



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño estructural de la cimentación superficial para una nave industrial – Cercado de Lima - 2021

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTORES:

Mayanga Salazar Jimmy Francisco (ORCID: 0000-0002-2740-4924)

ASESOR(A):

Mg.Carlos Alberto Villegas Martínez (ORCID: 0000-0002-49268556)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico Estructural

LIMA - PERÚ

2021

Dedicatoria:

A Dios y a mis padres por el apoyo incondicional y constante motivación, quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía.

Agradecimiento

Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien con su bendición protege mi vida y la de mi familia.

Así mismo mis agradecimientos a la Universidad Cesar Vallejo, a la facultad de Ingeniería de Civil, por darme la oportunidad de crecer profesionalmente y lograr una de mis metas

ÍNDICE

Dedicatoria:	ii
Agradecimiento	iii
ÍNDICE	iv
Resumen	xiii
Abstract	xiv
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.2.1. Problema general.....	2
1.2.2. Problemas específicos	2
1.3. Objetivos de la investigación	2
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Justificación de la investigación	3
1.5. Importancia de la investigación	4
1.6. Viabilidad de la investigación	4
1.6.1. Limitaciones del estudio.....	5
II. MARCO TEÓRICO	6
2.1. Antecedentes.....	6
2.1.1. Internacionales.....	6
2.1.2. Nacionales.....	7
2.2. Bases teóricas.....	9
2.2.1. Diseño de cimentaciones.....	9
2.2.2. Acero estructural.....	10
2.2.3. Conexiones.....	14
2.2.4. Nave Industrial Metálica.....	16
2.2.5. Norma De Diseño.....	22
2.2.6. Cargas.....	24
III. METODOLOGÍA	32
3.1. Tipo de investigación.....	32
3.2. Diseño de investigación	32
3.3. Nivel de investigación.....	32
3.4. Muestra.....	32
3.5. Muestreo	32
3.6. Población	32
3.7. Hipótesis y Variables.....	32

3.7.1.	Hipótesis general.	32
3.7.2.	Hipótesis específicas.	33
3.8.	Variables y definición general.	33
3.8.1.	Variable Independiente	33
3.8.2.	Variable dependiente	33
3.9.	Técnicas de recolección de datos.	33
3.10.	Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información.	34
3.11.	Aspectos éticos.	34
IV.	MEMORIA DE CÁLCULO	35
4.1	Modelamiento nave industrial.....	35
4.1.1.	Modelamiento del sistema estructural.....	35
4.1.2.	Elementos no estructurales.....	37
4.1.3.	Propiedades de los materiales	38
4.1.4.	Definición de los materiales	40
4.1.5.	Combinaciones de carga.....	45
4.1.6.	Desplazamientos en la estructura	46
4.2.	Diseño De La Placa Base	49
4.2.1.	Diseño de plancha base columna Hss12x12x3/8.....	49
4.2.2.	Propiedades ASTM A36.....	52
4.2.3.	Dimensiones de la plancha base	52
4.2.4.	Fuerzas de diseño.....	53
4.2.5.	Verificación de esfuerzos sobre el concreto.....	53
4.2.6.	Calculo del espesor placa base	56
4.3.	Diseño de los pernos de anclaje	59
4.3.1.	Propiedades del acero	62
4.3.2.	Pre- dimensionamiento previo y propiedades para el diseño.....	63
4.3.3.	Fuerzas para el diseño.....	63
4.3.4.	Diseño del anclaje.....	64
4.4.	Diseño de los pedestales	93
4.4.1.	Diseño de pedestal (Columna HSS12x12x3/8)	93
4.4.2.	Diseño por Corte	102
4.5.	Diseño de cimentaciones	104
4.5.1.	Parámetros del EMS	104
4.5.2.	Diseño de la zapata	105
4.5.3.	Pre dimensionamiento de la zapata	105
4.5.4.	Verificación de presiones en safe 2016	107
4.5.5.	Verificación por volteo.....	115
4.5.6.	Verificación por deslizamiento.....	116
4.5.7.	Diseño por flexión	117
4.6.	Constatación de hipótesis	118

V. DISCUSIÓN.....	120
VI. CONCLUSIONES.....	121
VII. RECOMENDACIONES.....	123
VIII. BIBLIOGRAFÍA.....	124
IX. ANEXOS.....	126

Índice de Tablas

Tabla N° 1: Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje.	15
Tabla N° 2: Factores de Zona.	30
Tabla N° 3: Límites de distorsión – E030	47
Tabla N° 4: Reacciones máximas en la columna principal	51
Tabla N° 5: Propiedades ASTM A36	52
Tabla N° 6: Dimensiones de la plancha base	52
Tabla N° 7: Calidad de aceros típicos para pernos de anclaje	59
Tabla N° 8: Propiedades de acero SAE1045	62
Tabla N° 9: Fuerzas de la estructura principal al pedestal	94
Tabla N° 10: Fuerzas y momentos en el concreto por falla balanceada	96
Tabla N° 11: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de tensión	97
Tabla N° 12: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de compresión punto 4	98
Tabla N° 13: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de tensión punto 5	99
Tabla N° 14: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de compresión punto 6	100
Tabla N° 15: Reacciones de la columna	106
Tabla N° 16: Reacciones de la columna incl pedestal	106
Tabla N° 17: Verificación de la estabilidad por volteo de la zapata	116
Tabla N° 18: Verificación de estabilidad por deslizamiento	117
Tabla N° 19: Esfuerzo último de diseño en la zapata	117

Índice de Figuras

Figura N° 1: Esfuerzo-Deformación de estructuras de acero.....	12
Figura N° 2: Tipos de perfiles.....	14
Figura N° 3: Prototipo de nave industrial propuesto.....	17
Figura N° 4: Perfil HSS12x12x3/8.....	19
Figura N° 5: Perfil W 16*26.....	20
Figura N° 6: Celosías a dos aguas.....	20
Figura N° 7: Celosías a dos aguas.....	21
Figura N° 8: Celosías a dos aguas.....	21
Figura N° 8: Cobertura y cerramientos.....	22
Figura N° 10: Materiales utilizados.....	25
Figura N° 11: Elemento Shell en la estructura.....	25
Figura N° 12: Aplicando carga en sentido de la gravedad.....	26
Figura N° 13: Mapa eólico del Perú para un periodo de retorno de 50 años.....	27
Figura N° 14: Configuración de las presiones y succiones para la dirección de viento en barlovento. En la cobertura, dirección eje local +3; en el cerramiento, eje local +3.....	28
Figura N° 15: Mapa de zonas sísmicas.....	30
Figura N° 16: Espectro de respuesta.....	31
Figura N° 17: Matriz de Operacionalización.....	33
Figura N° 18: Modelamiento de la nave industrial.....	35
Figura N° 19: Vista pórtico típico plano XZ.....	36
Figura N° 20: Vista elevación en el plano YZ.....	36
Figura N° 21: Modelamiento representativo.....	37
Figura N° 22: Modelamiento sin elementos no estructurales.....	38
Figura N° 23: Ventana SAP 2000 – definición de materiales.....	39
Figura N° 24: Nudos barras y apoyos del modelo.....	39
Figura N° 25: Elementos área del modelo.....	40
Figura N° 26: Secciones en pórtico típico plano XZ.....	41
Figura N° 27: Sección en pórtico típico YZ.....	41
Figura N° 28: Sección en pórtico típico XY.....	42
Figura N° 29: Definición de los materiales.....	42
<i>Figura N° 30: Definición de los materiales.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura N° 31: Definición de los materiales.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura N° 32: Definición de los materiales.....</i>	<i>44</i>
Figura N° 33: Combinaciones para el análisis.....	45
Figura N° 34: Combinaciones para el diseño.....	45
Figura N° 35: Desplazamientos de la estructura.....	46
Figura N° 36: Estructura deformada respecto a sismo.....	48
Figura N° 37: Componentes de conexión de columna metálica.....	49
Figura N° 38: Placa base con grandes excentricidades.....	50
Figura N° 39: Geometría de placa base de columna (21”*21”).....	51

Figura N° 40: Dimensiones del pedestal (23"*23")	51
Figura N° 41: Distancia del eje del perno al borde	52
Figura N° 42: Placa base caso 3	54
Figura N° 43: Línea de cedencia asumido	56
Figura N° 44: Línea de cedencia resistente a momentos	56
Figura N° 45: Sección a través de un cono de falla.....	60
Figura N° 46: Vista de planta por arrancamiento a tracción	60
Figura N° 47: Cono de arrancamiento por cortante.....	60
Figura N° 48: Características de la barra de acero carbono SAE 1045	61
Figura N° 49: Modos de falla.....	62
Figura N° 50: Modos de falla.....	65
<i>Figura N° 51: tensión máxima absoluta en la placa base (axial)</i>	<i>65</i>
Figura N° 52: Visualización de resultados a tensión por carga axial	66
Figura N° 53: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.013 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 01.....	66
Figura N° 54: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=52.19 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 2.....	67
<i>Figura N° 55: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=99.37 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 03.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura N° 56 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=157.44 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 04.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura N° 57 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=207.74 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 05.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura N° 58 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=265.16 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 06.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura N° 59 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=320.93 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 07.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura N° 60: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=373.19 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 08.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura N° 61: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=422.38 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 09.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura N° 62: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=475.17 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 10.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura N° 63: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=526.78 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 11</i>	<i>71</i>
<i>Figura N° 64: Vista en planta y 3d donde indica que no sobrepasa la condición de plastificación de la placa base.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura N° 65: Vista en planta y 3d de la condición por corte.....</i>	<i>73</i>
Figura N° 66: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.00019 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 01.....	73
Figura N° 67: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.327 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 02.....	74

<i>Figura N° 68:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.57$ Kgf/cm ² – Paso 03.....	74
<i>Figura N° 69:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.87$ Kgf/cm ² – Paso 04.....	75
<i>Figura N° 70:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=1.16$ Kgf/cm ² – Paso 05.....	75
<i>Figura N° 71:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=1.44$ Kgf/cm ² – Paso 06.....	76
<i>Figura N° 72:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=3.7317$ Kgf/cm ² – Paso 07.....	76
<i>Figura N° 73:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.05$ Kgf/cm ² – Paso 08.....	77
<i>Figura N° 74:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.35$ Kgf/cm ² – Paso 09.....	77
<i>Figura N° 75:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.63$ Kgf/cm ² – Paso 10.....	78
<i>Figura N° 76:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.86$ Kgf/cm ² – Paso 11.....	78
<i>Figura N° 77:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=0.266$ Kgf/cm ² – Paso 1.....	79
<i>Figura N° 78:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=521.698$ Kgf/cm ² – Paso 2.....	80
<i>Figura N° 79:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=1039.86$ Kgf/cm ² – Paso 3.....	80
<i>Figura N° 80:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=1556.88$ Kgf/cm ² – Paso 4.....	81
<i>Figura N° 81:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=2070.57$ Kgf/cm ² – Paso 5.....	81
<i>Figura N° 82:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=2409.12$ Kgf/cm ² – Paso 6.....	82
<i>Figura N° 83:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=3102.38$ Kgf/cm ² – Paso 7.....	82
<i>Figura N° 84:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=3611.60$ Kgf/cm ² – Paso 8.....	83
<i>Figura N° 85:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=4140.07$ Kgf/cm ² – Paso 9.....	83
<i>Figura N° 86:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=4577.59$ Kgf/cm ² – Paso 10.....	84
<i>Figura N° 87:</i> Selección y cambio de espesor de la placa base (1" a 1 1/2").....	84
<i>Figura N° 88:</i> Placa base e=1 pulg.....	85
<i>Figura N° 89:</i> Procesamiento de resultados sap2000	85
<i>Figura N° 90:</i> Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2033.88$ Kgf/cm ² – Paso 9.....	86

Figura N° 91: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2288.06 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 10.....	86
Figura N° 91: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2446.87 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 11.....	87
Figura N° 93: Esfuerzo a la cedencia debido a Momento-Axial y corte (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2289.86 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 11	87
Figura N° 94: Esfuerzo a la cedencia debido a Axial y Momento (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2468.75 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 9	88
Figura N° 95: Esfuerzo a la cedencia debido a Axial y Corte (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=533.32 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 10.....	88
Figura N° 96: Deformada por fuerza axial Paso 01	89
Figura N° 97: Punto de Compresión debido a Fuerza Axial (deformada -0.252mm) Paso 11	89
Figura N° 98: Punto de Tracción debido a Fuerza Axial (deformada 0.028mm) Paso 11	90
Figura N° 99: Punto de Compresión debido a Corte (deformada -0.00201mm) Paso 11	90
Figura N° 100: Punto de Tracción debido a Corte (deformada -0.00148mm) Paso 11	91
Figura N° 101: Punto de Compresión debido a Momento (deformada -1.147mm) Paso 11	91
Figura N° 102: Punto de Tracción debido a momentos (deformada 0.4707mm) Paso 11	92
Figura N° 103: Punto de Compresión debido a Axial y Corte (deformada -0.179mm) Paso 10	92
Figura N° 104: Punto de Tracción debido a Axial y Corte (deformada 0.26mm) Paso 10	93
Figura N° 105: Acero colocado en el pedestal	95
Figura N° 106: Diagrama de interacción del pedestal	101
Figura N° 107: Consideraciones en el diseño de la zapata	104
Figura N° 108: Pórticos de nave industrial	105
Figura N° 109: Carga de servicio 1	108
Figura N° 110: Carga de servicio 2 xx.....	108
Figura N° 111: Carga de servicio 2 yy.....	109
Figura N° 112: Carga de servicio 3 xx.....	109
Figura N° 113: Carga de servicio 3 yy.....	110
Figura N° 114: Verificación de esfuerzos por cargas de servicio 1	110
Figura N° 115: Esfuerzo máximo de servicio 1	111
Figura N° 116: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible S1	111
Figura N° 117: Esfuerzo máximo servicio 2xx.....	112
Figura N° 118: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S-2xx)	112
Figura N° 119: Esfuerzo máximo servicio 2yy.....	113
Figura N° 120: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S- 2yy)	113

Figura N° 121: Esfuerzo máximo servicio 3xx.....	114
Figura N° 122: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S-3xx)	114
Figura N° 123: Esfuerzo máximo servicio 3yy.....	115

Resumen

La presente tesis trata del diseño de la cimentación superficial destinadas a soportar una nave industria, el diseño se basa a las normas nacionales e internacionales aplicadas en nuestro país. Este diseño está proyectado a la construcción de una nave industrial de acero conformado por columnas y pórticos a dos aguas metálicas.

En el diseño de las zapatas aisladas se analizaron por compresión y volteo , la cual define la geometría de la estructura, la misma que debe cumplir con la capacidad admisible del suelo (1.68 kg/ cm^2) , a su vez se realizó el diseño por volteo , corte , punzonamiento y flexión.

Se modela un prototipo de nave industrial en el programa SAP2000 y se le aplican las cargas correspondientes para el cálculo de las reacciones de compresión y tracción en la base de la estructura metálica; con las reacciones halladas en la base de la estructura metálica se procede con los cálculos correspondientes para las distintas verificaciones de la cimentación superficial , donde se calcula el diseño estructural de las zapatas y pedestales , de la misma manera se calcula las dimensiones de la plancha base así como la distribución de los anclajes

Se concluye que los perfiles metálicos calculados para la nave industrial y el diseño de la zapata aislada cumple con lo establecido en las normas nacionales e internacionales aplicadas en nuestro país

Palabras claves: cimentación superficial , nave industrial, pórticos, capacidad admisible, pedestales

Abstract

This thesis deals with the design of the superficial foundations destined to support an industrial warehouse, the design is based on the national and international standards applied in our country. This design is projected for the construction of a steel industrial warehouse made up of columns and metal gabled porticoes.

In the design of the isolated footings they were analyzed by compression and turning, which defines the geometry of the structure, which must comply with the admissible capacity of the soil (1.68 kg/ cm^2), in turn it was carried out the design by turning, cutting, punching and bending.

A prototype of an industrial building is modeled in the SAP2000 program and the corresponding loads are applied to it to calculate the compression and traction reactions at the base of the metallic structure; With the reactions found in the base of the metallic structure, we proceed with the corresponding calculations for the different verifications of the superficial foundations, where the structural design of the footings and pedestals is calculated, in the same way the dimensions of the base plate are calculated. as well as the distribution of the anchors

It is concluded that the metallic profiles calculated for the industrial warehouse and the design of the insulated footing comply with the provisions of the national and international standards applied in our country.

Keywords: shallow foundation, industrial building, porticoes, admissible capacity, pedestals

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción de la realidad problemática

Entre los años 1813 y 1820 con el apogeo de la revolución industrial, las sociedades europeas tuvieron un significativo incremento en el uso y construcción de fábricas y naves industriales. Muchas de estas nuevas estructuras tenían entre sus principales defectos malas condiciones de ventilación, iluminación, defectos en el diseño, entre otros. Esta situación fue cambiando producto del surgimiento de nuevas metodologías de diseño, así como de nuevos materiales, las primeras estructuras industriales fueron construidas de madera y se apoyaban sobre muros portantes, estas tenían bóvedas que distribuían su peso en vigas que también eran de madera. Más adelante, otros requisitos fueron añadidos al diseño de estas, como son la adecuación de espacios más amplios, iluminados y ventilados.

El Perú en el transcurso de los años cincuenta obtuvo una estabilidad y crecimiento económico alto. En ese tiempo surgía la guerra de Corea la cual fue el apogeo de crecimiento para la compra de minerales a nivel mundial. Este fue uno de los principales objetivos del presidente Manuel A. Odría que llevó a la industrialización del país fundando varias empresas industriales. Bajo el mismo criterio de la industrialización el Perú establece la primera empresa productora de acero en el año 1956, la planta siderúrgica de Chimbote y la hidroeléctrica del Cañón del Pato. En el año 1958 asumiendo el mandato del Perú el presidente Manuel Prado inaugura la planta siderúrgica de Chimbote poniendo en operación el horno de la planta.

De esta manera, a nivel nacional e internacional, cada vez son más el número de instalaciones industriales requeridas, así como el nivel de exigencia en el uso que se les dará, a nivel nacional, según datos publicados por el INEI en el año 2015, se tenían identificadas 167 mil 647 industrias.

El desarrollo de este y otros indicadores hacen necesario el analizar y proyectar estructuras que consideren un adecuado aprovechamiento de espacios libres, lo que se traduce en un reto para el análisis de las estructuras, reduciendo muchas veces la libertad que tiene el proyectista para proponer la distribución de los elementos resistentes. La Nave Industrial en Cercado de Lima, plantea ser una área

de taller de metalmecánica. Se encarga de todo lo relacionado con la fabricación de estructuras de acero.

La Nave industrial, cuenta con un terreno ubicada en la Av. Víctor Reynel 295, Distrito de Cercado de Lima, provincia y departamento de Lima, el proyecto comprende el Diseño estructural de la cimentación superficial, destinada a la labor de un taller de metalmecánica .

El área de la Nave industrial es de 1000 m², sobre la cual se va realizar la construcción de una nave industrial , formada por columnas metálicas y pórticos de acero.

Considerando las nuevas necesidades de la Nave Industrial, así como otras requeridas por cuestiones normativas se concluye que es necesario realizar un diseño estructural de las cimentaciones superficiales para su construcción en cercado de lima

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál será el diseño estructural de la cimentación superficial de la nave industrial Cercado de Lima-2021?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál será el tipo de nave industrial utilizado para las cimentaciones superficiales?
- ¿Cómo se determinara los refuerzos en la base de la cimentación superficial de la nave industrial - Cercado de Lima - 2021?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general.

- El objetivo de la presente tesis es el estudio y diseño de la cimentación superficial par una nave industrial sometida bajos sus principales demandas y respetando las normativas vigentes

1.3.2. Objetivos específicos

- Modelar un prototipo de nave industrial en el software SAP 2000 y aplicar las cargas correspondientes según las combinaciones e hipótesis trabajadas en la tesis .
- Determinar los refuerzos en la base por flexión y corte de la cimentación superficial de la nave industrial – cercado de lima - 2021

1.4. Justificación de la investigación

El acero en el sector de la construcción tiene muchas ventajas al momento de ser comparado con otros materiales convencionales como el concreto armado. Un ejemplo de esto es que, a nivel internacional, en Europa y los Estados Unidos de Norteamérica, hay una reducción significativa en el uso de concreto, debido a que este es un material que contamina el ambiente. El acero es además un material renovable, es decir que cuando el edificio haya llegado al fin de su vida útil, las estructuras y componentes fabricadas en acero, podrán ser trasladadas hasta plantas siderúrgicas, donde se les podrá reciclar y dar un uso distinto. Según datos de la revista Gerdau Corsa (2010), el acero es el material más reciclado en el mundo ya que un 40% de la producción mundial de acero es realizada a partir de material reciclado (chatarra).

