHOWN THUS * INCLUDE COMPRESSION OF WARMAN RUBBER JOINT RING.

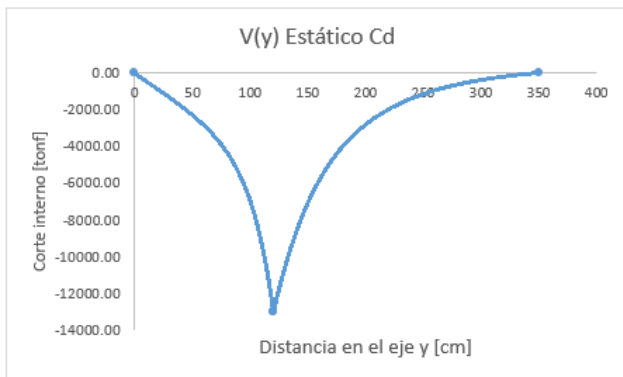
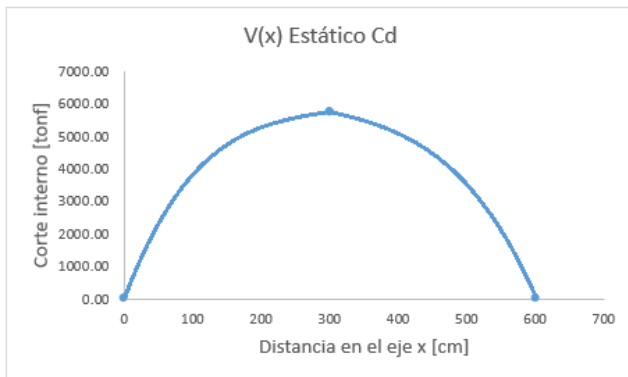
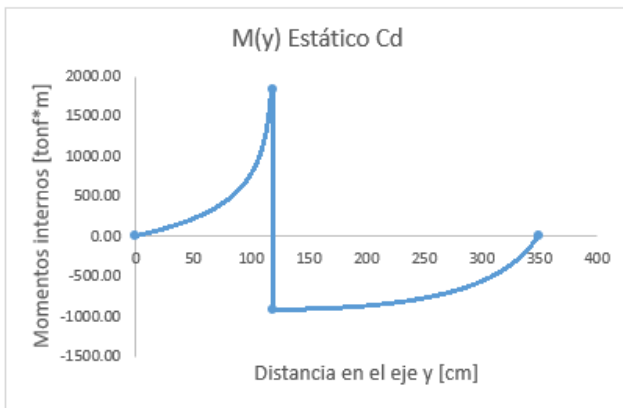
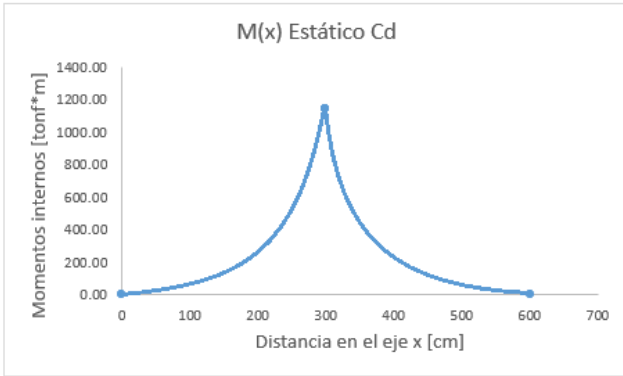
2					APP. M.WILLIAMS	PRODUCT :	TITLE :
1	PUMP WAS 8/6 E-AH. MOTOR PULLEY DIA. WAS 300. DIM. 1374 WAS 1385. DIMS. 494, 233, 149 & 12 ADDED. MOTOR & PAINT DETAILS ADDED. LOAD TABLE AMENDED. TAPERLOCK BUSH DIA. WAS 80.	TWR	JAN.13,2009	CWP	CHECK J.ALDOUS	WARMAN®	ARRANGEMENT OF 8/6 EE-AH WITH 110 kW MOTOR
					DRN. A.CURTIS	Centrifugal Slurry Pumps	CL3 DRIVE DISCHARGE FLANGE POSITION A
					DATE NOV.26,2008		
No.	DESCRIPTION	BY	DATE	CHK	SCALE	DESIGN CENTRE OF ORIGIN :	DRAWING No.
	REVISIONS					AUSTRALIAN ENGINEERING SYDNEY	A3-110-8-414762
							REV. 1