En términos de seguridad, se justifica la propuesta presentada, puesto que la búsqueda de un análisis, cada vez más eficiente, en el que se considere materiales más ligeros para la cobertura de la nave industrial, la adecuada disposición de los elementos, y la normativa vigente, permitirán un adecuado diseño y construcción de la estructura antes mencionada a fin de que cumpla con los requisitos técnicos. En el tema económico, se justifica el planteamiento del presente proyecto, puesto que nuestro país, no puede crecer a toda su capacidad, ya que no cuenta con los medios necesario para el desarrollo adecuado de las industrias y el trabajo de sus colaboradores.

“Países emergentes como el Perú padecen de profundas brechas de infraestructura de acceso básico

Es frecuente en el medio local, que estructuras en las que no se ha considerado un proceso de análisis y diseño adecuado, se considere a la práctica como único

criterio, produciéndose estándares de análisis y diseño al margen de la normativa, los cuales muchas veces no son adecuados, no se consideran por ejemplo muchas veces la totalidad de las cargas de diseño o la actuación simultánea de estas, siendo muy frecuente la falla de este tipo de estructuras por omisiones en el análisis en cargas poco frecuentes como los sismos o las cargas de viento.

Finalmente, y dada la necesidad de la industria nacional de ampliar sus operaciones, esta requiere constantemente del sector construcción, como proveedor de logística y medios técnicos, para el análisis y diseño de infraestructura, este caso el diseño estructural de la cimentación superficial, se justifica por lo tanto la elaboración del presente proyecto ya que se trata de una contribución al desarrollo de la industria nacional.

Este estudio alimentará las expectativas de la demanda creciente del mercado, y como un subproducto, dinamizará también la demanda de proyectos vinculados a la actividad de la construcción, donde los proyectistas asumirán convencidos que las edificaciones industriales en acero son una alternativa rentable en una evaluación beneficio costo a largo plazo.

1.5. Importancia de la investigación

El proyecto es importante, puesto que se constituirá en un antecedente a tener en cuenta para el análisis de estructuras metálicas, considerando que el área aproximada para el análisis del proyecto, es de 1000 m².

1.6. Viabilidad de la investigación

Se considera viable el presente proyecto de investigación por las siguientes razones:

Son numerosos los antecedentes de investigaciones realizadas, en las que se realiza el diseño de estructuras con la finalidad de identificar las más convenientes para las construcciones que se desean (naves industriales, lo cual representa un gran interés del ámbito académico por este tipo de estructuras.

Se cuenta actualmente con herramientas y software digital, que facilitan el diseño de estructuras metálicas. Se cuenta con procedimientos establecidos en la normativa nacional e internacional, como base para el presente proyecto de tesis.

1.6.1. Limitaciones del estudio.

Como limitaciones de la presente investigación, se considera:

Que la investigación tendrá una muestra única, es decir de un caso de estudio ya que se tratara solo del diseño de las cimentaciones superficiales, no se pretende profundizar en el diseño de las estructuras de acero de la nave industrial (conexiones emperradas , soldaduras , etc) que conlleva a un diseño general de la nave industrial

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes.

2.1.1. Internacionales

En la investigación de Maroto Borja, titulada “Optimización del diseño de la cimentación del proyecto Torres Hidalgo aplicando el coeficiente de rigidez del suelo. En la Universidad de Guayaquil, Ecuador”. El autor tuvo como principal objetivo: “Obtener el Diseño óptimo de la Cimentación mediante el cálculo de la rigidez del suelo, para definir su sección transversal considerando los factores de seguridad respectivos. Su metodología fue cuantitativa, tipo aplicada y diseño experimental. Su población fueron conformados por los materiales y la muestra más específicamente por el hormigón”. El autor concluyó: “que aplicando la norma y sus respectivos factores de seguridad tanto en el diseño A y B, se observó que existe un ahorro de los mismos en el diseño B”. (Maroto Borja, 2016, pág. 90).

En este sentido, en otro estudio realizado por Díaz Loachamin, que lleva por título “Proceso constructivo de cimentaciones para edificaciones de hormigón armado de hasta cinco pisos en terrenos saturados, en el barrio Santa Isabel - Cantón Quito”. El autor planteó como objetivo general: “Establecer una metodología de proceso constructivo de cimentaciones en suelos saturados, para viviendas unifamiliares en Santa Isabel de Amaguaña. Como metodología la investigación tuvo una tipología consecuente y aplicada, con nivel exploratorio - correlacional. La población estuvo constituida por 415 construcciones de hormigón armado que se encontraban en malas condiciones de cimentación; la muestra fue de 103 construcciones”. Finalmente concluyó: “Que de las estructuras propuestas la más factible resultó ser la N°1, ya que beneficia en costos y manejabilidad”. (Díaz Loachamín, 2015, pág. 15).

Asimismo, en la investigación de Cataño, que lleva por nombre “Tipificación del diseño de cimentaciones para equipos de subestaciones de alta tensión. En la Escuela de Ingeniería de Antioquia, Colombia”. Como objetivo principal: “Propuso un manual con distintos diseños de cimentaciones para subestaciones de alta tensión considerando las propiedades del suelo (como la capacidad portante) , efectos de sismo , viento y características del equipo de alta tensión. La

metodología fue de tipo aplicada, de nivel exploratorio. La población del estudio estuvo constituida por los distintos diseños de cimentaciones”. El autor concluyó: “Que posterior al análisis de cada método, evidenciando sus ventajas y desventajas, determinó el mejor método para utilizar en las cimentaciones de equipos de subestaciones de alta tensión es ISA”. (Cataño Gil, 2015, pág. 65).

Asimismo, en su investigación reconocida “Cálculo y diseño de una nave industrial con cubierta fotovoltaica y entreplanta. En la universidad Carlos III de Madrid, España”. Donde el objetivo principal: “Realizar el diseño y optimización de una nave industrial con pórticos a dos aguas y cubierta fotovoltaica . La población de estudio fue constituida por las naves industriales, para la muestra se seleccionaron los cálculos y diseños de las naves industriales con cubierta fotovoltaica y entreplanta”. Se concluyó: “El diseño y optimización de la nave industrial fue exitoso , puesto que los resultados fueron positivos y al compararlo con construcciones reales se obtuvieron resultados similares. Siendo este un ejercicio teórico se podría llevar a la realidad realizando modificaciones según considere el propietario”. (Vizúete Martínez, 2013, pág. 10).

2.1.2. Nacionales.

A nivel nacional, “Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares”. El cual tuvo como principal objetivo: “Comprobar que el uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares es positivo. La metodología fue de enfoque mixto, de tipo básica. La población estuvo constituida por las estructuras metálicas multifamiliares. En la investigación se mencionan los efectos positivos al construir con acero como material resistente para el diseño de estructuras metálicas, en su trabajo realiza además comparaciones entre sistemas constructivos, considera para ello indicadores como el tipo de mano de obra utilizada, y los procesos constructivos utilizados, costos de la construcción, entre otros, menciona como otra de las ventajas de construir con estructuras de acero, el que este sistema constructivo es amigable con el ambiente, puesto que a diferencia de otros sistemas constructivos como la albañilería confinada o el concreto armado, este trabaja con elementos que son reciclables”. (San Guzmán Tong & Alessandra, 2014, pág. 15).

En "Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos". Su objetivo principal: "Fue que las reacciones generadas por la estructura principal no superen el esfuerzo admisible del suelo. La metodología fue de tipo aplicada, de diseño experimental. Se pudo verificar que la losa utilizada en toda la estructura fue una losa aligerada ya que tiene luces pequeñas. Una losa de 25cm que cumple con las sollicitaciones de carga por gravedad. Se utilizó una losa maciza de 17cm para la instalación de jardines en la parte delantera y posterior del primer sótano". (Canales Loa & Franklin, 2017, pág. 12).

Tesis titulada "Análisis comparativo del diseño de zapatas aisladas y combinadas rectangulares por flexión Uniaxial y biaxial con programa computacional elaborado y safe". Tuvo como principal objetivo: "Realizar la comparación en el diseño por flexión biaxial y uniaxial de zapatas aisladas y combinadas rectangulares con programas computacionales elaborados por (OIZEI) y SAFE. En la metodología de la investigación se empleó el método deductivo, fue de tipo básica y diseño no experimental. La población del estudio se conformó por los diseños disponibles de zapatas". Se concluyó: "Que el análisis comparativo del diseño de zapatas aisladas y combinadas rectangulares por DIZEI Y SAFE difieren en un cinco por ciento. Asimismo, se concluyó que el buen diseño de la zapata es importante para el buen desarrollo de la estructura principal y que su diseño está basado a los criterios del estudio de mecánica de suelos". (Rodríguez Alcalde, 2015, pág. 25).

En su tesis titulada: "Verificación estructural del edificio Floresty usando elementos finitos embebidos". Donde el objetivo general fue: "La aplicación de elementos embebidos dentro de la cimentación. La metodología de la investigación fue de tipo aplicada, de diseño experimental y nivel exploratorio. La población estuvo conformada por los elementos embebidos para la cimentación". Se concluyó que "El tema propuesto elemento finito embebido aplicado a este modelamiento cumple, porque nos arroja resultados como esfuerzos, fuerzas y desplazamiento que el elemento embebido, en este caso el acero, no se encuentra en contacto nodal en el modelamiento". (Castillo Melgarejo, 2015, pág. 16).

“Análisis y diseño de dos tipos de cimentaciones superficiales usadas en torres de transmisión eléctrica” El diseño se basó en los criterios de las normas nacionales e internacionales aplicadas en nuestro país. Para el estudio se tomó una torre de transmisión de la “línea de transmisión 220kv la virgen – Caripa” de 43.10m de altura. Para definir la geometría de las zapatas se realizaron los cálculos por compresión y volteo y a su vez cumplir con la capacidad admisible del terreno (1kg/cm²). La torre de alta tensión se modela en el programa SAP 2000 donde se define previamente todas las cargas que llegan a la estructura para así obtener las reacciones por compresión y tracción en la base; con las reacciones obtenidas en la base se procede a realizar los cálculos por métodos analíticos y métodos numéricos para las distintas verificaciones comparando así los resultados que se obtiene de las hojas de cálculo con el software SAFE 2016. Con los resultados, se comparan los dos de cimentaciones superficiales diseñados para la estructura, en términos económicos resulta las zapatas aisladas es tipo de cimentación más accesible en comparación con la losa de cimentación. (Caycho,2020,p.03)

2.2. Bases teóricas.

Se considera como principales bases teóricas de esta investigación:

2.2.1. Diseño de cimentaciones.

➤ Aspectos geotécnicos

En el EMS para el estudio definitivo: “diseño estructural de la cimentación superficial para una nave industrial – cercado de lima 2021” se realizó por medio de trabajos de campo a través calicatas, la cual las muestras fueron evaluadas en un laboratorio con fines de identificación y clasificación del suelo, correlación en base a resultados experimentales, con fines de obtener los parámetros de resistencia de sus componentes en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, Capacidad Portante Admisible, Asentamientos y Recomendaciones complementarias para la cimentación

El programa a seguir para este fin es el siguiente:

- Inspección del área de estudio.
- Excavación de calicatas
- Toma de muestras
- Ensayos de Laboratorio

Los ensayos desarrollados en laboratorio fueron ensayos granulométricos, análisis químico del suelo , nivel freático , corte directo, parámetros de resistencia entre otros .

En las propiedades del suelo calculadas mencionamos las más resaltantes , cohesión , ángulo de fricción , clasificación del suelo , capacidad admisible

➤ **Tipo de cimentación superficial utilizada**

Zapatas aisladas

Una de las cimentaciones más usadas en las construcciones de naves industriales , usualmente son cuadradas para distribuir de una mejor los esfuerzos de las cargas transmitidas al suelo. El elemento importante de la zapata aislada es el pedestal ya que este trabaja en conjunto con la estructura principal .

La zapata aislada es ideal ya que el suelo no presenta niveles freáticos altos , por lo cual no se genera daño alguno a la estructura

2.2.2. Acero estructural.

Existen distintos tipos de aceros para la construcción de estructuras metálicas a continuación detallamos los que hemos utilizado en la presente tesis:

- **Acero laminado:** formado por un proceso de laminación vertical u horizontal, el proceso puede ser en frío o en caliente según la estructura
- **Acero colado:** formado por un proceso de colado vertical del material, el proceso del material es en caliente para piezas individuales especiales.

➤ **Ventajas del acero**

Alta resistencia.

La resistencia del acero generalmente se da por su composición química, las estructuras de acero de alta resistencia son utilizados en puentes de luces grandes y en estructuras cimentadas

Uniformidad.

En el acero el cambio de sus propiedades no se aprecia visiblemente en el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto armado

Durabilidad.

Con el correcto mantenimiento de las estructuras de acero estas tienden a tener mayor durabilidad. Todo depende de las situaciones climáticas a las que estén expuestas las estructuras

Ductilidad.

Esta es una propiedad que tienen las estructuras de acero para soportar grandes deformaciones generadas por esfuerzos a tensión. Esto depende de los altos y bajos contenidos de carbono que tendrá la estructura.

Tenacidad.

El acero es tenaz cuando presente alta resistencia y ductilidad. Esta es un aspecto importante de la estructura ya que se pueden someter a golpes ,deformaciones etc sin sufrir alguna fractura en su composición ”.(MENDOZA, 2007, pág. 41).

Reciclables.

“El acero es reciclable ya que puede ser procesado y volver a reutilizarse. Es por ello que es vendido como chatarra en algunos casos”.(Flores Minaya & Merino González, 2016, pág. 22).

➤ Desventajas de acero**Corrosión**

Necesidad de proteger estructuras de acero en climas agresivos con la finalidad de evitar la corrosión ”.(Vélez Trujillo, s. f., pág. 55).

Costo de mantenimiento.

La mayoría de las estructuras de acero están expuestas al aire libre por lo consiguiente el contacto del aire y agua tienden a corroer las estructuras , lo cual lleva a que se proteja periódicamente con pinturas epoxica generando un costo de mantenimiento periódico

Protección contra el fuego.

Las estructuras de acero son excelentes conductores de calor , al incendiarse una estructura de acero su resistencia tiende a reducirse considerablemente. Por lo que se obliga a los contratistas a proteger su edificación con materiales aislantes para

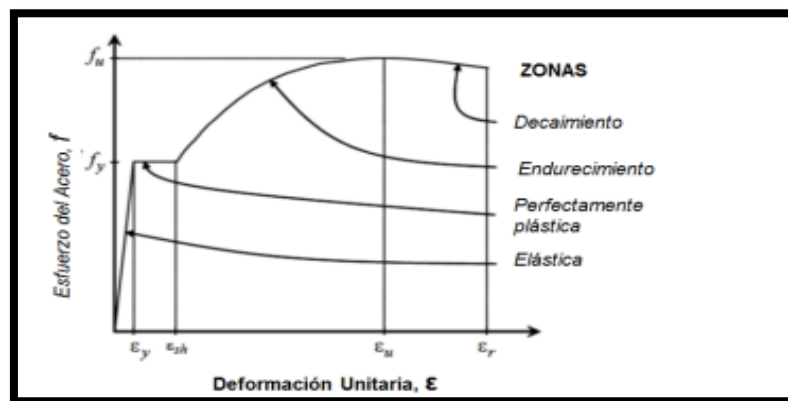
la estructura o acondicionar un sistema contra incendio que cumpla con los requisitos de seguridad para evitar este tipo de accidentes

Propiedades del acero

➤ Relaciones esfuerzo y deformación.

En la construcción de estructuras de acero como puentes y edificios los materiales debe tener un comportamiento químico y mecánico predecible que este limitado por la normativa vigente. El acero estructural trabaja con distintos modelos Esfuerzo-Deformación Unitaria. Uno de los modelos más utilizados para graficar los diagramas de momento de curvatura, es el de Holzer de 1975.

Figura N° 1: Esfuerzo-Deformación de estructuras de acero.



Fuente: Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural.

Parámetros de esfuerzo deformación de acero:

- ϵ =Deformación unitaria .
- f =Esfuerzo.
- E = Módulo de elasticidad.
- f_y = Esfuerzo de fluencia.
- f_u = Máximo esfuerzo.
- ϵ_{sh} = Deformación unitaria empezando zona de endurecimiento.
- ϵ_u = Deformación unitaria respecto al máximo esfuerzo.
- ϵ_r = Deformación unitaria en la rotura.
- $\epsilon_y = f_y / E$

En zona elástica ($E \leq \epsilon_y$).

$$f = E * \epsilon \quad (1)$$

Para la zona perfectamente plástica ($\epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh}$).

$$f = f_y \quad (2)$$

Para la zona de endurecimiento y decaimiento ($\epsilon_{sh} < \epsilon \leq \epsilon_r$).

$$f = f_y (1 + r (f_u / f_y - 1) e^{-(1-r)}) \quad (3)$$

Donde,

$$r = \frac{\epsilon - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \quad (4)$$

(Mora & Aguilar, 2018, pag. 100).

➤ **Aceros de alta resistencia y baja aleación.**

Los aceros utilizados en la presente tesis contiene carbono entre .59% y 1. 70% muy utilizados en estructuras de grandes dimensiones

➤ **Perfiles.**

En los cuales se encuentran los perfiles laminados (LAF), los perfiles laminados (LAC), los perfiles del manual AISC.

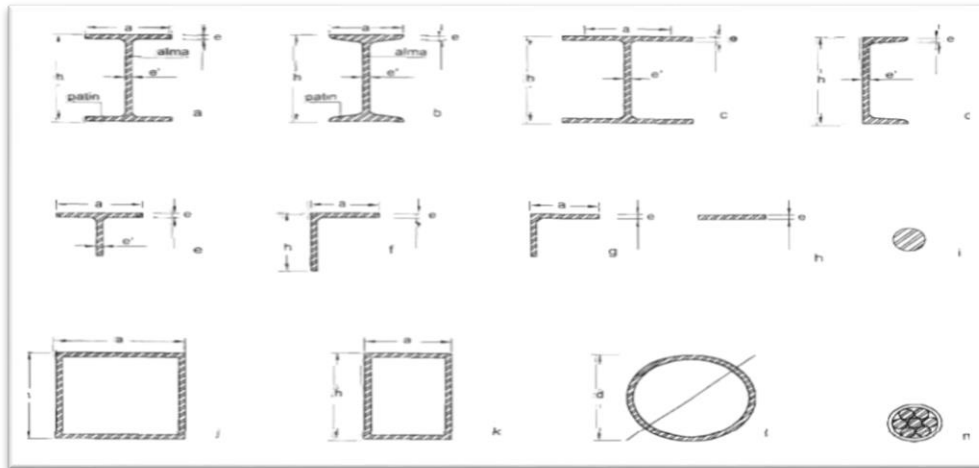
Los perfiles son estructuras ya elaborados con distintos tipos de acero. Estos tienen distintas funciones dependiendo de los esfuerzos generados como compresión y tensión. Se utilizan para viga, columnas, tijerales etc. Estas estructuras tienen dimensiones variadas según el pedido del cliente

Al ser estructuras prefabricadas llegan a alcanzar longitudes altas por lo cual se tiene que tomar consideración en el transporte y montaje de estas mismas

La denominación de los perfiles varía según el país donde se vendan. En el Perú se trabaja con perfiles según el AISC de Estados Unidos, que son las más utilizadas en las construcciones de estructuras de acero. Sin embargo se debe tener bastante cuidado ya que las denominaciones europeas en comparación con las americanas son muy similares o en algunos casos iguales

Existen distintos tipos de perfiles como perfiles I, canales C, perfiles circulares, perfiles cuadrados, ángulos L, así como se detalla en la figura 2

Figura N° 2: Tipos de perfiles.



Fuente: Cálculo y diseño de una nave industrial con cubierta fotovoltaica y entreplanta

➤ **Perfiles nacionales.**

Los perfiles nacional son los que se encuentran en la Normas NTP, se considera los siguientes perfiles para la elaboración de la presente tesis

- Acero estructural ASTM A36
- Acero estructural ASTM A 500
- Acero estructural ASTM A992
- Acero estructural ASTM 615

2.2.3. Conexiones.

“Las conexiones son elementos que unen dos tipos de estructuras para la conformación de una estructura principal (junta).

Las conexiones pueden estar compuesto por pernos o mediante los distintos tipos de soldadura , el diseño de estas debe estar bien calculado ya que si falla alguna conexión esta puede producir el colapso de la estructura principal

Para la presente tesis no se ha realizado el diseño de conexiones , que podrían ser tanto conexiones empernadas como conexiones soldadas, según las exigencias del cliente

El tipo de conexión requerido para la presente tesis y como uno de los cálculos realizados es el diseño de los pernos de anclaje

➤ **Pernos de anclaje.**

Para el diseño de los pernos de anclaje se utilizan fórmulas como las (2.1 – 2.3) , para el diseño de los anclajes, estas se diseñan para que soporten las cargas de la estructura principal

$$* R_n = F_n \cdot A_b \quad (2.1)$$

$$F_n = 75,0 \cdot F_u \quad (2.2)$$

$$\phi = 75,0 \text{ (LRFD)} \quad , \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)} \quad (2.3)$$

Donde:

R_n = tracción del anclaje

F_n = tracción nominal del anclaje

El perno de anclaje se diseña para soportar los momentos generados en la base de la columna producidos por la estructura principal

Para las perforaciones de los agujeros de las planchas bases, se basan a las tolerancias permisibles de la Tabla N°1, siempre y cuando las perforaciones no excedan las dimensiones de las tuerca y arandelas a utilizar. Si las perforaciones exceden las dimensiones de tuercas y arandelas no se estaría cumpliendo con la resistencia al aplastamiento.

Tabla N° 1: Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje.

DIÁMETRO [in]		DIÁMETRO [mm]	
Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje	Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje
1/2	1 1/16	18	32
5/8	1 3/16	22	36
3/4	1 5/16	24	42
7/8	1 9/16	27	48
1	1 13/16	30	51
1 1/4	2 1/16	33	54
1 1/2	2 5/16	36	60
1 3/4	2 3/4	39	63
≥ 2	$d_b + 1 1/4$	42	74

Fuente: Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje, Santiago de Chile, Chile: Universidad de Chile-Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2011 2001.

Se debe tener cuidado en el diseño de los pernos de anclaje respecto a esfuerzos de corte generados por la estructura principal. Esto dependerá de las propiedades de acero que se utilice y de la cantidad de anclajes. Los diseños se realizar bajo las metodologías del AISC o del ACI 318-05. Por el aisc se verifica que la tracción máxima del anclaje sea menor a la resistencia ultima del anclaje, mientras que por el aci se basa en los criterios de que los resultados no deben exceder el esfuerzo de cedencia del acero utilizado

2.2.4. Nave Industrial Metálica.

“A partir de la revolución industrial a mediados del siglo XVIII y hasta la actualidad, las naves industriales se han construido para la producción y almacenaje en diversos sectores y actividades económicas. Una de sus principales características, es que su estructura permite salvar grandes claros debido a que en ellas se albergan líneas de producción, maquinaria, entre otras, que requieren de un espacio amplio y libre.

Las primeras construcciones de naves industriales se realizaban con elementos de madera como vigas y cerchas, mismas que se sostenían sobre muros de carga, con el paso del tiempo y la innovación en los materiales, fue cambiando su sistema constructivo.

En la actualidad son las estructuras de acero las que predominan, y su sistema estructural puede variar, ya sea mediante marcos rígidos formados por columnas y vigas, armaduras y columnas. Para nuestro caso se utiliza un prototipo de nave industrial formado por columnas y pórticos a dos aguas que se apoyan sobre pedestales de concreto armado que nacen de las zapatas aisladas

➤ Tipos:

Naves industriales de acero

Son estructuras más limpias, de construcciones rápidas ventajas de obtener estructuras de luces grandes y mayor iluminación

Naves industriales de estructuras prefabricadas de hormigón.

Estas naves industriales no tiene la capacidad de ser tan altas , ni de tener espacios tan iluminados, económicamente el montaje de estas estructuras son elevados ya que se necesitan grúas de mayor capacidad para su desarrollo.

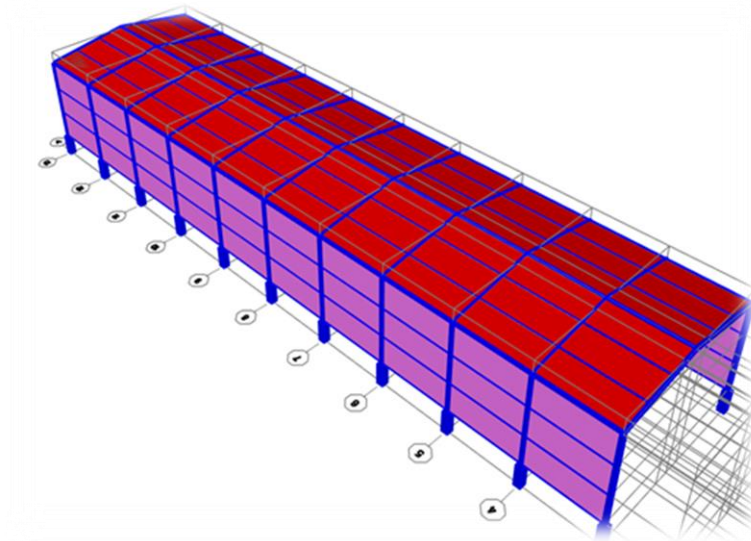
Naves industriales de hormigón.

Estas estructuras ya no son muy comunes, ya que representan más partidas de trabajo y su ejecución toma demasiado tiempo

Naves industriales mixtas.

Estas estructuras tiene una combinación entre acero y hormigón, una de las estructuras muy utilizadas ya que la fusión entre estas dos estructuras hacen que se generen distintas ventajas en la ejecución de sus partidas , para nuestro caso se está empleando un prototipo de nave industrial mixta ya que estamos combinando concreto armado conformado por el pedestal , zapata y la estructura metálica que es la nave industrial como se observa en la figura 3

Figura N° 3: Prototipo de nave industrial propuesto



Fuente: elaboración propia

➤ **Usos de una nave industrial:**

Las edificaciones de acero con el transcurso del tiempo han hecho que una de las principales ventajas sea la de tener espacio más grandes y de mayor iluminación.

Por esta razón es la que el hombre ha recurrido a la creación de naves industriales .

Las naves industriales tienen diferentes usos como

- Almacenes industriales
- Talleres de metalmecánica
- Áreas de manufactura
- Centros comerciales
- Entre otros

Estas se desarrollan para las distintas actividades que generan la producción de nuestro país como actividades culturales , religiosas, comerciales , deportivas.

Para nuestro caso el prototipo de nave industrial propuesto tiene como fin un taller de metalmecánica, encargada de la fabricación de estructuras metálicas

➤ **Columnas metálicas:**

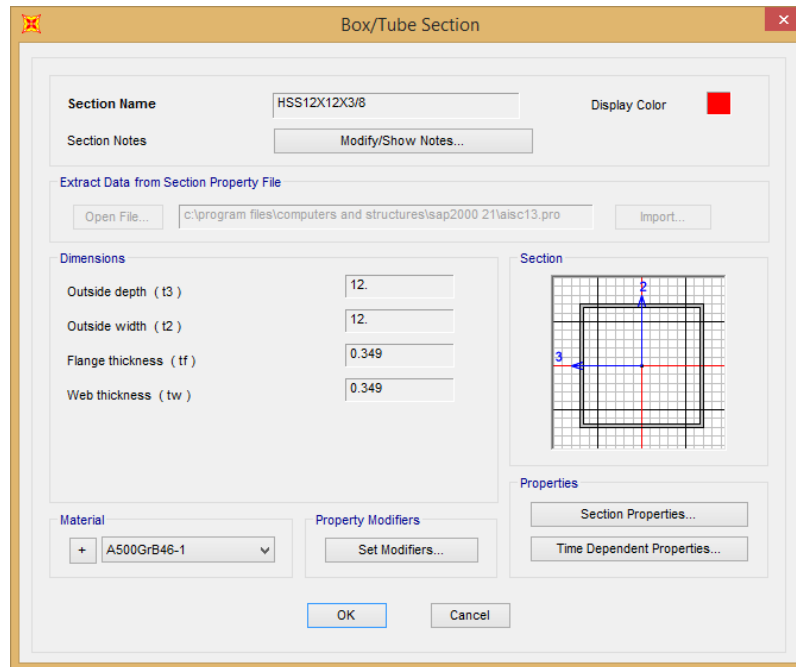
Estas estructuras generalmente se diseñan por los esfuerzos axiales y momentos generados por la estructura principal. Para nuestro caso se desarrolló un pre dimensionamiento previo según las normativa peruana E090. Y según el modelo de nave industrial analizado en el programa sap2000, en la (figura 4) se detallan la geometría realizada

Para nuestro caso se toman columnas tubulares de perfiles HSS 12*12*3/8, el cual son aceros de alta resistencia ASTM A 500

La columna ASTM A500 que tiene las siguientes características::

- Normas involucradas: ASTM A 500-03a
- Propiedades mecánicas:
 - Esfuerzo a la fluencia mínimo : 46 000 psi
 - Esfuerzo a la tensión : 58 000 psi..
 - Elongación mínima en 50 mm (2") : 23%
- Propiedades físicas:
 - Densidad 7.9 g/cm³ (0.284 lb/in³)
- Usos: Para componentes estructurales en general.

Figura N° 4: Perfil HSS12x12x3/8



Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

➤ **Pórticos o tijerales:**

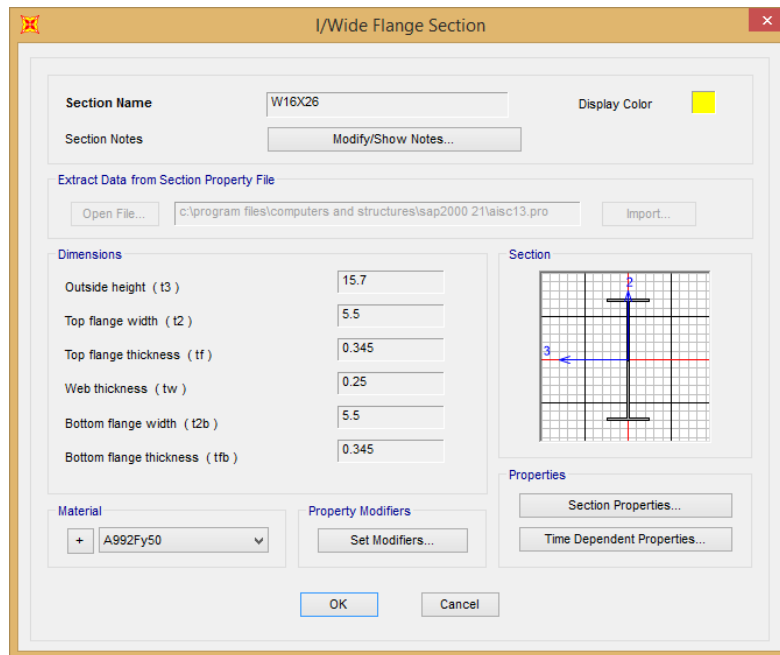
Los pórticos transmiten las cargas de techo a la estructura principal. Elementos que resisten la carga muerta de la cobertura de techo, las cargas de viento y las cargas vivas provenientes de las correas de techo

Para nuestro caso se utilizan pórticos de perfiles w16*26, el cual son aceros de alta resistencia ASTM A992 y su geometría se detalla en la (figura 5)

Los aceros ASTM A992 tiene las siguientes características

- Normas involucradas: ASTM A 992/A 992 M
- Propiedades mecánicas:
 - Esfuerzo a la fluencia mínimo: 345 MPa
 - Esfuerzo a la tensión: 450 MPa.
 - Elongación mínima en 50 mm (2"): 21%
- Propiedades físicas:
 - Densidad 7.85 g/cm³ (0.284 lb/in³)
- Usos: Para la construcción de puentes, edificios.

Figura N° 5: Perfil W 16*26

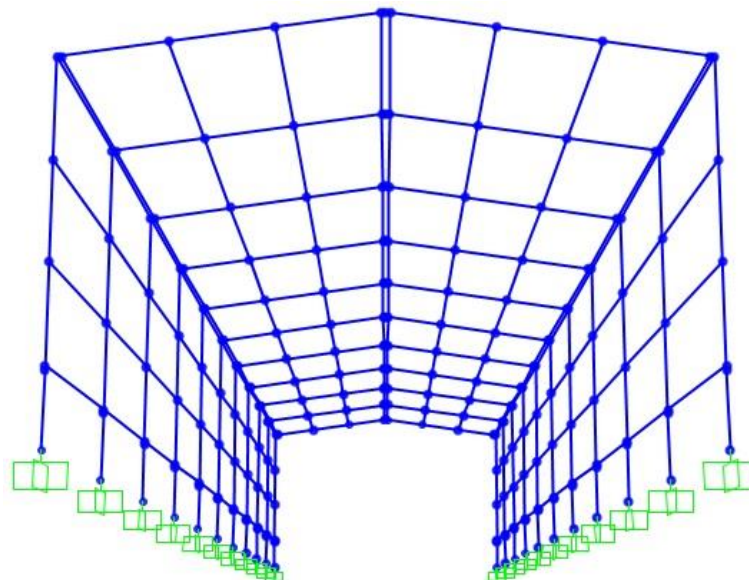


Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

➤ **Pórticos a dos aguas.**

Para nuestro caso se ha considerado pórticos a dos aguas, el techo de la nave industrial tendrá una ligera inclinación como de detalla en la f(igura 6), esto con el fin de evitar que se acumule agua producido por los efectos de la lluvia

Figura N° 6: Celosías a dos aguas.

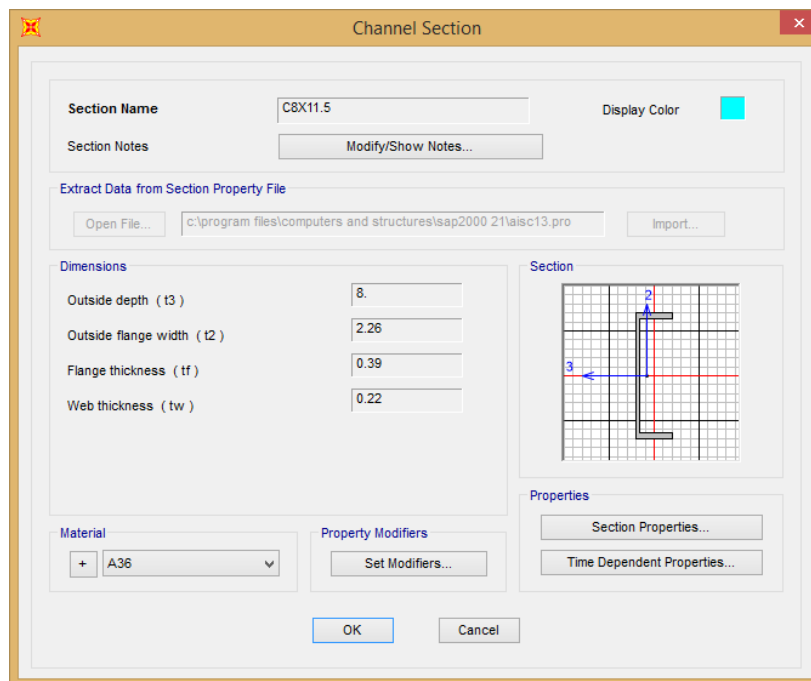


Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

➤ **Viguetas :**

Estas estructuras deben colocarse de tal manera que se distribuya adecuadamente todos los pesos sobre la estructura principal, se coloca como arrojamiento entre pórticos estratégicamente para impedir sus desplazamiento El perfil a trabajar en la presente tesis fue C8*11.5 su propiedades geométricas se detallan en la (figura 7) , con el cual se realizaron los cálculos para el diseño de las cimentaciones superficiales

Figura N° 7: Celosías a dos aguas.



Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

➤ **Coberturas:**

Estas estructuras con consideradas como elementos no estructurales, la cobertura utilizada para la presente tesis es plancha aluzin de espesor 0.5 y sus capacidades de carga se detallan en la (figura 8)

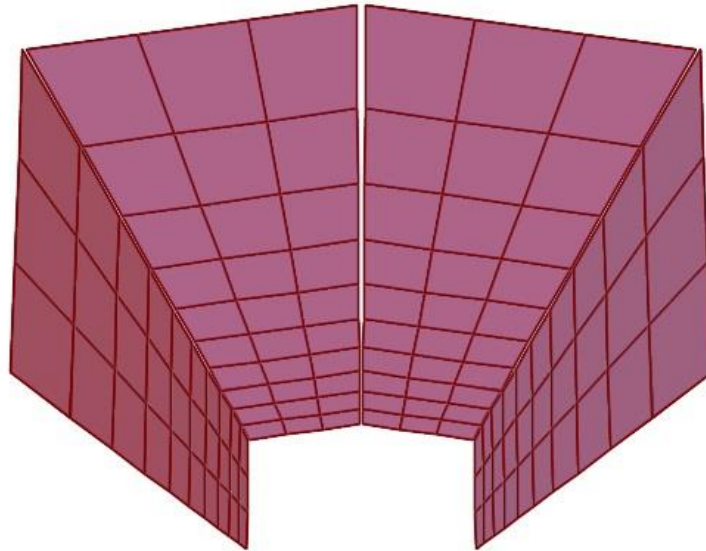
Figura N° 8: Celosías a dos aguas.

Espesor (mm)	Condición de apoyo	CAPACIDADES DE CARGA (KG/M ²)															PESOS				
		DISTANCIA ENTRE APOYOS (m)															Kg/ml	kg/m ²			
		1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50			4.75	5.00	
0.40	Simple	691.60	372.08	224.22	146.12	100.83	72.69	54.25	40.79	34.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.61	3.76
	Doble Tres	691.60	372.08	224.22	146.12	100.83	72.69	54.51	45.27	41.61	-	-	-	-	-	-	-	-			
	o más	865.44	465.93	281.06	183.26	126.65	91.42	68.66	57.13	52.57	36.82	30.28	-	-	-	-	-	-			
0.50	Simple	832.60	465.75	289.75	193.97	137.01	100.83	76.64	60.41	46.69	39.14	31.92	-	-	-	-	-	-	4.40	4.58	
	Doble Tres	832.60	465.75	289.75	193.97	137.01	100.83	76.84	66.94	56.74	52.02	37.56	31.79	-	-	-	-	-			
	o más	1,041.95	583.25	363.16	243.28	172.07	126.78	96.73	84.29	71.71	65.84	47.47	40.20	34.41	-	-	-	-			
0.60	Simple	973.60	559.41	355.27	241.83	173.20	128.97	99.04	80.03	59.27	52.68	42.54	35.76	30.39	-	-	-	-	5.66	5.90	
	Doble Tres	973.60	559.41	355.27	241.83	173.20	128.97	99.04	88.29	71.86	69.80	50.04	42.64	36.72	-	-	-	-			
	o más	1,218.42	700.52	445.23	303.37	217.52	162.15	124.74	111.37	90.79	88.37	65.27	53.96	46.49	31.90	35.42	31.26	-			
0.90	Simple	1,396.60	840.40	551.85	385.39	281.75	213.39	166.23	138.89	97.01	93.30	74.39	63.01	53.93	46.59	40.57	35.59	31.43	8.68	9.04	
	Doble Tres	1,396.60	840.40	551.85	385.39	281.75	213.39	166.23	151.74	116.39	122.23	106.21	97.68	72.90	64.36	57.23	51.21	46.09			
	o más	1,747.53	1,052.40	691.63	483.47	353.87	268.35	209.39	191.39	147.10	154.80	134.80	92.52	92.52	81.74	72.74	65.13	58.65			

Fuente: Empresa Calaminon SAC

La representación al momento de modelar en el programa SAP 2000 está representada como áreas (Shell) como se detalla en la (figura 9)

Figura N° 9: Cobertura y cerramientos.



Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

2.2.5. Norma De Diseño

- **Norma De Diseño Ansi/Aisc 360-10**
- a) **Metodo De Diseño Lrfd.**

Este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla.

Según los estados límites de la estructura representan la seguridad de carga , en las cuales incluyen resistencias plásticas, fracturas, volteos, fatiga, etc

El método LRFD se basa en requisitos específicos de los estados límites de resistencia lo cual permite al diseñador cierta libertad al calcular el área de servicio. Esto genera que el estado límite de servicio de una estructura no sea significativa, si no que se deberá tener mayor consideración en la seguridad y propiedades de las estructuras .