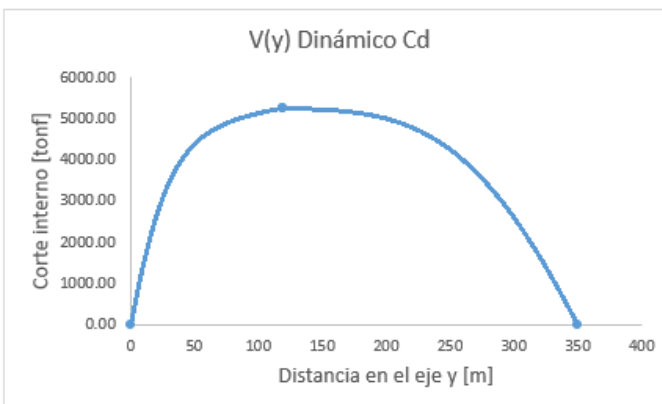
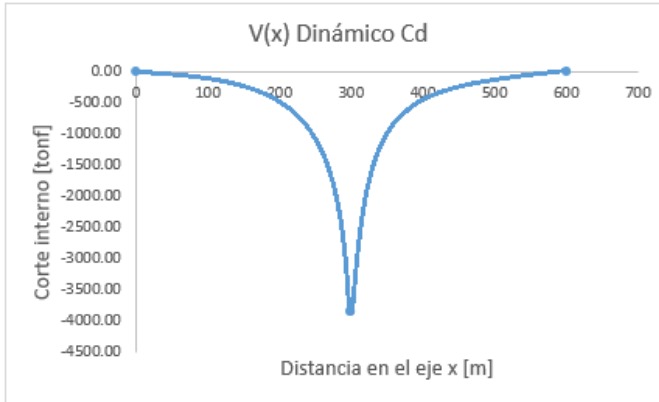
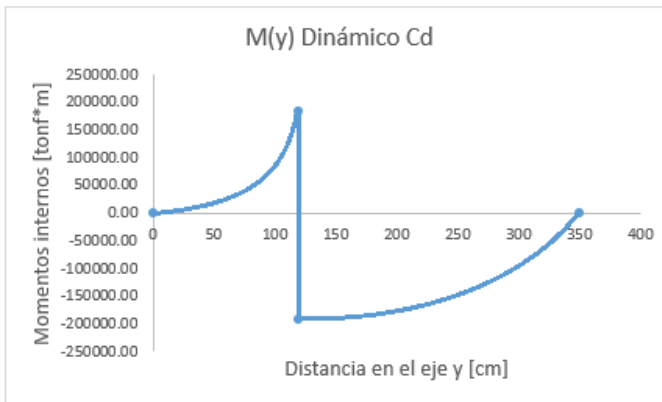
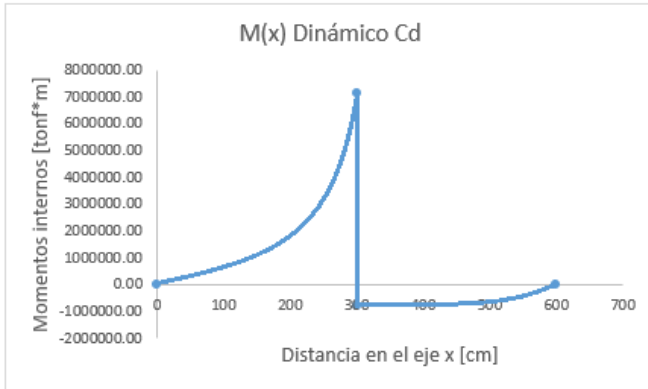


Anexo 2: Diagramas de corte y momento para cargas distribuidas Cd y cargas puntuales Cp.









Anexo 3

Tensiones del suelo.