Para el método LRFD las cargas de servicio se multiplican por algunos factores de seguridad (λ_i) que mayormente van de 1.0 a más, la cual da como resultado las cargas factorizadas que serán utilizadas para el cálculo de las estructuras. Las magnitudes halladas de los factores de carga varían según las combinaciones de cargas generadas para el diseño

El diseño se calcula para que la resistencia última de diseño sea capaz de resistir las cargas factorizadas. La resistencia o resistencia nominal (R_n) de la estructura, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, para la tesis tomamos en cuenta las resistencias de los materiales.

El diseño se puede resumir para una estructura de acero según el método de LRFD en : (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga) \leq (factor de resistencia) (resistencia nominal).

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

La fórmula representa que las cargas generadas por la estructura deben ser menores a la resistencia o capacidad del elemento estructural

Para nuestro caso en el diseño estamos utilizando el método LRFD, ya que este método produce fuerzas de diseño más grandes

b) Método De Diseño Asd.

El método del ASD se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos que conforman la estructura principal trabajen dentro de su rango elástico y no excedan estos límites

Los diseños de esfuerzos permisibles se formula la siguiente ecuación :

$$\frac{M_n}{FS} \geq M$$

La fórmula representa el momento nominal dividido por un factor de seguridad el cual debe ser mayor al momento que significa las cargas de servicio mayores aplicadas a la estructura

Según los cálculos por esfuerzos permisibles representa un cálculo un poco complejo ya que existen distintas ecuaciones que trabajan como un factor de seguridad la (1) y (2) que representan el momento de inercia entre un factor de seguridad

$$\boxed{\frac{F_y I/C}{FS I/C} \geq \frac{M}{I/C}} \quad (1) \qquad \boxed{\frac{F_y}{FS} \geq \left[f_b \frac{M_C}{I} \right]} \quad (2)$$

Las especificaciones del ASD para esfuerzos permisibles son cálculos representados si la estructura principal está siendo sobrecargada. Cuando las estructuras son rígidas esto no ocurre ya que tiene módulos de elasticidad altos. En algunos casos los esfuerzos permisibles son redondeados hacia arriba, cuando la fuerza es limitada .

Tanto como el diseño por el método de LRFD o ASD son usados para brindar los requerimientos de seguridad necesarios para las edificaciones

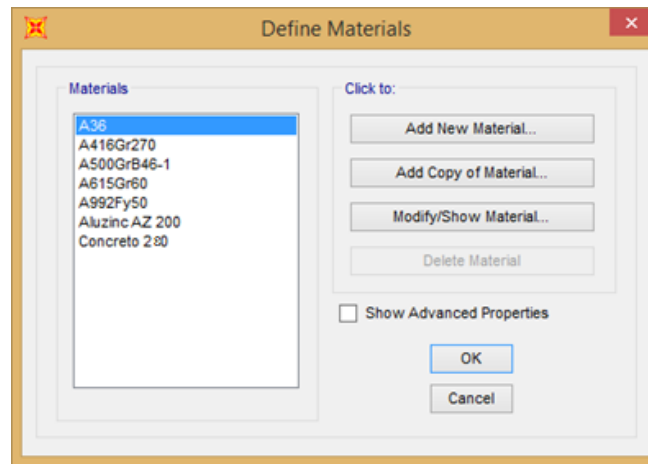
2.2.6. Cargas

Para el diseño de estructuras de acero se considera cargas de gravedad que la conforman las fuerzas generadas por la estructura principal y las cargas ambientales y sismo que son generadas por fuerzas externas

➤ **Cargas muertas.**

En esta carga se considera el peso propio de la estructura. Para estimar esta carga se realiza la estimación del peso de la estructura principal en base a los materiales utilizados para la estructura, los materiales utilizados se detallan en la (figura 10)

Figura N° 10: Materiales utilizados.

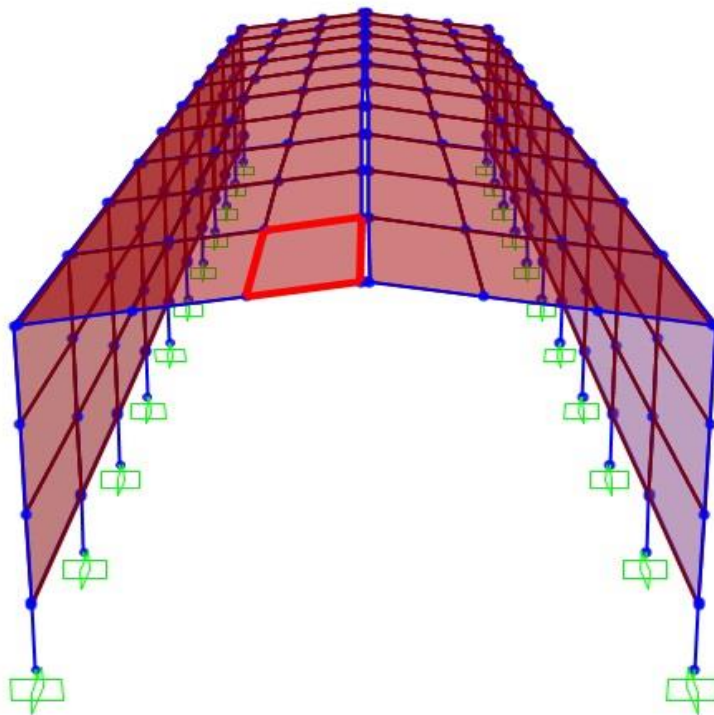


Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

➤ **Cargas vivas de techo**

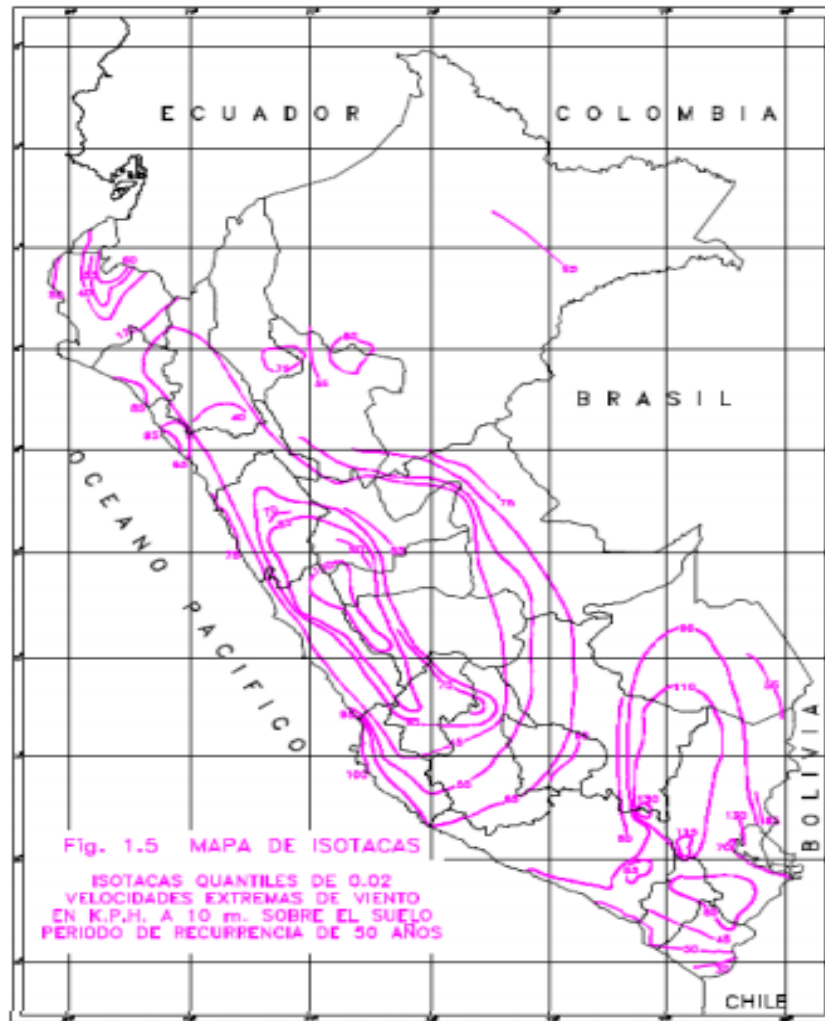
Esta carga representa las cargas móviles que depende del tipo de estructura a utilizar, para nuestro caso la estructura principal sólo está cubierta por cobertura metálica donde consideramos carga viva de techo, que según la normativa E020 indica que para planchas livianas cualquier sea la pendiente del techo será (30kg/m^2) como se detalla en las figuras (11 y 12)

Figura N° 11: Elemento Shell en la estructura



Fuente: elaboración propia – ventana sap2000

Figura N° 13: Mapa eólico del Perú para un periodo de retorno de 50 años.



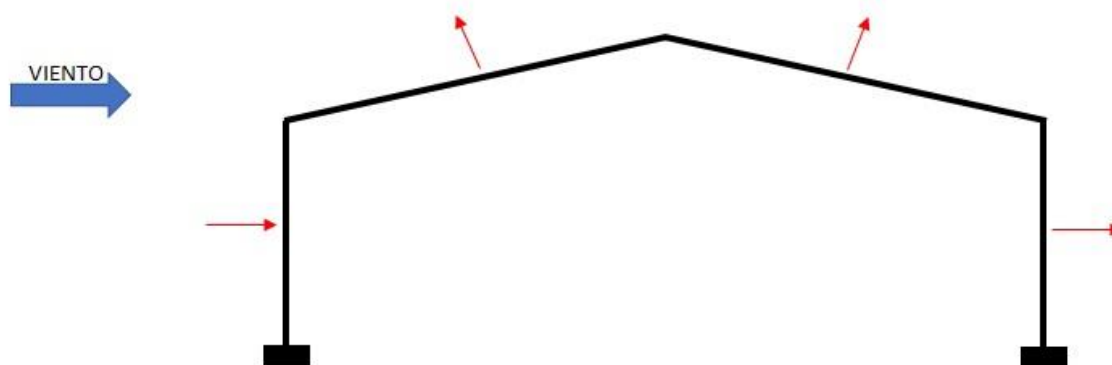
Fuente: Cálculo y diseño estructural según AISC en la ciudad de Juliaca

Para la estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y/o succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

En la estructura la ocurrencia de presiones y/o succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Para la nave industrial las presiones y succiones se han configurado como se detalla en la figura 14

Figura N° 14: Configuración de las presiones y succiones para la dirección de viento en barlovento. En la cobertura, dirección eje local +3; en el cerramiento, eje local +3



Fuente: elaboración propia

La velocidad de diseño se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

Donde:

V_h : es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h
 V : es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h
 h : es la altura sobre el terreno en metros

La nave industrial tiene una altura, tomando sólo la columna HSS, sin incluir la viga a dos aguas, de 9.40 m; la velocidad de diseño hasta 10m de altura 75 km/h, lo que da $V_h=27$ km/h

La carga exterior (presión y succión) ejercida por el viento se calculó mediante la siguiente formula y teniendo en consideración la tabla 4 de factores de forma

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

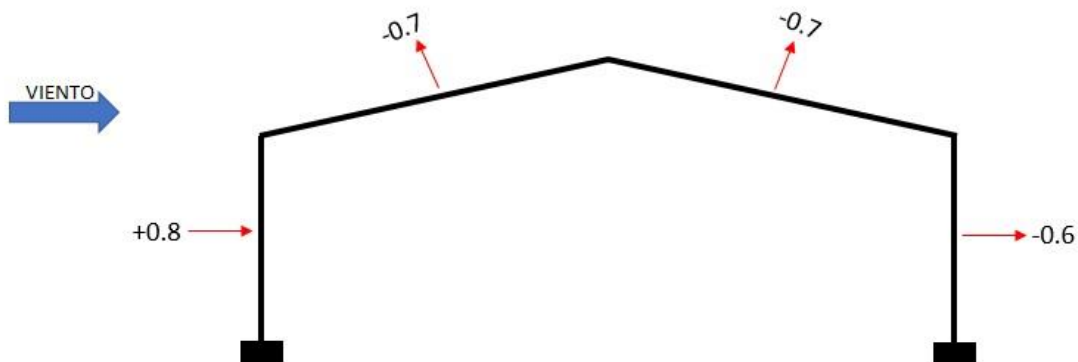
P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²
 C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4
 V_h : velocidad de diseño a la altura h , en Km/h, definida en el Artículo 12 (12.3)

**TABLA 4
FACTORES DE FORMA (C) ***

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	<u>+0.8</u>	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6
	-0.7	
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Para la nave industrial, las cargas externas de presión y succión en barlovento y sotavento son:



Para hacerlas más críticas las presiones y succiones se toman como $C=\pm 0.8$, quedando $P_h=\pm 0.22 \text{ kg/m}^2$, en dirección perpendicular a la superficie de la cubierta.

➤ **Las cargas de sismo.**

Para los cálculos de cargas de sismo serán desarrollados bajo la normativa E030

Zonificación (Z):

Cada zona posee un factor Z. Este representa la aceleración máxima horizontal (ver figura 15 y tabla N° 2)

Figura N° 15: Mapa de zonas sísmicas.



Fuente: Cálculo y diseño estructural de una nave industrial aplicando la normativa AISC en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román.

Tabla N° 2: Factores de Zona.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Para nuestro caso la estructura se ubica en Lima metropolitana zona 4 = 0.45

Factor de uso e importancia (U):

Las edificaciones se clasifican en categorías según la normativa E030. Para nuestro caso se trata de una instalación industrial cuya falla no acarrea peligros adicionales. Por lo que se trata de una edificación C o edificación común $U=1.0$

Perfiles del suelo:

Estos se determinan para los 30nm superiores del perfil del suelo medidos del nivel de fondo de cimentación

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{v}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Para nuestro caso de acuerdo al EMS el perfil es S1

Parámetros del sitio:

$$S = 1.00$$

$$T_p = 0.4$$

$$T_I = 2.5$$

Tipo de suelo = Arena limosa (SM)

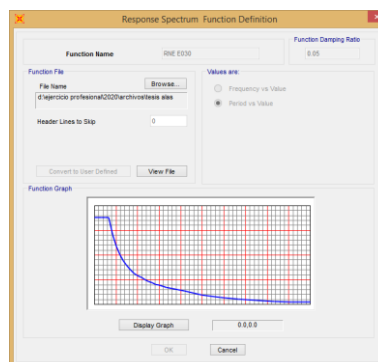
Sistema estructural:

Para nuestro caso consideramos el sistema estructural como Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF), con un coeficiente básico de reducción de 4

Aceleración espectral:

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de aceleraciones definido por $S_a = ZUSC/R * g$ como se detalla en la figura 16 el espectro de respuesta

Figura N° 16: Espectro de respuesta



Fuente: elaboración propia – SAP 2000

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación es aplicada, ya que según con lo recomendado en las normas pertinentes, se propone dar una solución a la realidad problemática con el correcto diseño de cimentaciones superficiales

3.2. Diseño de investigación

El diseño de investigación de la tesis es transversal ya que se buscará hallar la relación entre dos variables; el modelo de nave industrial propuesto como variable dependiente y los resultados obtenidos, en este caso del diseño de cimentaciones superficiales, como variable independiente; al tiempo que será mixta, porque se tendrán variables cualitativas y cuantitativas, la variable cualitativa será el modelo estructural desarrollado y la cuantitativa datos numéricos necesarios para el diseño, como son magnitudes de fuerzas cortantes, axiales, momentos, etc.

3.3. Nivel de investigación

El nivel de investigación es exploratorio, porque se presente realizar desde cero el diseño de las cimentaciones superficiales, partiendo desde un problema general que nace de la necesidad de realizar cimentaciones en la área estudiada para la construcción de una estructura de grandes luces

3.4. Muestra.

Para muestra tenemos una estructura en una extensión aproximada de 1000 m², en este caso la nave industrial tiene dimensiones de ejes iguales, por el cual solo tomaremos como muestra un pórtico típico

3.5. Muestreo

La investigación tiene como muestreo el cálculo y diseño de la zapata aislada

3.6. Población

La población está basada en el tema de investigación general, por lo que consideramos como población el área de estudio, que según la presente propuesta esta asumido por prototipo de nave industrial a investigar

3.7. Hipótesis y Variables.

3.7.1. Hipótesis general.

El diseño estructural de la cimentación superficial de la nave industrial - Cercado de Lima, permitirá una adecuada optimización del diseño de cimentaciones que sea aplicable a las necesidades del área

3.7.2. Hipótesis específicas.

- Dadas las metodologías de análisis y diseño de naves industriales y cimentaciones superficiales será posible plantear una disposición estructural de elementos adecuada , cumpliendo con lo establecido en las normas pertinentes
- El diseño estructural , permitirá un adecuado diseño de la cimentación superficial para una nave industrial – cercado de lima

3.8. Variables y definición general.

3.8.1. Variable Independiente

Diseño de la cimentación superficial.

3.8.2. Variable dependiente

Nave industrial

La matriz de variables de Operacionalización se detalla en la figura 17

Figura N° 17: Matriz de Operacionalización

Variable de estudio	Concepto operacional	Dimensiones	Indicadores
Variable Independiente: Diseño de Cimentaciones Superficiales	En la etapa de diseño estructural preliminar es donde se estima el tamaño de los elementos del sistema estructural que lo va a conformar, en la etapa de planeacion en base a un analisis aproximado se define el tipo de cimentaciones superficiales , tales como zapatas aisladas , combinadas entre otras	EMS	Capacidad portante(kg/cm ²), Analisis quimico
		Diseño estructural de zapatas	Tipo de suelo, Area de acero(cm ²)
		Diseño estructural de pedestales	Dimensiones, Area de acero(cm ²)
		Diseño de placa base de columna metalica	Dimensiones, espesor(in ²)
		Diseño de Pernos de anclaje	Cantidad y diametro (in ²)
Variable Dependiente: Nave industrial	Prototipo estructural conformado por columnas cuadradas y porticos a dos aguas, se realizo el modelamiento de una nave industrial en el programa sap 2000,el cual se verifico que según el programa representaba un modelo confiable y que cumplia con las distorsiones maximas de la normativa E030	Modelo digital de analisis según la normativa	Software Sap 2000
			Esfuerzos Generados (kgf)
			Momentos (kgf)
		Modelamiento digital	
Planos estructurales de la cimentacion	Detalle de zapatas y pedestales		

Fuente: elaboración propia

3.9. Técnicas de recolección de datos.

Para la recolección de los datos y resultados se hará uso de las siguientes herramientas:

- Fichas digitales en Excel para el registro de información
- Búsqueda bibliográfica
- Análisis y observación de resultados de modelos digitales.

3.10. Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información.

Tratándose de una investigación mixta, en la que se manipularán variable cuantitativas, esto dependerá del tipo de distribución que tenga la variable, esto quiere decir que, si tenemos una distribución normal, se usara la prueba t de student, de otro lado si la variable cuantitativa es de distribución no normal, se usara la prueba estadística de U de Mann Whitney.

3.11. Aspectos éticos.

El autor declara que el desarrollo de esta investigación se realiza dentro de los estándares éticos y legales de nuestro país, así mismo se declara que no hay conflicto de intereses en la información aquí tratada. Se considerará además los principios técnicos enumerados en las siguientes normas:

- La norma nacional E090, estructuras metálicas.
- La norma nacional E050, suelos y cimentaciones.
- La norma internacional para el diseño de estructuras metálicas ANSI AISC.
- La norma nacional E030 de diseño sismorresistente.
- La norma nacional E020 de cargas aplicadas a estructuras.