TABLE: Element Soil Pressure - Area Shells						
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	Pressure
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2
1	1-4	Shell-Thin	11	sigma suelo	Combination	1.91
1	1-4	Shell-Thin	~8	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-8	Shell-Thin	~13	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-8	Shell-Thin	~8	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-12	Shell-Thin	~18	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-12	Shell-Thin	~13	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-16	Shell-Thin	~23	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-16	Shell-Thin	~18	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-20	Shell-Thin	~23	sigma suelo	Combination	1.9
1	1-20	Shell-Thin	~28	sigma suelo	Combination	1.89
1	1-24	Shell-Thin	~28	sigma suelo	Combination	1.89
1	1-24	Shell-Thin	1	sigma suelo	Combination	1.86
2	2-4	Shell-Thin	1	sigma suelo	Combination	1.86
2	2-4	Shell-Thin	~36	sigma suelo	Combination	1.82
2	2-8	Shell-Thin	~36	sigma suelo	Combination	1.82
1	1-3	Shell-Thin	~6	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-3	Shell-Thin	~7	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-4	Shell-Thin	~7	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-4	Shell-Thin	~6	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-7	Shell-Thin	~6	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-8	Shell-Thin	~6	sigma suelo	Combination	1.81
1	1-7	Shell-Thin	~12	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-8	Shell-Thin	~12	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-11	Shell-Thin	~17	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-11	Shell-Thin	~12	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-12	Shell-Thin	~12	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-12	Shell-Thin	~17	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-15	Shell-Thin	~17	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-16	Shell-Thin	~17	sigma suelo	Combination	1.8
1	1-15	Shell-Thin	~22	sigma suelo	Combination	1.79
1	1-16	Shell-Thin	~22	sigma suelo	Combination	1.79
1	1-19	Shell-Thin	~22	sigma suelo	Combination	1.79
1	1-20	Shell-Thin	~22	sigma suelo	Combination	1.79
1	1-19	Shell-Thin	~27	sigma suelo	Combination	1.78
1	1-20	Shell-Thin	~27	sigma suelo	Combination	1.78
1	1-23	Shell-Thin	~27	sigma suelo	Combination	1.78

1	1-24	Shell-Thin	~27	sigma suelo	Combination	1.78
2	2-8	Shell-Thin	~41	sigma suelo	Combination	1.78
2	2-12	Shell-Thin	~41	sigma suelo	Combination	1.78
1	1-23	Shell-Thin	~31	sigma suelo	Combination	1.75
1	1-24	Shell-Thin	~31	sigma suelo	Combination	1.75
2	2-3	Shell-Thin	~31	sigma suelo	Combination	1.75
2	2-4	Shell-Thin	~31	sigma suelo	Combination	1.75
2	2-12	Shell-Thin	~46	sigma suelo	Combination	1.73
2	2-16	Shell-Thin	~46	sigma suelo	Combination	1.73
1	1-2	Shell-Thin	~4	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-2	Shell-Thin	~5	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-3	Shell-Thin	~5	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-3	Shell-Thin	~4	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-6	Shell-Thin	~4	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-7	Shell-Thin	~4	sigma suelo	Combination	1.71
2	2-3	Shell-Thin	~35	sigma suelo	Combination	1.71
2	2-4	Shell-Thin	~35	sigma suelo	Combination	1.71
2	2-7	Shell-Thin	~35	sigma suelo	Combination	1.71
2	2-8	Shell-Thin	~35	sigma suelo	Combination	1.71
1	1-6	Shell-Thin	~11	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-7	Shell-Thin	~11	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-10	Shell-Thin	~16	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-10	Shell-Thin	~11	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-11	Shell-Thin	~11	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-11	Shell-Thin	~16	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-14	Shell-Thin	~16	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-15	Shell-Thin	~16	sigma suelo	Combination	1.7
2	2-16	Shell-Thin	~51	sigma suelo	Combination	1.7
2	2-20	Shell-Thin	~51	sigma suelo	Combination	1.7
1	1-14	Shell-Thin	~21	sigma suelo	Combination	1.69
1	1-15	Shell-Thin	~21	sigma suelo	Combination	1.69
1	1-18	Shell-Thin	~21	sigma suelo	Combination	1.69
1	1-19	Shell-Thin	~21	sigma suelo	Combination	1.69
1	1-18	Shell-Thin	~26	sigma suelo	Combination	1.67
1	1-19	Shell-Thin	~26	sigma suelo	Combination	1.67
1	1-22	Shell-Thin	~26	sigma suelo	Combination	1.67
1	1-23	Shell-Thin	~26	sigma suelo	Combination	1.67
2	2-20	Shell-Thin	~56	sigma suelo	Combination	1.67
2	2-24	Shell-Thin	~56	sigma suelo	Combination	1.67
2	2-7	Shell-Thin	~40	sigma suelo	Combination	1.66
2	2-8	Shell-Thin	~40	sigma suelo	Combination	1.66
2	2-11	Shell-Thin	~40	sigma suelo	Combination	1.66

2	2-12	Shell-Thin	~40	sigma suelo	Combination	1.66
1	1-22	Shell-Thin	~30	sigma suelo	Combination	1.64
1	1-23	Shell-Thin	~30	sigma suelo	Combination	1.64
2	2-2	Shell-Thin	~30	sigma suelo	Combination	1.64
2	2-3	Shell-Thin	~30	sigma suelo	Combination	1.64
2	2-24	Shell-Thin	2	sigma suelo	Combination	1.64
1	1-1	Shell-Thin	~3	sigma suelo	Combination	1.62
1	1-2	Shell-Thin	~3	sigma suelo	Combination	1.62
2	2-11	Shell-Thin	~45	sigma suelo	Combination	1.62
2	2-12	Shell-Thin	~45	sigma suelo	Combination	1.62
2	2-15	Shell-Thin	~45	sigma suelo	Combination	1.62
2	2-16	Shell-Thin	~45	sigma suelo	Combination	1.62
1	1-1	Shell-Thin	~2	sigma suelo	Combination	1.61
1	1-2	Shell-Thin	~2	sigma suelo	Combination	1.61
1	1-5	Shell-Thin	~2	sigma suelo	Combination	1.61
1	1-6	Shell-Thin	~2	sigma suelo	Combination	1.61
1	1-5	Shell-Thin	~10	sigma suelo	Combination	1.6
1	1-6	Shell-Thin	~10	sigma suelo	Combination	1.6
1	1-9	Shell-Thin	~10	sigma suelo	Combination	1.6
1	1-10	Shell-Thin	~10	sigma suelo	Combination	1.6
2	2-2	Shell-Thin	~34	sigma suelo	Combination	1.6
2	2-3	Shell-Thin	~34	sigma suelo	Combination	1.6
2	2-6	Shell-Thin	~34	sigma suelo	Combination	1.6
2	2-7	Shell-Thin	~34	sigma suelo	Combination	1.6
1	1-9	Shell-Thin	~15	sigma suelo	Combination	1.59
1	1-10	Shell-Thin	~15	sigma suelo	Combination	1.59
1	1-13	Shell-Thin	~15	sigma suelo	Combination	1.59
1	1-14	Shell-Thin	~15	sigma suelo	Combination	1.59
2	2-15	Shell-Thin	~50	sigma suelo	Combination	1.59
2	2-16	Shell-Thin	~50	sigma suelo	Combination	1.59
2	2-19	Shell-Thin	~50	sigma suelo	Combination	1.59
2	2-20	Shell-Thin	~50	sigma suelo	Combination	1.59
1	1-13	Shell-Thin	~20	sigma suelo	Combination	1.58
1	1-14	Shell-Thin	~20	sigma suelo	Combination	1.58
1	1-17	Shell-Thin	~20	sigma suelo	Combination	1.58
1	1-18	Shell-Thin	~20	sigma suelo	Combination	1.58
1	1-17	Shell-Thin	~25	sigma suelo	Combination	1.56
1	1-18	Shell-Thin	~25	sigma suelo	Combination	1.56
1	1-21	Shell-Thin	~25	sigma suelo	Combination	1.56
1	1-22	Shell-Thin	~25	sigma suelo	Combination	1.56
2	2-19	Shell-Thin	~55	sigma suelo	Combination	1.56
2	2-20	Shell-Thin	~55	sigma suelo	Combination	1.56