IV. MEMORIA DE CÁLCULO

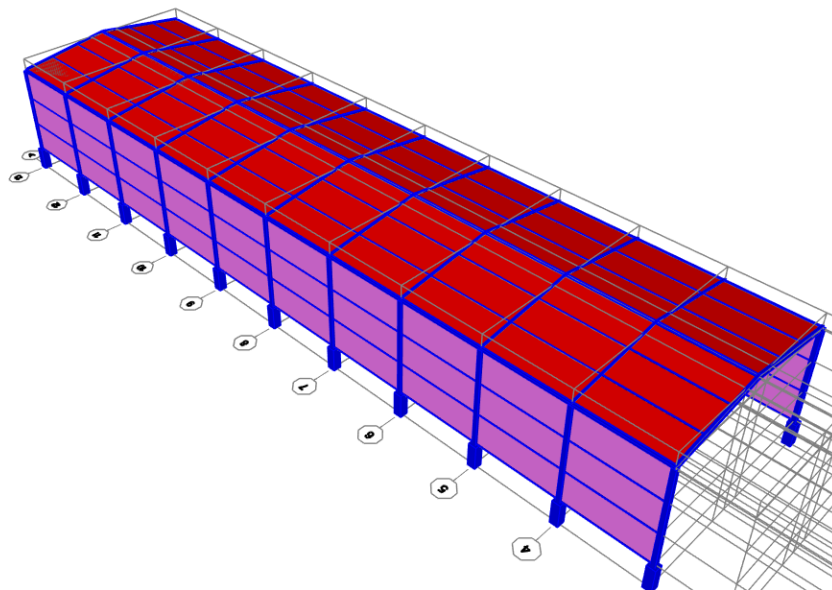
4.1 Modelamiento nave industrial

4.1.1. Modelamiento del sistema estructural

Por modelado definiremos un proceso que se basa en generar una idea matemática que va representar a la estructura real a construir como se puede apreciar en la (figura 18,19 y 20), para el modelamiento se tomaron los siguientes aspectos

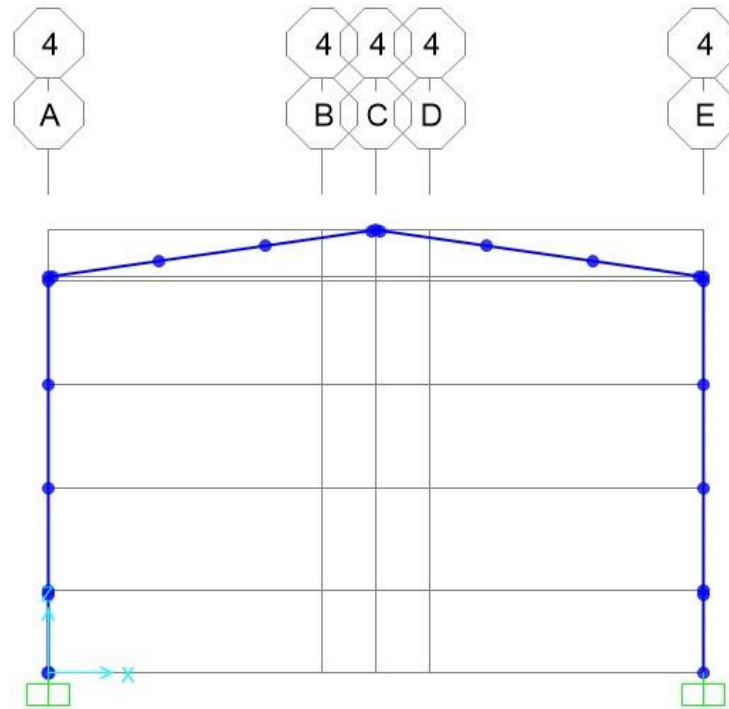
- Estructuración de la edificación.
- Las propiedades de los aceros a utilizar.
- Cargas vivas y cargas muertas.
- Elementos estructurales de alta resistencia
- El tipo de conexiones.
- Tipos de apoyos

Figura N° 18: Modelamiento de la nave industrial



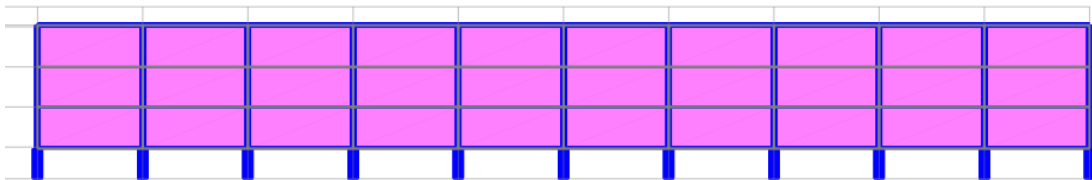
Fuente: Ventana SAP 2000 vista 3D

Figura N° 19: Vista pórtico típico plano XZ



Fuente: Ventana SAP 2000 Pórtico típico, plano XZ

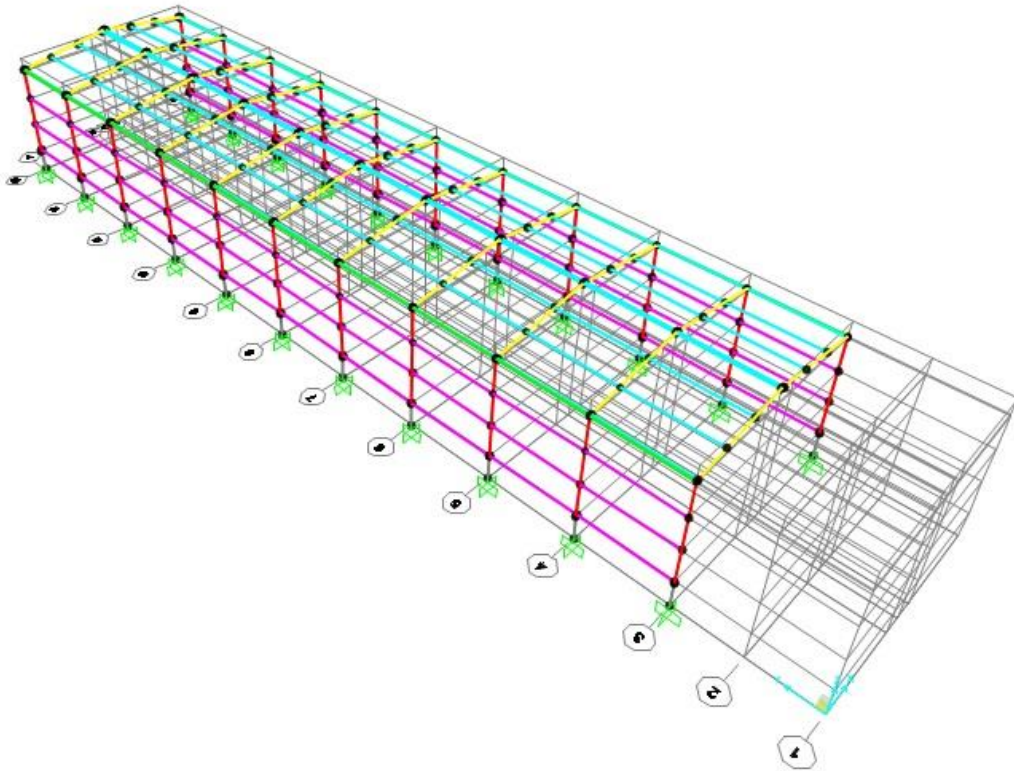
Figura N° 20: Vista elevación en el plano YZ



Fuente: Ventana SAP 2000 Elevación en el plano YZ

Para el diseño estructural se toman las fuerzas que llegan a la estructura, con la estructuración de la nave industrial verificamos las condiciones de rigidez de los perfiles utilizados según la (figura 21)

Figura N° 21: Modelamiento representativo

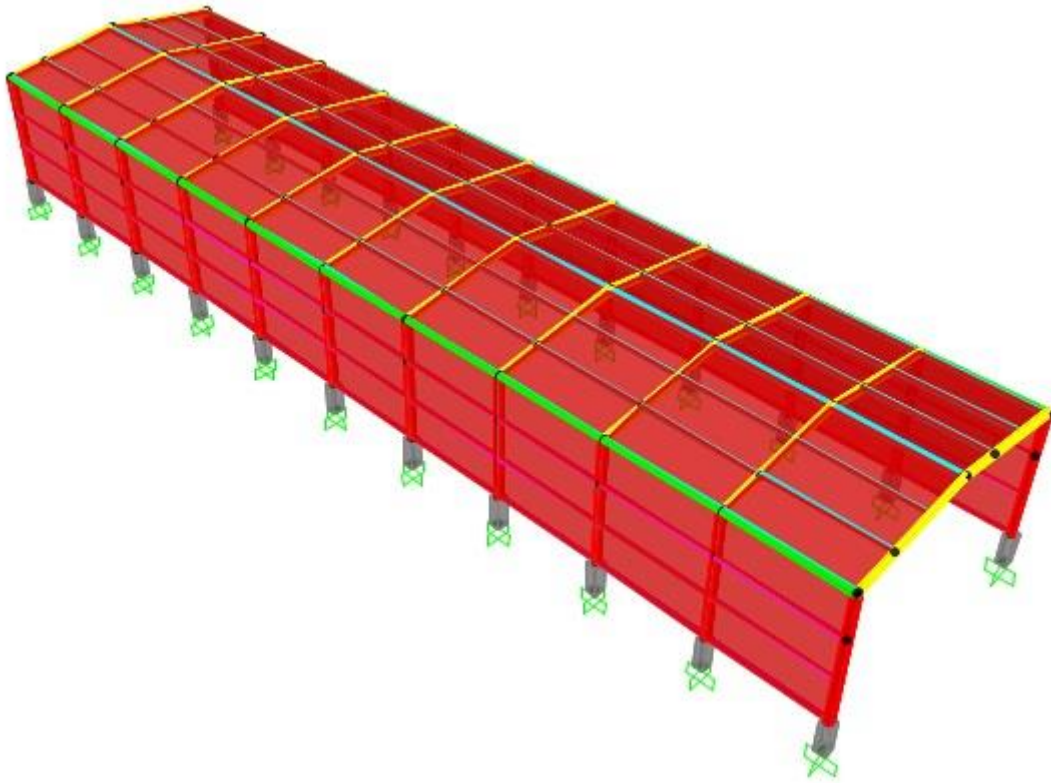


Fuente: Modelamiento representativo – sap 2000

4.1.2. Elementos no estructurales

Para nuestro caso se consideran como elementos no estructurales a la cobertura de techo y a las planchas de cerramiento como se puede observar en la (figura 22). Se tiene cuidado en la identificación de estos materiales para obtener resultados más confiables

Figura N° 22: Modelamiento sin elementos no estructurales



Fuente: Elementos Shell – Sap 2000

4.1.3. Propiedades de los materiales

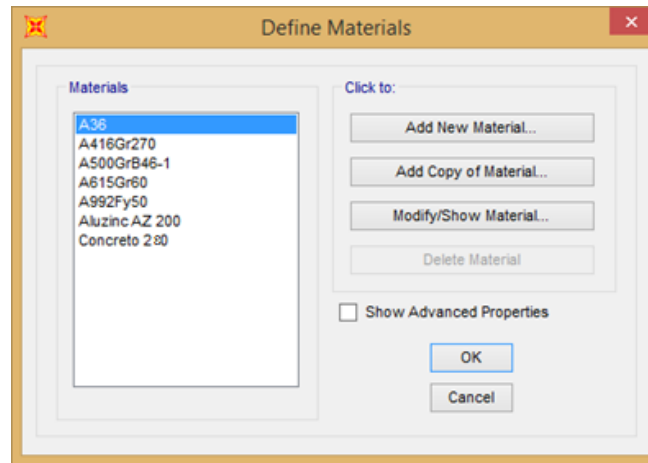
Se seleccionaron distintos tipos de acero en base a los perfiles utilizados , todo esto se obtuvo con el espectro de diseño en función de la capacidad dúctil dela estructura

Propiedades de los materiales a utilizar :

- Acero estructural ASTM A36
- Acero estructural ASTM A 500
- Acero estructural ASTM A992
- Acero estructural ASTM 615
- Concreto estructural F_c 280 kg/cm²

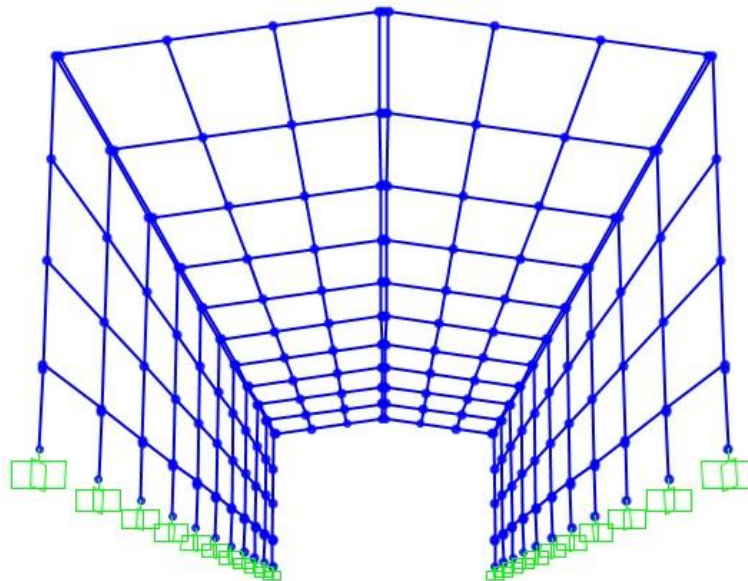
Para el análisis de la nave industrial de proceder a ingresar cada uno los materiales mencionados al software sap 2000 como se aprecia en la (Figura 23), donde también se puede observar los puntos de apoyo y nodos de la nave industrial en las (figuras 24 y 25)

Figura N° 23: Ventana SAP 2000 – definición de materiales



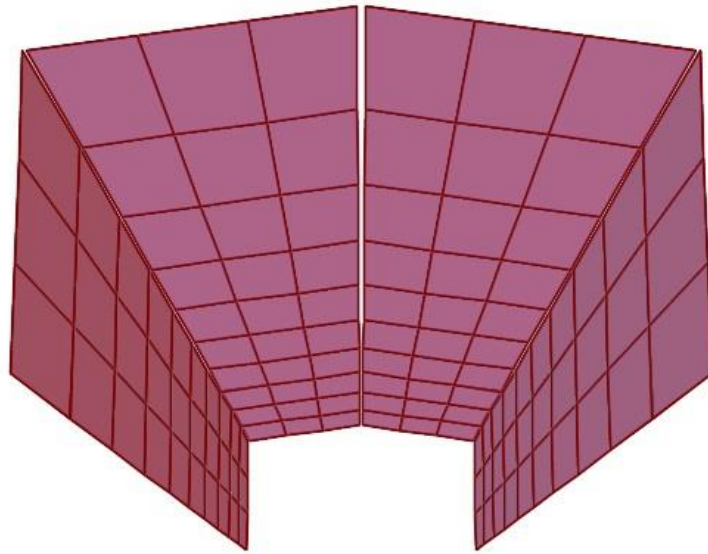
Fuente: Ventana del SAP2000: Definición de materiales

Figura N° 24: Nudos barras y apoyos del modelo



Fuente: SAP 2000 elaboración propia

Figura N° 25: Elementos área del modelo



Fuente: Ventana Sap 2000-elementos de área

4.1.4. Definición de los materiales

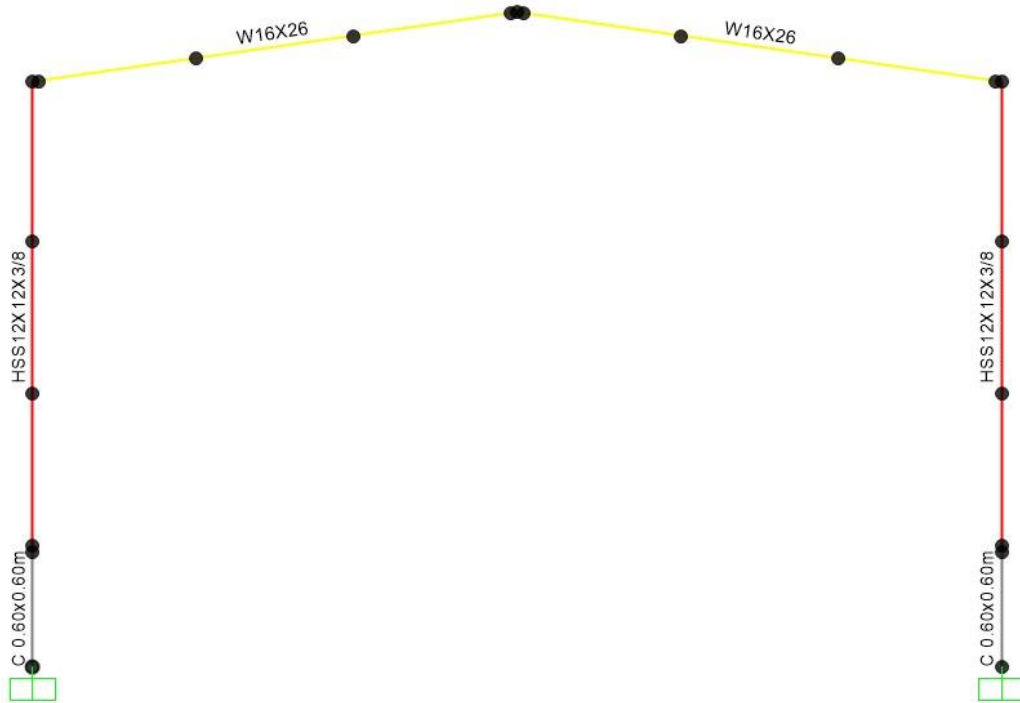
Para la definición del tipo de materiales se fue variando entre distintos tipos de perfiles hasta llegar a uno que represente una análisis confiable para la estructura

Perfiles propuestos para la nave industrial:

- Columnas principales HSS12*12*3/8
- Pórticos W16*26
- Vigas de amarre HSS6x6x1/4
- Correas de cerramiento C 6*8.2
- Viguetas de techo C 8 *11.5
- Templadores de 5/8
- Arriostres de 1/2
- Cobertura de techo – plancha aluzin

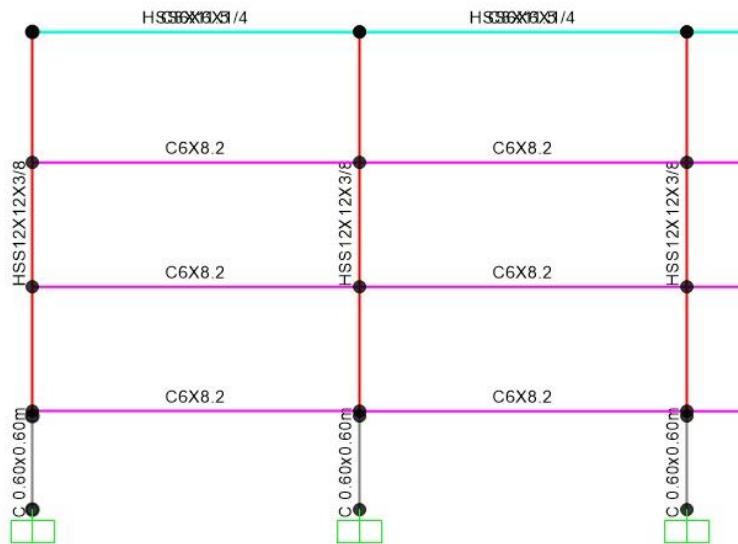
La vista de las secciones de los perfiles utilizados para el prototipo de nave industrial se aprecia en la figura 26,27 y 28

Figura N° 26: Secciones en pórtico típico plano XZ



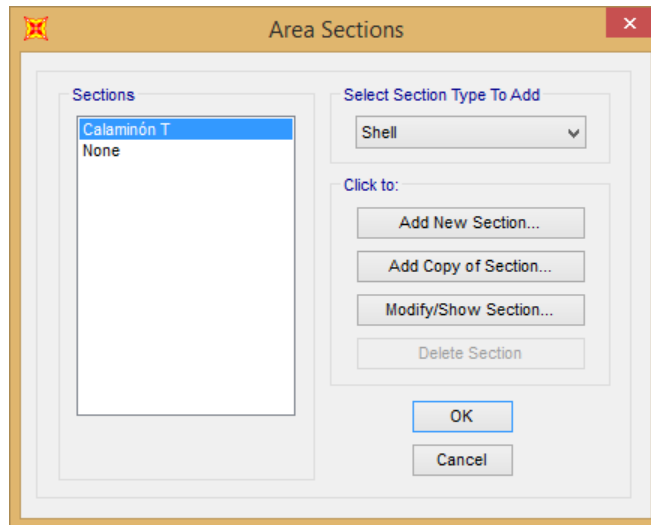
Fuente: Secciones en pórtico típico, plano XZ – Sap 2000