2	2-23	Shell-Thin	~55	sigma suelo	Combination	1.56
2	2-24	Shell-Thin	~55	sigma suelo	Combination	1.56
2	2-6	Shell-Thin	~39	sigma suelo	Combination	1.55
2	2-7	Shell-Thin	~39	sigma suelo	Combination	1.55
2	2-10	Shell-Thin	~39	sigma suelo	Combination	1.55
2	2-11	Shell-Thin	~39	sigma suelo	Combination	1.55
2	2-23	Shell-Thin	~59	sigma suelo	Combination	1.54
2	2-24	Shell-Thin	~59	sigma suelo	Combination	1.54
1	1-21	Shell-Thin	~29	sigma suelo	Combination	1.53
1	1-22	Shell-Thin	~29	sigma suelo	Combination	1.53
2	2-1	Shell-Thin	~29	sigma suelo	Combination	1.53
2	2-2	Shell-Thin	~29	sigma suelo	Combination	1.53
1	1-1	Shell-Thin	10	sigma suelo	Combination	1.52
3	3-4	Shell-Thin	10	sigma suelo	Combination	1.52
2	2-10	Shell-Thin	~44	sigma suelo	Combination	1.51
2	2-11	Shell-Thin	~44	sigma suelo	Combination	1.51
2	2-14	Shell-Thin	~44	sigma suelo	Combination	1.51
2	2-15	Shell-Thin	~44	sigma suelo	Combination	1.51
1	1-1	Shell-Thin	~1	sigma suelo	Combination	1.5
1	1-5	Shell-Thin	~1	sigma suelo	Combination	1.5
3	3-4	Shell-Thin	~1	sigma suelo	Combination	1.5
3	3-8	Shell-Thin	~1	sigma suelo	Combination	1.5
1	1-5	Shell-Thin	~9	sigma suelo	Combination	1.49
1	1-9	Shell-Thin	~9	sigma suelo	Combination	1.49
3	3-8	Shell-Thin	~9	sigma suelo	Combination	1.49
3	3-12	Shell-Thin	~9	sigma suelo	Combination	1.49
1	1-9	Shell-Thin	~14	sigma suelo	Combination	1.48
1	1-13	Shell-Thin	~14	sigma suelo	Combination	1.48
2	2-14	Shell-Thin	~49	sigma suelo	Combination	1.48
2	2-15	Shell-Thin	~49	sigma suelo	Combination	1.48
2	2-18	Shell-Thin	~49	sigma suelo	Combination	1.48
2	2-19	Shell-Thin	~49	sigma suelo	Combination	1.48
3	3-12	Shell-Thin	~14	sigma suelo	Combination	1.48
3	3-16	Shell-Thin	~14	sigma suelo	Combination	1.48
2	2-1	Shell-Thin	~33	sigma suelo	Combination	1.47
2	2-2	Shell-Thin	~33	sigma suelo	Combination	1.47
2	2-5	Shell-Thin	~33	sigma suelo	Combination	1.47
2	2-6	Shell-Thin	~33	sigma suelo	Combination	1.47
1	1-13	Shell-Thin	~19	sigma suelo	Combination	1.46
1	1-17	Shell-Thin	~19	sigma suelo	Combination	1.46
2	2-18	Shell-Thin	~54	sigma suelo	Combination	1.46
2	2-19	Shell-Thin	~54	sigma suelo	Combination	1.46

2	2-22	Shell-Thin	~54	sigma suelo	Combination	1.46
2	2-23	Shell-Thin	~54	sigma suelo	Combination	1.46
3	3-16	Shell-Thin	~19	sigma suelo	Combination	1.46
3	3-20	Shell-Thin	~19	sigma suelo	Combination	1.46
1	1-17	Shell-Thin	~24	sigma suelo	Combination	1.43
1	1-21	Shell-Thin	~24	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-5	Shell-Thin	~38	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-6	Shell-Thin	~38	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-9	Shell-Thin	~38	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-10	Shell-Thin	~38	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-22	Shell-Thin	~58	sigma suelo	Combination	1.43
2	2-23	Shell-Thin	~58	sigma suelo	Combination	1.43
3	3-20	Shell-Thin	~24	sigma suelo	Combination	1.43
3	3-24	Shell-Thin	~24	sigma suelo	Combination	1.43
3	3-3	Shell-Thin	~66	sigma suelo	Combination	1.42
3	3-4	Shell-Thin	~66	sigma suelo	Combination	1.42
2	2-9	Shell-Thin	~43	sigma suelo	Combination	1.4
2	2-10	Shell-Thin	~43	sigma suelo	Combination	1.4
2	2-13	Shell-Thin	~43	sigma suelo	Combination	1.4
2	2-14	Shell-Thin	~43	sigma suelo	Combination	1.4
3	3-3	Shell-Thin	~65	sigma suelo	Combination	1.4
3	3-4	Shell-Thin	~65	sigma suelo	Combination	1.4
3	3-7	Shell-Thin	~65	sigma suelo	Combination	1.4
3	3-8	Shell-Thin	~65	sigma suelo	Combination	1.4
1	1-21	Shell-Thin	7	sigma suelo	Combination	1.38
2	2-1	Shell-Thin	7	sigma suelo	Combination	1.38
3	3-7	Shell-Thin	~70	sigma suelo	Combination	1.38
3	3-8	Shell-Thin	~70	sigma suelo	Combination	1.38
3	3-11	Shell-Thin	~70	sigma suelo	Combination	1.38
3	3-12	Shell-Thin	~70	sigma suelo	Combination	1.38
3	3-24	Shell-Thin	7	sigma suelo	Combination	1.38
4	4-4	Shell-Thin	7	sigma suelo	Combination	1.38
2	2-13	Shell-Thin	~48	sigma suelo	Combination	1.37
2	2-14	Shell-Thin	~48	sigma suelo	Combination	1.37
2	2-17	Shell-Thin	~48	sigma suelo	Combination	1.37
2	2-18	Shell-Thin	~48	sigma suelo	Combination	1.37
3	3-11	Shell-Thin	~74	sigma suelo	Combination	1.36
3	3-12	Shell-Thin	~74	sigma suelo	Combination	1.36
3	3-15	Shell-Thin	~74	sigma suelo	Combination	1.36
3	3-16	Shell-Thin	~74	sigma suelo	Combination	1.36
2	2-17	Shell-Thin	~53	sigma suelo	Combination	1.35
2	2-18	Shell-Thin	~53	sigma suelo	Combination	1.35

2	2-21	Shell-Thin	~53	sigma suelo	Combination	1.35
2	2-22	Shell-Thin	~53	sigma suelo	Combination	1.35
2	2-21	Shell-Thin	~57	sigma suelo	Combination	1.34
2	2-22	Shell-Thin	~57	sigma suelo	Combination	1.34
2	2-1	Shell-Thin	~32	sigma suelo	Combination	1.33
2	2-5	Shell-Thin	~32	sigma suelo	Combination	1.33
3	3-15	Shell-Thin	~78	sigma suelo	Combination	1.33
3	3-16	Shell-Thin	~78	sigma suelo	Combination	1.33
3	3-19	Shell-Thin	~78	sigma suelo	Combination	1.33
3	3-20	Shell-Thin	~78	sigma suelo	Combination	1.33
4	4-4	Shell-Thin	~32	sigma suelo	Combination	1.33
4	4-8	Shell-Thin	~32	sigma suelo	Combination	1.33
3	3-2	Shell-Thin	~64	sigma suelo	Combination	1.32
3	3-3	Shell-Thin	~64	sigma suelo	Combination	1.32
2	2-5	Shell-Thin	~37	sigma suelo	Combination	1.3
2	2-9	Shell-Thin	~37	sigma suelo	Combination	1.3
3	3-2	Shell-Thin	~63	sigma suelo	Combination	1.3
3	3-3	Shell-Thin	~63	sigma suelo	Combination	1.3
3	3-6	Shell-Thin	~63	sigma suelo	Combination	1.3
3	3-7	Shell-Thin	~63	sigma suelo	Combination	1.3
4	4-8	Shell-Thin	~37	sigma suelo	Combination	1.3
4	4-12	Shell-Thin	~37	sigma suelo	Combination	1.3
3	3-19	Shell-Thin	~82	sigma suelo	Combination	1.29
3	3-20	Shell-Thin	~82	sigma suelo	Combination	1.29
3	3-23	Shell-Thin	~82	sigma suelo	Combination	1.29
3	3-24	Shell-Thin	~82	sigma suelo	Combination	1.29
2	2-9	Shell-Thin	~42	sigma suelo	Combination	1.28
2	2-13	Shell-Thin	~42	sigma suelo	Combination	1.28
3	3-6	Shell-Thin	~69	sigma suelo	Combination	1.28
3	3-7	Shell-Thin	~69	sigma suelo	Combination	1.28
3	3-10	Shell-Thin	~69	sigma suelo	Combination	1.28
3	3-11	Shell-Thin	~69	sigma suelo	Combination	1.28
4	4-12	Shell-Thin	~42	sigma suelo	Combination	1.28
4	4-16	Shell-Thin	~42	sigma suelo	Combination	1.28
2	2-13	Shell-Thin	~47	sigma suelo	Combination	1.27
2	2-17	Shell-Thin	~47	sigma suelo	Combination	1.27
4	4-16	Shell-Thin	~47	sigma suelo	Combination	1.27
4	4-20	Shell-Thin	~47	sigma suelo	Combination	1.27
2	2-17	Shell-Thin	~52	sigma suelo	Combination	1.25
2	2-21	Shell-Thin	~52	sigma suelo	Combination	1.25
3	3-10	Shell-Thin	~73	sigma suelo	Combination	1.25
3	3-11	Shell-Thin	~73	sigma suelo	Combination	1.25