Figura N° 27: Sección en pórtico típico YZ

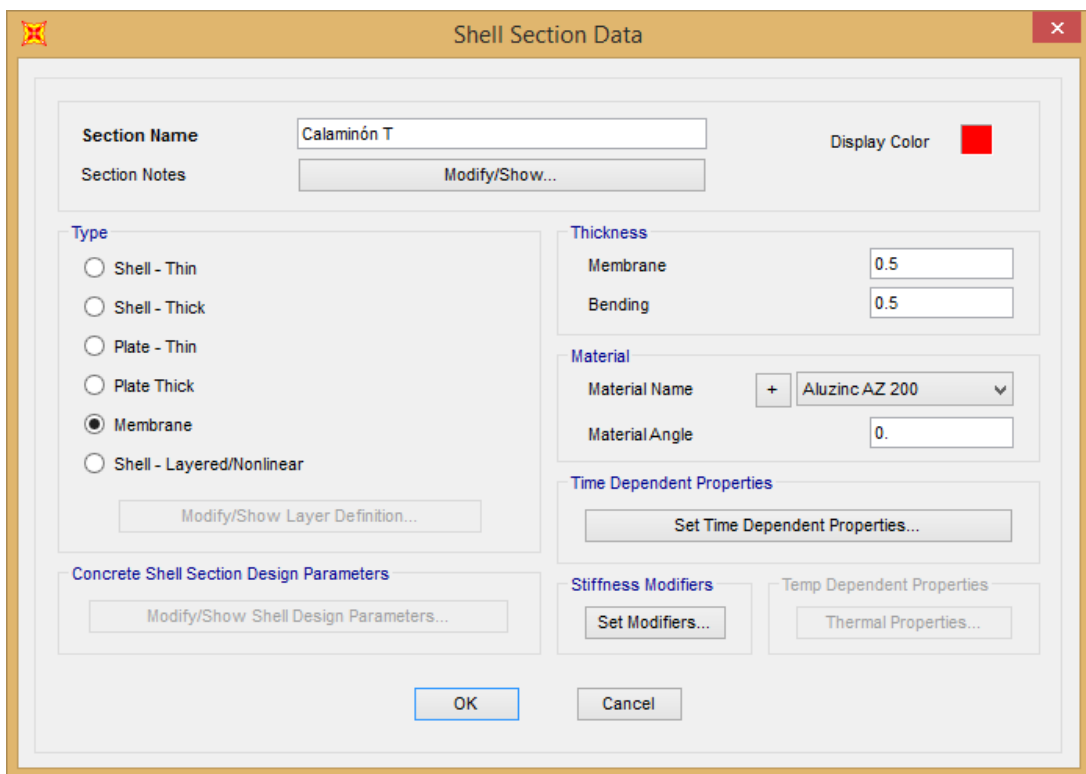


Fuente: Secciones en pórtico típico, plano YZ – Sap 2000

Figura N° 30: Definición de los materiales



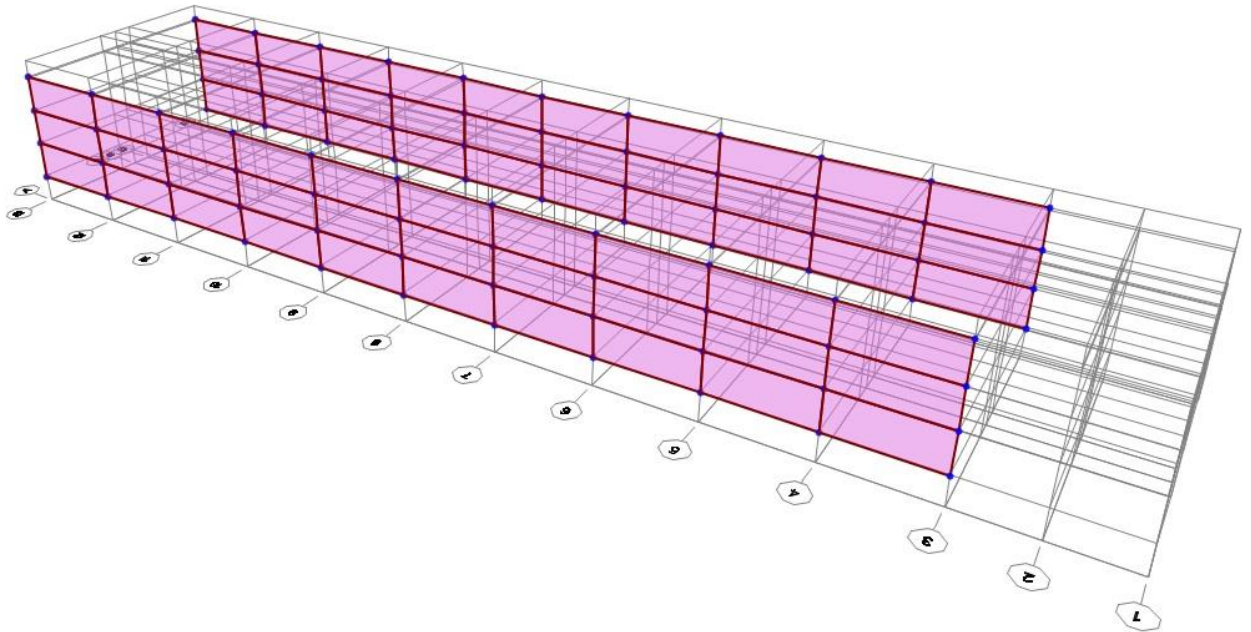
Fuente: Ventana SAP2000



Ventana SAP2000: Propiedades geométricas del elemento shell tipo membrana, perfil CALAMINON T, hecho con aluzinc de 0.5mm

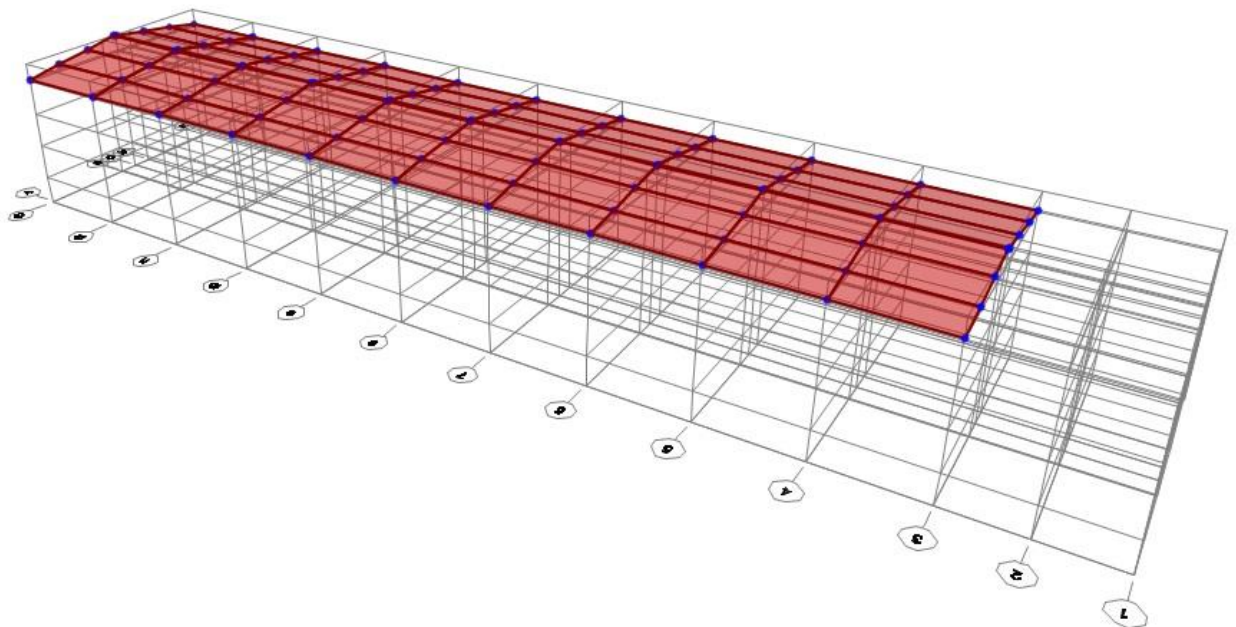
A continuación se visualiza los elementos no estructurales de la nave industrial como son las estructuras de cerramiento y la cobertura de techo según las figuras 31 y 32

Figura N° 31: Definición de los materiales



Fuente: Grupo "Cerramiento" – Sap 2000

Figura N° 32: Definición de los materiales

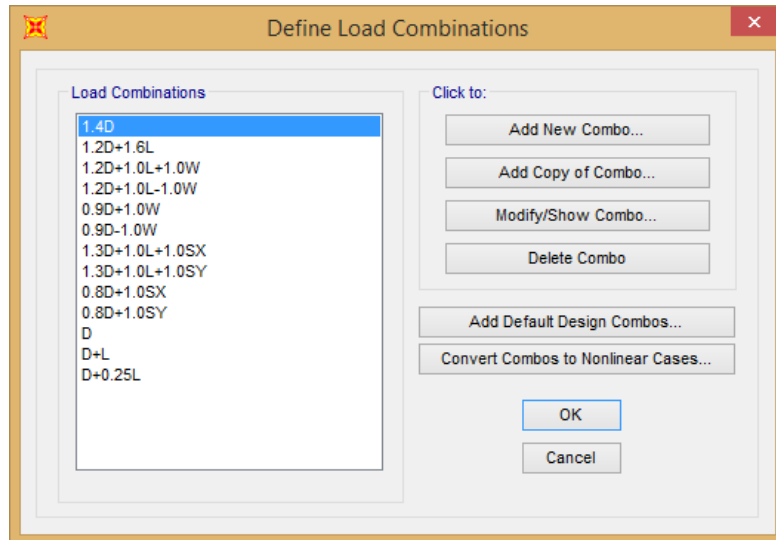


Fuente: Grupo "Cobertura" – Sap 2000

4.1.5. Combinaciones de carga

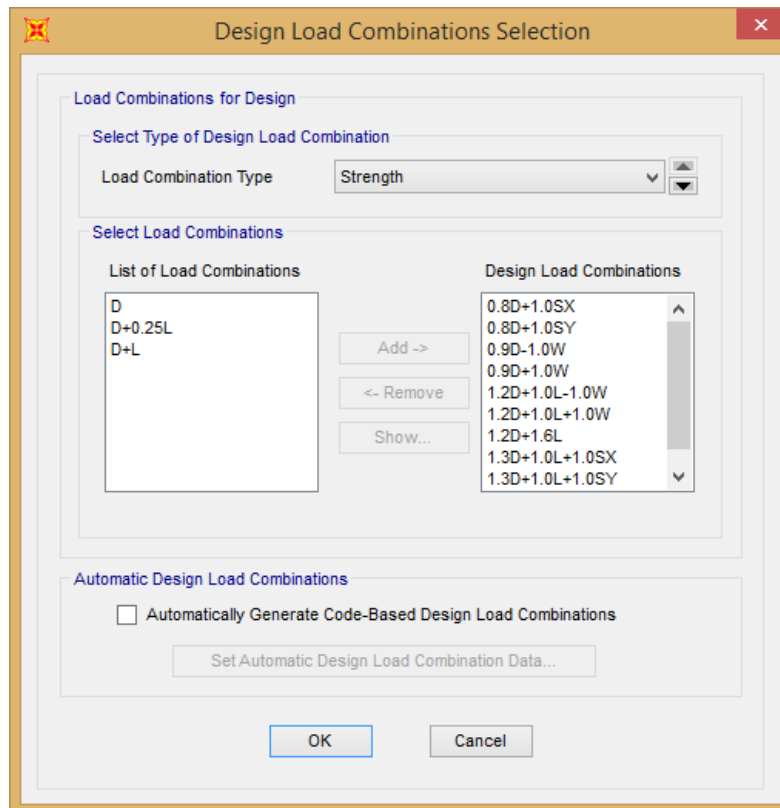
Ya habiendo asignado las cargas a la estructura se definen las combinaciones de carga correspondientes tanto para el análisis como para el diseño. Ver figuras 33 y 34

Figura N° 33: Combinaciones para el análisis



Fuente: Ventana SAP2000: Combinaciones de carga para análisis

Figura N° 34: Combinaciones para el diseño

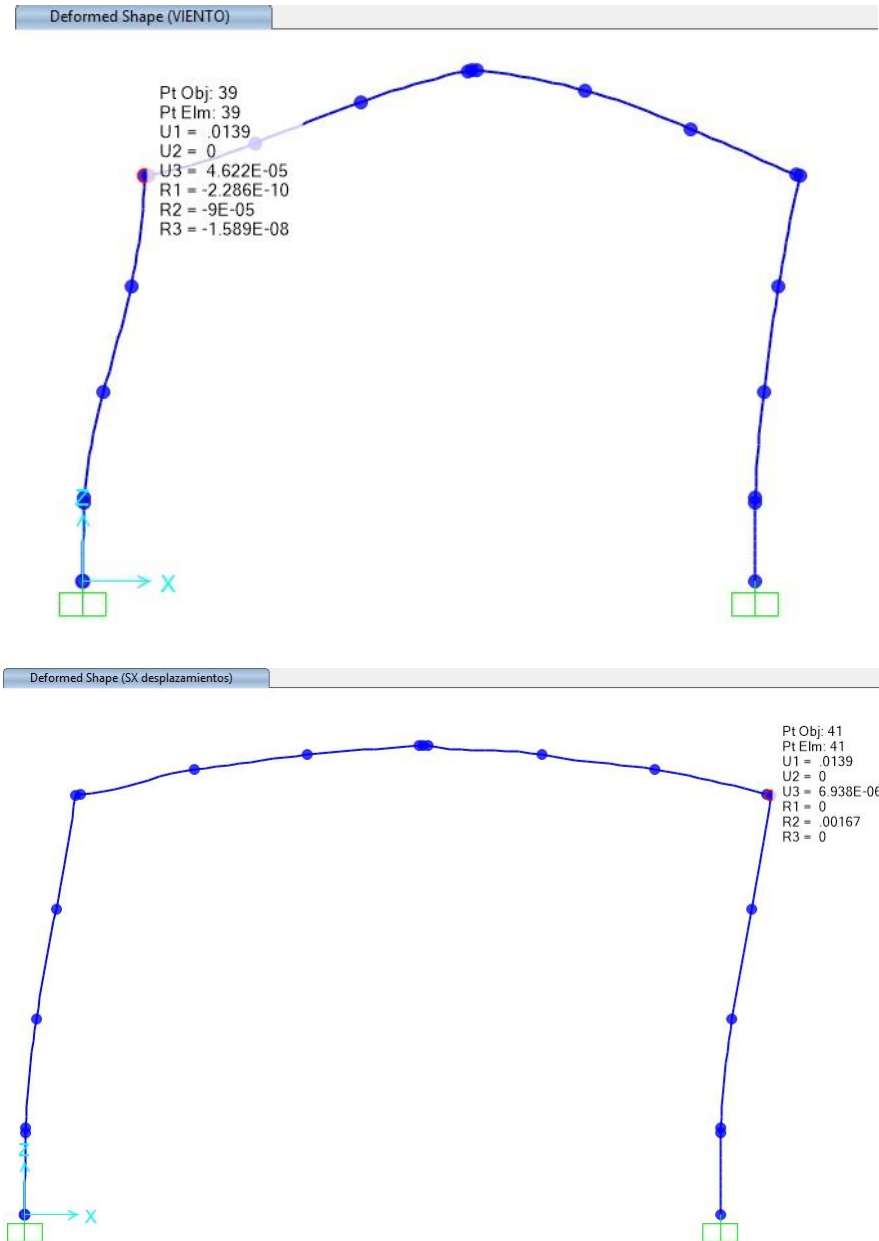


Fuente: Ventana SAP2000: Combinaciones de carga para diseño

4.1.6. Desplazamientos en la estructura

Los distintos desplazamientos que tiene la estructura principal para las distintas combinaciones de carga se aprecian en la (figura 35)

Figura N° 35: Desplazamientos de la estructura



Así, el desplazamiento lateral en el pórtico X más deformado es

$$\Delta = 0.0139 \cdot 0.75 \cdot 4 = 0.0417 \text{ m}$$

➤ **Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles**

Los desplazamientos laterales relativos admisibles están relacionados con el control del daño de los materiales o sistemas estructurales de la nave industrial.

En el caso de la nave industrial, con cubierta liviana, la cual no sostiene ni está unida a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes, se restringe la deflexión a no más de $L/240$.

Conforme la norma, se limita la deriva a estructuras industriales a no más del doble de los valores dados en la tabla 3 siguiente.

Tabla N° 3: Límites de distorsión – E030

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

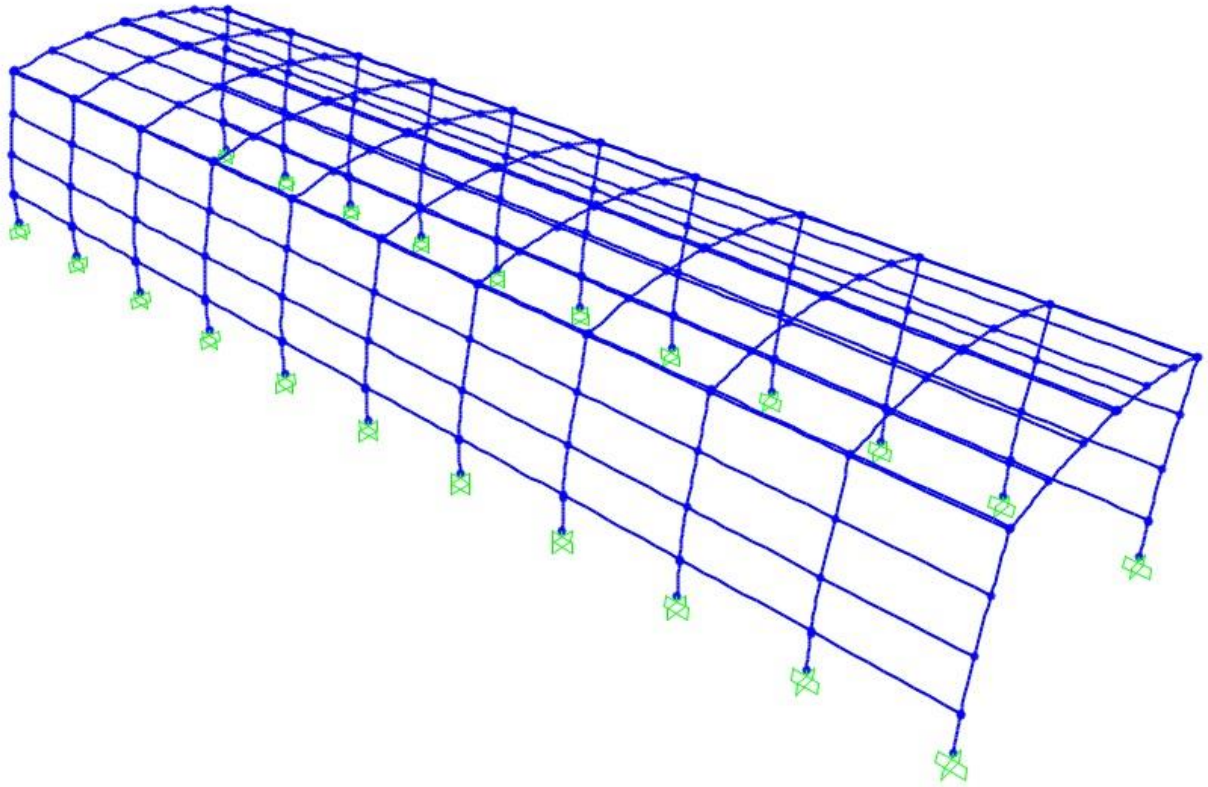
Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

Fuente: norma E-030

Para la nave industrial, con material predominante acero, la distorsión de la cobertura, tomada en su base, es $\Delta/h=0.0417/9.40=4\%$, siendo el límite 10%. Por lo que, CUMPLE con las distorsiones máximas establecidas

De la figura 36 apreciamos la deformación que tiene la nave industrial respecto a los efectos de sismo

Figura N° 36: Estructura deformada respecto a sismo



Fuente: Sap 2000

Como se muestra en la figura 35 la deformación de la nave industrial que arroja el software, dice que la deformación es de 41.7 mm el cual respecto a la altura total, entonces se encuentra debajo de la deformación máxima permisible.

Finalmente, una vez comprobado el trabajo de los perfiles metálicos y que la deformación de la nave respecto a la base sea menor al desplazamiento admisible y ya habiendo determinado las cargas en la base se procede con el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones de la nave industrial

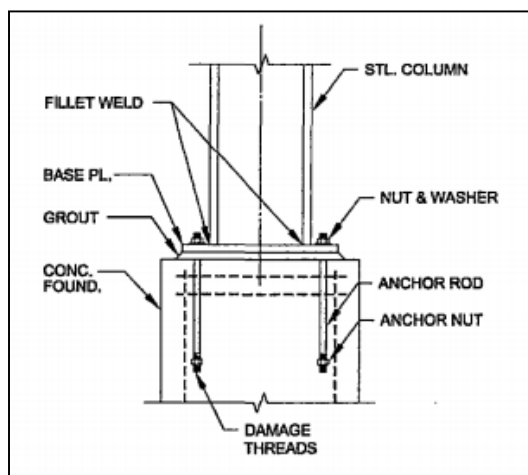
4.2. Diseño De La Placa Base

Considerando que la conexión es el punto más crítico de la estructura, porque la falla de la conexión generalmente conduce al colapso del elemento o del sistema estructural, por lo tanto, la "Normativa" exige que el estado límite de la capacidad de conexión sea el estado límite de ductilidad (modo de falla), o bien asegurar que la falla ocurrirá en elementos estructurales y también será dúctil.