3	3-14	Shell-Thin	~73	sigma suelo	Combination	1.25
3	3-15	Shell-Thin	~73	sigma suelo	Combination	1.25
4	4-20	Shell-Thin	~52	sigma suelo	Combination	1.25
4	4-24	Shell-Thin	~52	sigma suelo	Combination	1.25
2	2-21	Shell-Thin	8	sigma suelo	Combination	1.24
4	4-24	Shell-Thin	8	sigma suelo	Combination	1.24
3	3-23	Shell-Thin	~85	sigma suelo	Combination	1.23
3	3-24	Shell-Thin	~85	sigma suelo	Combination	1.23
4	4-3	Shell-Thin	~85	sigma suelo	Combination	1.23
4	4-4	Shell-Thin	~85	sigma suelo	Combination	1.23
3	3-1	Shell-Thin	~62	sigma suelo	Combination	1.22
3	3-2	Shell-Thin	~62	sigma suelo	Combination	1.22
3	3-14	Shell-Thin	~77	sigma suelo	Combination	1.21
3	3-15	Shell-Thin	~77	sigma suelo	Combination	1.21
3	3-18	Shell-Thin	~77	sigma suelo	Combination	1.21
3	3-19	Shell-Thin	~77	sigma suelo	Combination	1.21
3	3-1	Shell-Thin	~61	sigma suelo	Combination	1.2
3	3-2	Shell-Thin	~61	sigma suelo	Combination	1.2
3	3-5	Shell-Thin	~61	sigma suelo	Combination	1.2
3	3-6	Shell-Thin	~61	sigma suelo	Combination	1.2
4	4-3	Shell-Thin	~89	sigma suelo	Combination	1.2
4	4-4	Shell-Thin	~89	sigma suelo	Combination	1.2
4	4-7	Shell-Thin	~89	sigma suelo	Combination	1.2
4	4-8	Shell-Thin	~89	sigma suelo	Combination	1.2
4	4-7	Shell-Thin	~93	sigma suelo	Combination	1.18
4	4-8	Shell-Thin	~93	sigma suelo	Combination	1.18
4	4-11	Shell-Thin	~93	sigma suelo	Combination	1.18
4	4-12	Shell-Thin	~93	sigma suelo	Combination	1.18
3	3-5	Shell-Thin	~68	sigma suelo	Combination	1.17
3	3-6	Shell-Thin	~68	sigma suelo	Combination	1.17
3	3-9	Shell-Thin	~68	sigma suelo	Combination	1.17
3	3-10	Shell-Thin	~68	sigma suelo	Combination	1.17
4	4-11	Shell-Thin	~97	sigma suelo	Combination	1.17
4	4-12	Shell-Thin	~97	sigma suelo	Combination	1.17
4	4-15	Shell-Thin	~97	sigma suelo	Combination	1.17
4	4-16	Shell-Thin	~97	sigma suelo	Combination	1.17
3	3-18	Shell-Thin	~81	sigma suelo	Combination	1.16
3	3-19	Shell-Thin	~81	sigma suelo	Combination	1.16
3	3-22	Shell-Thin	~81	sigma suelo	Combination	1.16
3	3-23	Shell-Thin	~81	sigma suelo	Combination	1.16
4	4-15	Shell-Thin	~101	sigma suelo	Combination	1.16
4	4-16	Shell-Thin	~101	sigma suelo	Combination	1.16

4	4-19	Shell-Thin	~101	sigma suelo	Combination	1.16
4	4-20	Shell-Thin	~101	sigma suelo	Combination	1.16
4	4-19	Shell-Thin	~105	sigma suelo	Combination	1.15
4	4-20	Shell-Thin	~105	sigma suelo	Combination	1.15
4	4-23	Shell-Thin	~105	sigma suelo	Combination	1.15
4	4-24	Shell-Thin	~105	sigma suelo	Combination	1.15
4	4-23	Shell-Thin	~108	sigma suelo	Combination	1.14
4	4-24	Shell-Thin	~108	sigma suelo	Combination	1.14
3	3-9	Shell-Thin	~72	sigma suelo	Combination	1.13
3	3-10	Shell-Thin	~72	sigma suelo	Combination	1.13
3	3-13	Shell-Thin	~72	sigma suelo	Combination	1.13
3	3-14	Shell-Thin	~72	sigma suelo	Combination	1.13
3	3-1	Shell-Thin	12	sigma suelo	Combination	1.12
3	3-22	Shell-Thin	~84	sigma suelo	Combination	1.11
3	3-23	Shell-Thin	~84	sigma suelo	Combination	1.11
4	4-2	Shell-Thin	~84	sigma suelo	Combination	1.11
4	4-3	Shell-Thin	~84	sigma suelo	Combination	1.11
3	3-1	Shell-Thin	~60	sigma suelo	Combination	1.09
3	3-5	Shell-Thin	~60	sigma suelo	Combination	1.09
3	3-13	Shell-Thin	~76	sigma suelo	Combination	1.09
3	3-14	Shell-Thin	~76	sigma suelo	Combination	1.09
3	3-17	Shell-Thin	~76	sigma suelo	Combination	1.09
3	3-18	Shell-Thin	~76	sigma suelo	Combination	1.09
4	4-2	Shell-Thin	~88	sigma suelo	Combination	1.08
4	4-3	Shell-Thin	~88	sigma suelo	Combination	1.08
4	4-6	Shell-Thin	~88	sigma suelo	Combination	1.08
4	4-7	Shell-Thin	~88	sigma suelo	Combination	1.08
4	4-6	Shell-Thin	~92	sigma suelo	Combination	1.07
4	4-7	Shell-Thin	~92	sigma suelo	Combination	1.07
4	4-10	Shell-Thin	~92	sigma suelo	Combination	1.07
4	4-11	Shell-Thin	~92	sigma suelo	Combination	1.07
3	3-5	Shell-Thin	~67	sigma suelo	Combination	1.06
3	3-9	Shell-Thin	~67	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-10	Shell-Thin	~96	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-11	Shell-Thin	~96	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-14	Shell-Thin	~100	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-14	Shell-Thin	~96	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-15	Shell-Thin	~96	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-15	Shell-Thin	~100	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-18	Shell-Thin	~100	sigma suelo	Combination	1.06
4	4-19	Shell-Thin	~100	sigma suelo	Combination	1.06
3	3-17	Shell-Thin	~80	sigma suelo	Combination	1.05