4.2.1. Diseño de plancha base columna Hss12x12x3/8

Las plancha base en conexión con la columna metálica representa una interfaz crítica entre la estructura principal y las cimentaciones superficiales sus distintos componentes son descritos en la figura 37

Figura N° 37: Componentes de conexión de columna metálica



Fuente: Guía de diseño AISC

La plancha base será resistente a momentos respecto a las columnas principales que soportan los perfiles w16*26. En el diseño de la plancha base se consideran esfuerzos de compresión y flexión debido al levantamiento en los bordes de la columna

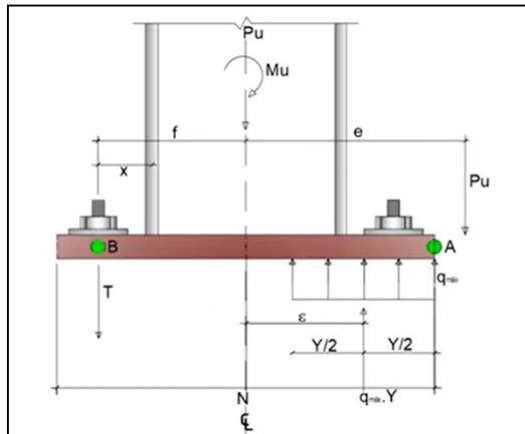
Se consideran pernos de anclaje ya que en los extremos de la plancha base existen las concentraciones de flexión producidos con la estructura principal.

El diseño de la plancha base está basado al punto Norma del AISC "diseño de placa base y varilla de anclaje"

Para el diseño la normativa nos indica 3 casos de diseño que va de acuerdo a las excentricidades calculadas, para nuestro caso nos encontramos en el caso 3:

Caso 3: En este caso el código indica que la plancha de excentricidades grandes, se da cuando se tiene una combinación de momento flector y Fuerza Axial, la cual produce grandes excentricidades que se da cuando la $e > e_{crit}$ (ver figura 38)

Figura N° 38: Placa base con grandes excentricidades



Fuente: Guía de diseño Nro. 1 del AISC.

➤ **Consideraciones para el diseño:**

- Calidad del acero
- Dimensiones de la plancha base
- Distribución de anclajes
- Cargas en la base

Además de la guía del AISC , la norma OSHA indica que debemos tener como mínimo 4 pernos de anclaje. Para el diseño tomamos la columna del eje principal E y el eje 6.

El procedimiento del AISC es el siguiente:

➤ **Determinación de la excentricidad**

Las reacciones en la base de la columna se logran apreciar en la tabla 4 que fueron obtenidos del modelamiento de nave industrial en el software Sap 2000

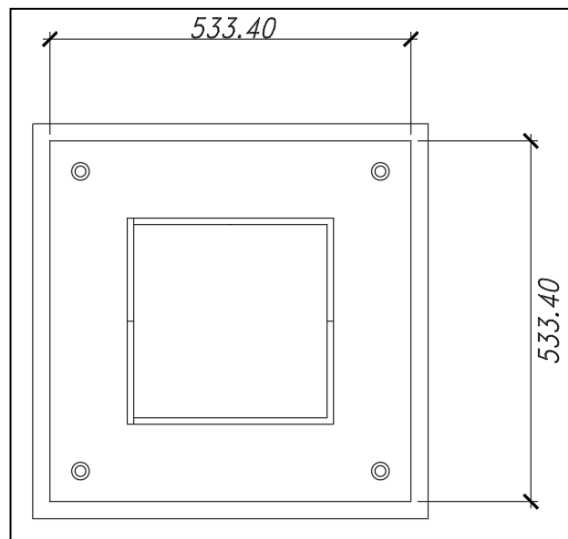
Tabla N° 4: Reacciones máximas en la columna principal

Combinación	Método	F _z (Kg/f)	M _y (Kgf/m)
1.2D+1.6L	LRFD	6713.64	6726.99
D+L	ASD	5130.60	4745.35

Fuente: Elaboración propia

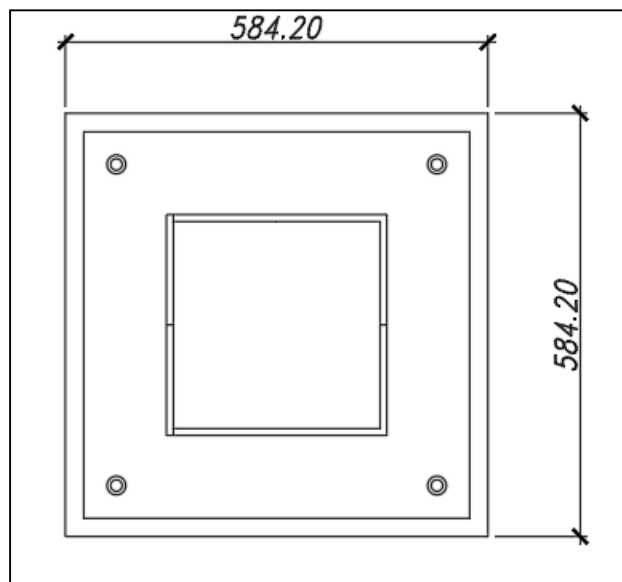
Según la disposición estructural de la columna y los pernos de anclaje tomamos las siguientes dimensiones para la placa base y pedestales (ver figura 39 y 40)

Figura N° 39: Geometría de placa base de columna (21"*21")



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 40: Dimensiones del pedestal (23"*23")



4.2.2. Propiedades ASTM A36

Las propiedades del acero utilizado ASTM A36, se logra apreciar en la tabla 5

Tabla N° 5: Propiedades ASTM A36

Peso específico del acero	7849.05 Kgf/m ³
Esfuerzo a la cedencia del acero	2549.29 Kgf/cm ²
Esfuerzo último del Acero	4077.80 Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero	2039000 Kgf/cm ²

Fuente: ASTM A36

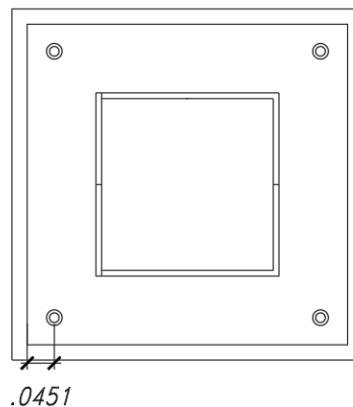
4.2.3. Dimensiones de la plancha base

Tabla N° 6: Dimensiones de la plancha base

Dimensiones de la plancha base	
Longitud de la Plancha	N: 21" (53.34cm)
Ancho de la Plancha Base	B: 21" (53.34cm)
Propiedades del Pedestal	
Resistencia del Concreto	f _c =280 Kgf/cm ²
Longitud de Pedestal	PN: 23" (58.4cm)
Ancho del Pedestal	PB: 23" (58.4cm)
Propiedades de la Columna	
Largo de Columna	L: 12" (30.48cm)
Ancho de Columna	A: 12" (30.48cm)
Espesor de Columna	Tf: 3/8" (0.95cm)
Distancia al borde de la Plancha Base	
Distancia del eje del Perno al borde X	ED1: 4.51cm
Distancia del eje del Perno al borde Y	ED2: 4.51cm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 41: Distancia del eje del perno al borde



La cantidad de pernos propuestos para el diseño de la plancha base son 4 und, ubicados en los extremos de esta

4.2.4. Fuerzas de diseño

Se seleccionan las que producen las excentricidades más altas.

➤ Método LRFD:

Momento de diseño M_u : 6.73 tnf-m (U₂: 1.2D+1.6L)

Carga Axial P_u : 6.71 tnf (U₂: 1.2D+1.6L)

➤ Método ASD:

Momento de Diseño M_a : 4.74 tnf-m (S₂: D+L)

Carga Axial de Diseño P_a : 5.13 tnf (S₂: D+L)

4.2.5. Verificación de esfuerzos sobre el concreto

Se realiza la verificación

➤ Método LRFD

• Excentricidad normal:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1.003 \text{ m.}$$

• Resistencia al aplastamiento del concreto:

$$f_{pmax} = \phi * (0.85 f'_c) * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Donde:

- Factor de Resistencia LRFD: $\phi_c = 0.65$
- Pedestal: $A_2 = PN * PB = 0.341m^2$
- Placa Base: $A_1 = N * B = 0.2845m^2$
- Resistencia del concreto: $f'_c = 280 \frac{Kg_f}{cm^2}$
- Resistencia al Aplastamiento del Concreto f_{pmax} :

$$f_{pmax} = \phi_c * (0.85f'_c) * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{pmax} = 169.37 \frac{kgf}{cm^2}$$

- **Carga distribuida q_{max}**

$$q_{max} = f_{pmax} * B = 9034.2 \frac{Kgf}{cm}$$

- **Calculo de excentricidad critica**

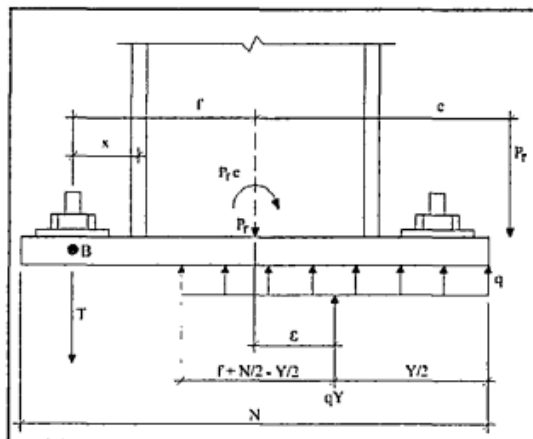
$$e_{crit} = \epsilon_{max}$$

$$\epsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{max}} = \frac{53.34}{2} - \frac{6713.64}{2 * 9034.2} = 26.29cm$$

Como $e > e_{crit}$, se trata de una placa base con grandes excentricidades

También se debe de cumplir que la sumatoria de momentos respecto al punto B (ver Figura 42) debe ser igual a 0

Figura N° 42: Placa base caso 3



Fuente: Guía de diseño Nro. 1 del AISC.

$$\Sigma F_{vertical} = 0$$

$$T_u = q_{max} * Y - P_u$$

$$T_u = 9034.2 * 1.89 - 6713.64 = 10360.9Kgf$$

Donde:

T_u : tensión máxima del perno de anclaje

$$q_{max} * Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r * (e + f) = 0$$

$$f: \frac{N}{2} - ED1$$

$$f: \frac{53.34}{2} - 4.51 = 22.16cm$$

Reacomodando los términos y despejando Y, se obtiene:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}}}$$
$$Y = \left(22.16 + \frac{53.34}{2} \right) - \sqrt{\left(22.16 + \frac{53.34}{2} \right)^2 - \frac{2 * 6713.64 * (100 + 22.16)}{9034.2}}$$

$$Y = 1.89cm$$

Verificar que:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 > \frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}} = 1$$

$$2384.37 > 181.55 \quad ok$$

- **Verificación de presión de soporte**

$$q \leq q_{max}$$

$$q_{max} = f_{pmax} * B = 9034.19 \frac{Kgf}{cm}$$

$$q = \frac{P_u}{Y} = \frac{6713.64}{1.89} = 3552.19 \frac{Kgf}{cm} \quad Si \ Cumple$$

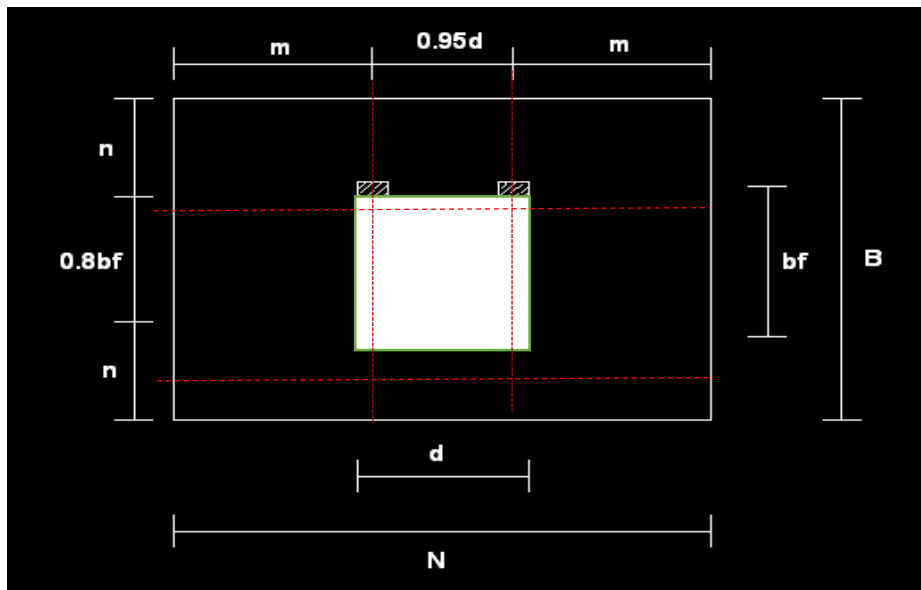
4.2.6. Cálculo del espesor placa base

El cálculo se realiza sin considerar rigidizadores .

➤ Placa base sin rigidizadores

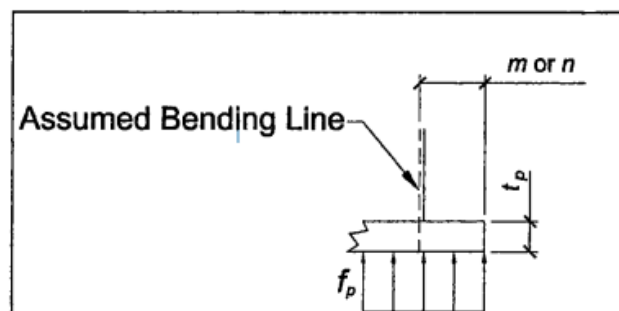
La guía del AISC tiene un modo de cedencia definido sin considerar plancha base sin rigidizadores (ver figura 43 y 44).

Figura N° 43: Línea de cedencia asumido



Fuente: Guía de diseño Nro. 1 del AISC "Diseño de placa base y perno de Anclaje"

Figura N° 44: Línea de cedencia resistente a momentos



Fuente: Guía de diseño Nro. 1 del AISC

Considerando que la columna es de sección cuadrada, se empleara una placa de 21 pulg x 21 pulg.

Entonces se tiene los siguientes de valores:

$$m_1 = \frac{N - 0.95d}{2} = 4.8 \text{ pulg} = 12.19 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = 5.7 \text{ pulg} = 14.48 \text{ cm}$$

$$n' = \sqrt{\frac{db_f}{4}} = 3.0 \text{ pulg} = 7.62 \text{ cm}$$

$$l = \max(m_1, n) = 5.70 \text{ pulg} = 14.48 \text{ cm}$$

➤ **Flexión de la plancha base en m**

Según el AISC el momento plástico se calcula:

$$\text{Para } Y > l: \quad M_{pl} = f_{pmax} \cdot \left(\frac{l^2}{2}\right)$$

$$\text{Para } Y < l: \quad M_{pl} = f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(l - \frac{Y}{2}\right)$$

Momento plástico a compresión:

$$M_{pl} = 169.37 * 1.89 * \left(14.48 - \frac{1.89}{2}\right)$$

$$M_{pl} = 4332.68 \text{ Kgf} - \text{cm} = 0.0433 \frac{l}{m} \text{ tnf} - m$$

➤ **Flexión de la plancha base a tensión**

El esfuerzo de tensión al que está sometido el anclaje genera flexión en la placa base en el sentido más largo, esta se determina mediante la siguiente formula:

$$M_{pl2} = \frac{T_u x}{B}$$

Donde:

Tu= tensión del perno de anclaje:

$$T_u = q_{max} \cdot Y - P_u$$

$$T_u = 9034.2 * 1.89 - 6713.64$$

$$T_u = 10360.9 \text{ Kgf}$$

➤ **Resistencia a la flexión requerida**

$$M_{pl2} = \frac{[T_u] * x}{B}$$

$$M_{pl2} = \frac{10360.9 * 4.99}{53.34} = 969.27 \frac{l}{m} \text{ kgf} - \text{cm}$$

El espesor de la plancha base se calcula con el momento mayor calculado :

Momento Plástico de diseño

$$M_{pl} = \max(M_{p1}, M_{p12})$$

➤ **Espesor mínimo requerido**

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{0.9F_Y}}$$

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{4 * 4332.68}{0.9 * 2549.29}} = 2.75 \text{ cm}$$

Se utiliza una plancha base de espesor de 1 ½" sin rigidizadores.

4.3. Diseño de los pernos de anclaje

El diseño de los pernos de anclaje serán calculados mediante dos métodos, bajo los lineamientos del AISC así como el ACI 318

En la tabla N°7 podemos apreciar los distintos tipos de anclaje, así como sus propiedades

Tabla N° 7: Calidad de aceros típicos para pernos de anclaje

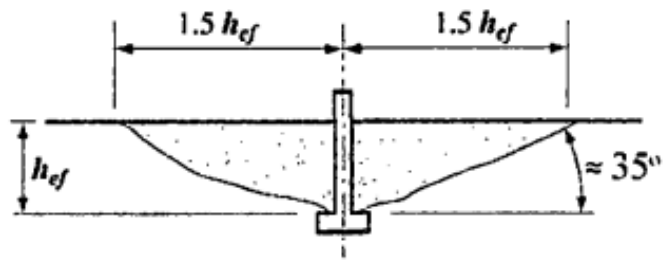
Materiales de Pernos de Anclaje						
Material ASTM		Esfuerzo a la tensión Fu (Ksi)	Esfuerzo nominal a la tensión Fu=0.75Fu (Ksi)	Esfuerzo Cortante Nominal (Tipo X), Fnv=0.50Fu (Ksi)	Esfuerzo Cortante Nominal (Tipo N), Fnv=0.40 Fu (ksi)	Máximo diámetro in
F1154	Gr. 36	58	43.50	29.00		4
	Gr. 55	75	56.30	37.50		4
	Gr 105	125	93.80	62.50		3
A449		120	90.00	60.00		1
		105	78.80	57.50		1 ½
		90	67.50	45.00		3
A36		58	43.50	29.00		4
A307		58	43.50	29.00		4
A354 Gr. BD		150	112.00	75.000		2 ½
		140	105.00	70.00		4

Fuente: Guía de diseño Nro. 1 del AISC, "Materiales de los pernos de anclaje"

Los anclajes serán diseñados bajo los esfuerzos de tracción o corte que genera la estructura principal

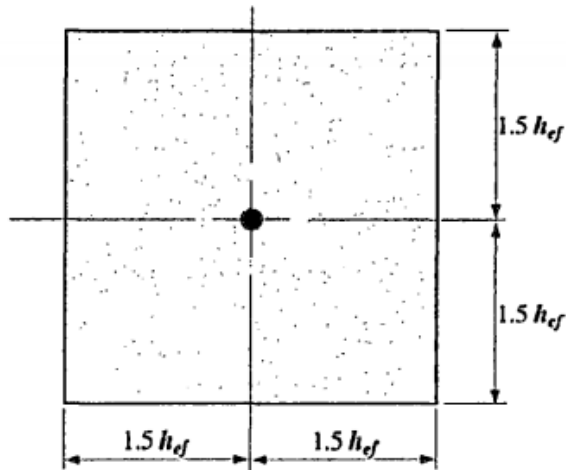
(Larico Quispetupac, 2015). Para tracción se supone un cono de arranque a tracción que forma aproximadamente 35° con la horizontal (ver imagen 45 y 46)

Figura N° 45: Sección a través de un cono de falla



Fuente: AISC- pernos de anclaje

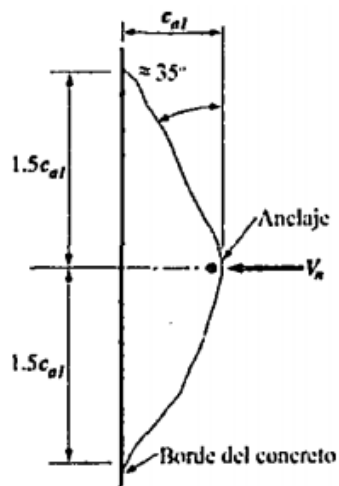
Figura N° 46: Vista de planta por arrancamiento a tracción



Fuente: AISC- Materiales de los pernos de anclaje

La resistencia por corte de los anclajes , se puede elevar si el perno se ubica cerca al borde de la plancha base (ver figura 47)













Figura N° 47: Cono de arrancamiento por cortante



Fuente: ACI 318 - Figura RD 4.22 (b).