3	3-18	Shell-Thin	~80	sigma suelo	Combination	1.05
3	3-21	Shell-Thin	~80	sigma suelo	Combination	1.05
3	3-22	Shell-Thin	~80	sigma suelo	Combination	1.05
4	4-18	Shell-Thin	~104	sigma suelo	Combination	1.05
4	4-19	Shell-Thin	~104	sigma suelo	Combination	1.05
4	4-22	Shell-Thin	~104	sigma suelo	Combination	1.05
4	4-23	Shell-Thin	~104	sigma suelo	Combination	1.05
4	4-22	Shell-Thin	~107	sigma suelo	Combination	1.04
4	4-23	Shell-Thin	~107	sigma suelo	Combination	1.04
3	3-9	Shell-Thin	~71	sigma suelo	Combination	1.02
3	3-13	Shell-Thin	~71	sigma suelo	Combination	1.02
3	3-21	Shell-Thin	~83	sigma suelo	Combination	1.01
3	3-22	Shell-Thin	~83	sigma suelo	Combination	1.01
4	4-1	Shell-Thin	~83	sigma suelo	Combination	1.01
4	4-2	Shell-Thin	~83	sigma suelo	Combination	1.01
3	3-13	Shell-Thin	~75	sigma suelo	Combination	0.98
3	3-17	Shell-Thin	~75	sigma suelo	Combination	0.98
4	4-1	Shell-Thin	~87	sigma suelo	Combination	0.98
4	4-2	Shell-Thin	~87	sigma suelo	Combination	0.98
4	4-5	Shell-Thin	~87	sigma suelo	Combination	0.98
4	4-6	Shell-Thin	~87	sigma suelo	Combination	0.98
4	4-5	Shell-Thin	~91	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-6	Shell-Thin	~91	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-9	Shell-Thin	~95	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-9	Shell-Thin	~91	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-10	Shell-Thin	~91	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-10	Shell-Thin	~95	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-13	Shell-Thin	~95	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-14	Shell-Thin	~95	sigma suelo	Combination	0.96
4	4-13	Shell-Thin	~99	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-14	Shell-Thin	~99	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-17	Shell-Thin	~103	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-17	Shell-Thin	~99	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-18	Shell-Thin	~99	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-18	Shell-Thin	~103	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-21	Shell-Thin	~106	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-21	Shell-Thin	~103	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-22	Shell-Thin	~103	sigma suelo	Combination	0.95
4	4-22	Shell-Thin	~106	sigma suelo	Combination	0.95
3	3-17	Shell-Thin	~79	sigma suelo	Combination	0.94
3	3-21	Shell-Thin	~79	sigma suelo	Combination	0.94
3	3-21	Shell-Thin	13	sigma suelo	Combination	0.9

4	4-1	Shell-Thin	13	sigma suelo	Combination	0.9
4	4-1	Shell-Thin	~86	sigma suelo	Combination	0.87
4	4-5	Shell-Thin	~86	sigma suelo	Combination	0.87
4	4-5	Shell-Thin	~90	sigma suelo	Combination	0.86
4	4-9	Shell-Thin	~90	sigma suelo	Combination	0.86
4	4-9	Shell-Thin	~94	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-13	Shell-Thin	~94	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-13	Shell-Thin	~98	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-17	Shell-Thin	~98	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-17	Shell-Thin	~102	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-21	Shell-Thin	~102	sigma suelo	Combination	0.85
4	4-21	Shell-Thin	14	sigma suelo	Combination	0.85