Las características típicas del anclaje a utilizar son las siguientes: (ver imagen 48)

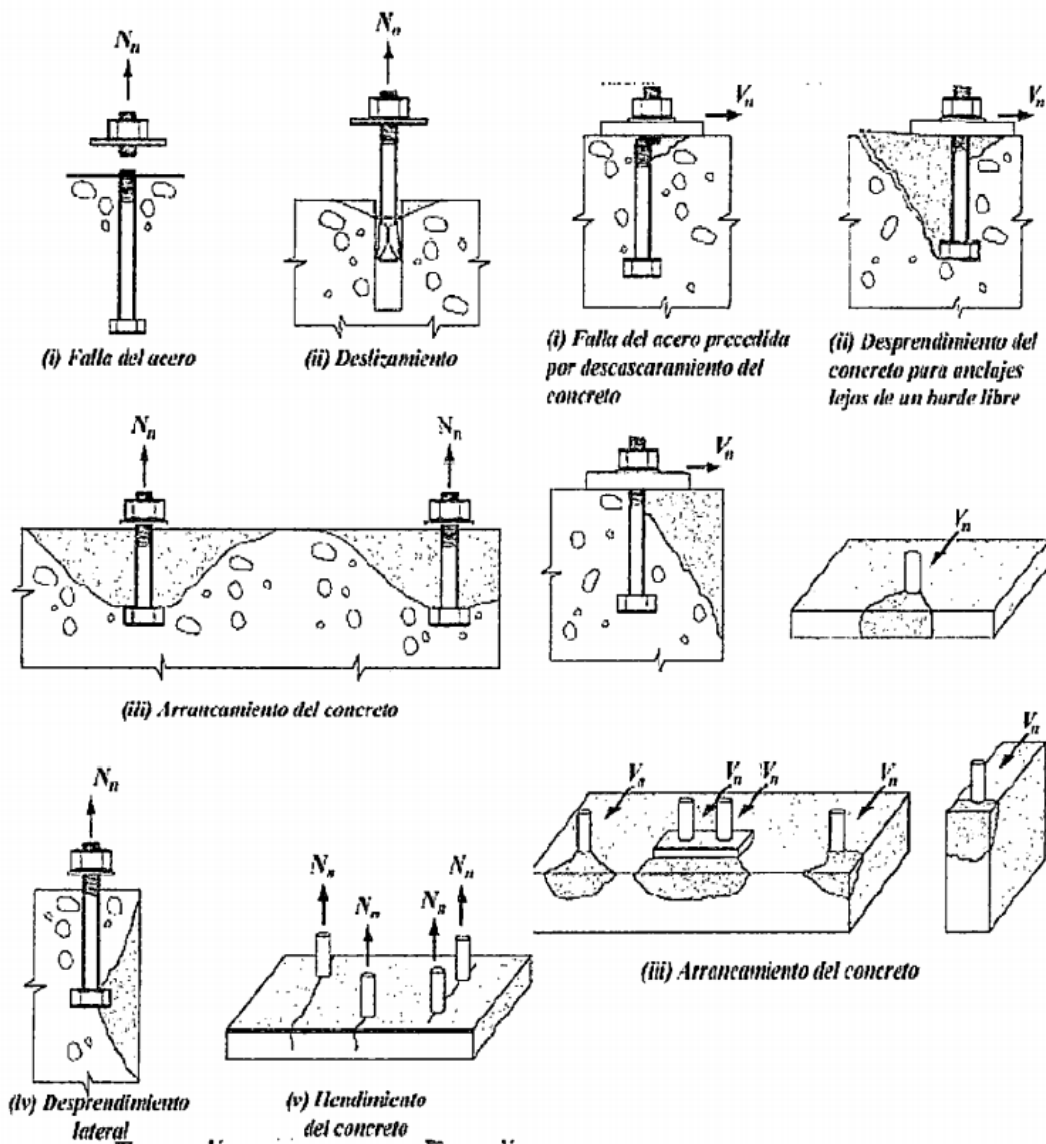
Figura N° 48: Características de la barra de acero carbono SAE 1045

AISI / SAE 1045																
<p>Características</p> <p>Acero de mediano contenido de carbono utilizado ampliamente en elementos estructurales que requieran mediana resistencia mecánica y tenacidad a bajo costo. Posee baja soldabilidad, buena maquinabilidad y excelente forjabilidad.</p>																
<p>Aplicaciones</p> <p>Es utilizado para todo tipo de elementos que requieren dureza y tenacidad como ejes, manivelas, chavetas, pernos, tuercas, cadenas, engranajes de baja velocidad, espárragos, acoplamientos, bielas, pasadores, cigüeñales y piezas estampadas. Puede ser sometido a temple y revenido.</p>																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Formas</th> <th>Color</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Formas		Color												
Formas		Color														
																
																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="5">Composición Química</th> </tr> <tr> <th>% C</th> <th>% Mn</th> <th>% Si</th> <th>% P</th> <th>% S</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,43 - 0,50</td> <td>0,60 - 0,90</td> <td>0,15 - 0,35</td> <td>≤ 0,04</td> <td>≤ 0,05</td> </tr> </tbody> </table>		Composición Química					% C	% Mn	% Si	% P	% S	0,43 - 0,50	0,60 - 0,90	0,15 - 0,35	≤ 0,04	≤ 0,05
Composición Química																
% C	% Mn	% Si	% P	% S												
0,43 - 0,50	0,60 - 0,90	0,15 - 0,35	≤ 0,04	≤ 0,05												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Estado de Suministro</th> <th>Rango de Medidas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Forjado</td> <td>230mm - 600mm</td> </tr> <tr> <td>Laminado con tolerancia DIN 1013</td> <td>1/2" a 320mm</td> </tr> <tr> <td>Trefilado con tolerancia ISO 286-2 h11.</td> <td>6mm a 65mm</td> </tr> </tbody> </table>		Estado de Suministro	Rango de Medidas	Forjado	230mm - 600mm	Laminado con tolerancia DIN 1013	1/2" a 320mm	Trefilado con tolerancia ISO 286-2 h11.	6mm a 65mm							
Estado de Suministro	Rango de Medidas															
Forjado	230mm - 600mm															
Laminado con tolerancia DIN 1013	1/2" a 320mm															
Trefilado con tolerancia ISO 286-2 h11.	6mm a 65mm															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Propiedades Mecánicas Acero Laminado (Valores típicos)</th> </tr> <tr> <th>Dureza (HB)</th> <th>Esfuerzo Fluencia (min.) (Kg / mm²)</th> <th>Esfuerzo Tracción (min.) (Kg / mm²)</th> <th>Elongación (min.)%</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>170 - 190</td> <td>40</td> <td>63 - 73</td> <td>15</td> </tr> </tbody> </table>		Propiedades Mecánicas Acero Laminado (Valores típicos)				Dureza (HB)	Esfuerzo Fluencia (min.) (Kg / mm ²)	Esfuerzo Tracción (min.) (Kg / mm ²)	Elongación (min.)%	170 - 190	40	63 - 73	15			
Propiedades Mecánicas Acero Laminado (Valores típicos)																
Dureza (HB)	Esfuerzo Fluencia (min.) (Kg / mm ²)	Esfuerzo Tracción (min.) (Kg / mm ²)	Elongación (min.)%													
170 - 190	40	63 - 73	15													

Fuente: Catalogo otero aceros 2015

El ACI recomienda realizar el diseño de los pernos de anclaje , mediante los siguientes modos de falla (ver imagen 49)

Figura N° 49: Modos de falla



Fuente: ACI 318 Instituto Americano del concreto Figura RD 4.1

En conclusión los pernos de anclaje serán diseñados bajo los momentos en la base de la estructura

4.3.1. Propiedades del acero

Se detalla las propiedades del acero a utilizar en la siguiente tabla 8

Tabla N° 8: Propiedades de acero SAE1045

Peso específico del acero	7849.05 Kg/m ³
Esfuerzo a la cedencia del acero F_y	4000 Kg/cm ²

Esfuerzo ultimo a la tensión $F_u=F_y*1.3$	5200 Kgf/cm ²
Esfuerzo nominal a tensión $F_{nt}=F_u*0.75$	3900 Kgf/cm ²
Esfuerzo a la cedencia esperada $F_{ye}=F_y*1.1$	4400 Kgf/cm ²
Esfuerzo ultimo a la tensión esperada $F_{ue}=F_y*1.43$	5720 Kgf/cm ²
Esfuerzo Nominal al Corte $F_{nv}= 0.40 F_u$	2080 Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero	2039000 Kgf/cm ²

Fuente: ASTM A36

4.3.2. Pre- dimensionamiento previo y propiedades para el diseño

Pernos de anclaje

Cantidad pernos en tracción $n_{rod} = 4$

Diámetro del anclaje $d_r = 0.625 \text{ in (5/8")}$

Área del anclaje $A_{rod} = \frac{\pi * d_r^2}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

Plancha base:

Dimensiones según los cálculos:

$N = 21 \text{ in}$

$B = 21 \text{ in}$

Acero:

Tipo SAE 1045

Esfuerzo de cedencia $F_y: 4000.00 \text{ Kgf/cm}^2$

Esfuerzo ultimo del acero $F_u: 5200.00 \text{ Kgf/cm}^2$

Resistencia Concreto $F_c: 280 \text{ Kgf/cm}^2$

Longitud de Pedestal $PN: 23 \text{ in}$

Ancho del Pedestal $PB: 23 \text{ in}$

4.3.3. Fuerzas para el diseño

Combinación más crítica $U12_E_y: 0.90D+E_y$

Cortante último $V_u: 1513.36 \text{ Kgf}$

Fuerza tracción del anclaje

$$T_u: 10360.9Kgf$$

4.3.4. Diseño del anclaje

➤ resistencia a la Tensión

Factor de resistencia a la Tracción

$$\phi_t: 0.75$$

$$T_r: \phi_t * 0.75 * F_u * A_{rod}$$

$$T_r: 2281.50 Kgf$$

N_{ro} de Pernos requeridos a la Tracción:

$$n_r = \frac{T_u}{T_r} = \frac{10564.60}{2281.50} = 4.63$$

N_{ro} de Pernos colocados a Tracción:

$$n_r = 5 \text{ (preliminarmente considerare 4)}$$

N_{ro} de Filas de Pernos

$$N_1 = 2$$

➤ Verificación de la Resistencia

$$\Sigma_{nrodArod}: N_1 * A_{rod} * n_r = 6.24cm^2$$

$$\frac{F_{nt}}{\phi_t * F_{nv}} = \frac{3900}{1560} = 2.50$$

$$\phi P'_{nt} = \phi_t * \left[1.3 * F_{nt} * \Sigma_{rodArod} - V_u * \frac{F_{nt}}{\phi_t * F_{nv}} \right]$$

$$\phi P'_{nt} = 0.75 * \left[1.3 * 3900 * 6.24 - 1513.36 * \frac{3900}{0.75 * 2080} \right]$$

$$\phi P'_{nt} = 20890.05 Kgf$$

$$\phi P_{nt} = \phi_t * \Sigma_{nrodArod} * F_{nt} = 0.75 * 6.24 * 3900$$

$$\phi P_{nt} = 18252.00 Kgf$$

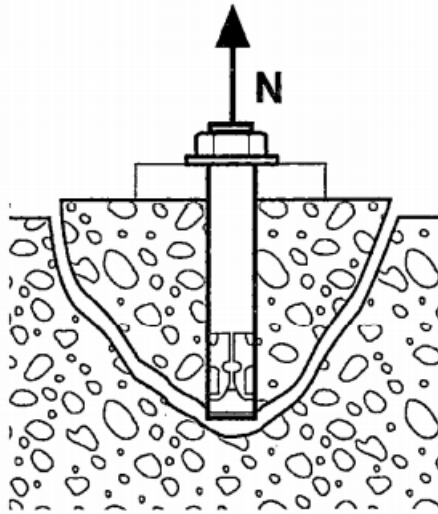
Condición: Cumple

$$\phi P'_{nt} > \phi P_{nt} = 1$$

➤ Diseño según ACI 318

Los pernos de anclaje al contacto con el concreto se diseña por capacidades a tracción como se observa en la figura 50

Figura N° 50: Modos de falla



Fuente: ACI 318 Instituto Americano del concreto

$$N_{ua} = \phi_t * F_{nt} * A_{rod} * n_{rod}$$

$$N_{ua} = 0.75 * 3900 * 0.78 * 4$$

$$N_{ua} = 9126 \text{ Kg}$$

➤ **Verificación de resultados en SAP2000**

Interpretación de resultados en sap2000 en función a las tensiones, mediante el código de colores podemos apreciar el aporte de la fuerza axial sobre la placa base de 1 1/2" mediante el diagrama de la figura 51 y 52

Figura N° 51: tensión máxima absoluta en la placa base (axial)

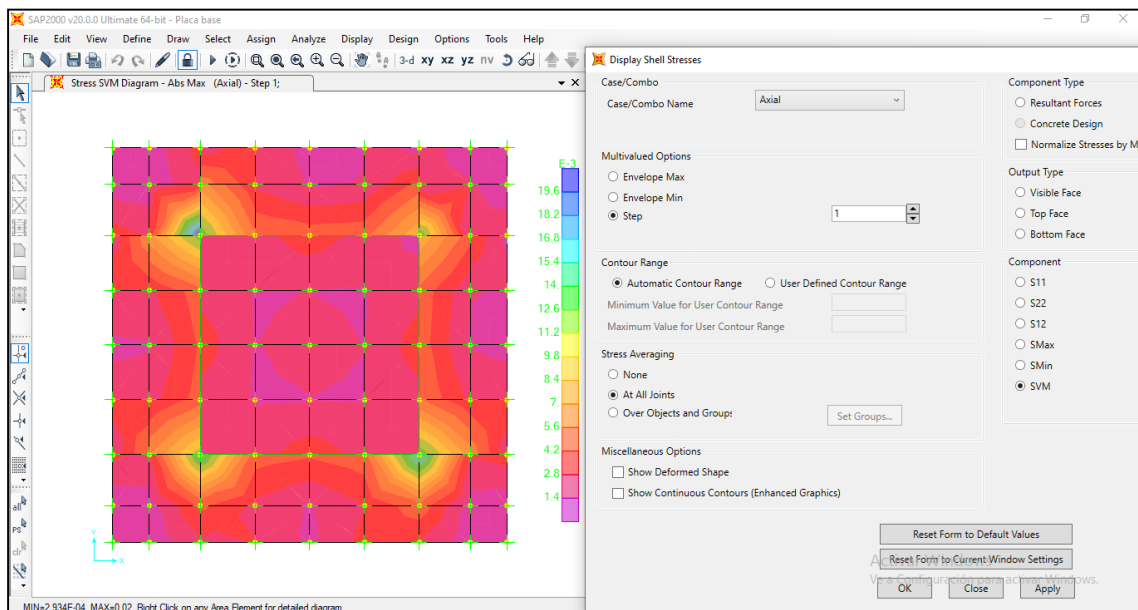
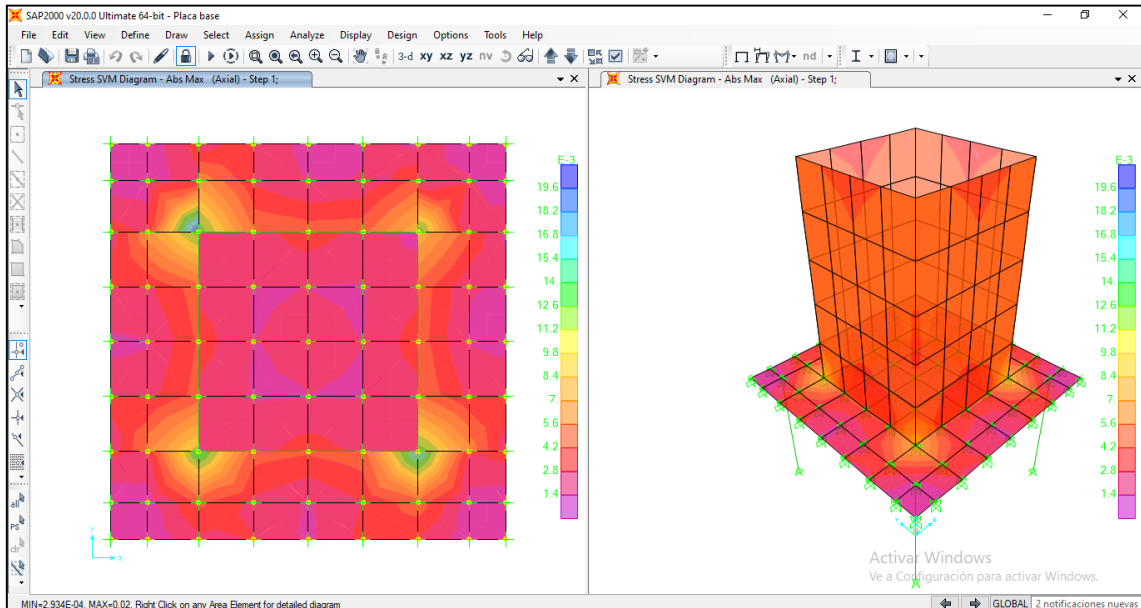


Figura N° 52: Visualización de resultados a tensión por carga axial



Así mismo podemos cerciorarnos que el valor obtenido por fuerza axial vista en planta presenta valores por debajo de los 250Mpa como límite al esfuerzo a la cedencia del acero. La tensión cedente del acero ASTM A36 es 2549.29Kgf/cm² y en función a la carga última de diseño asignada a la placa base de 6713.64 Kgf obtenemos valores por debajo de límite de cedencia del material propuesto.

Figura N° 53: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.013 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 01

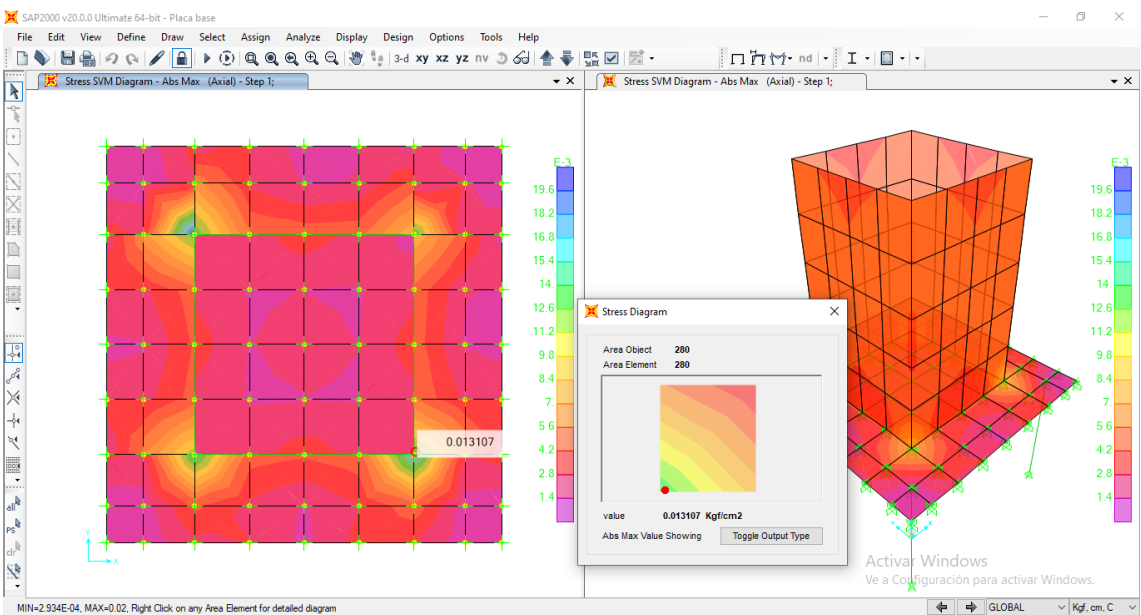


Figura N° 54: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=52.19 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 2

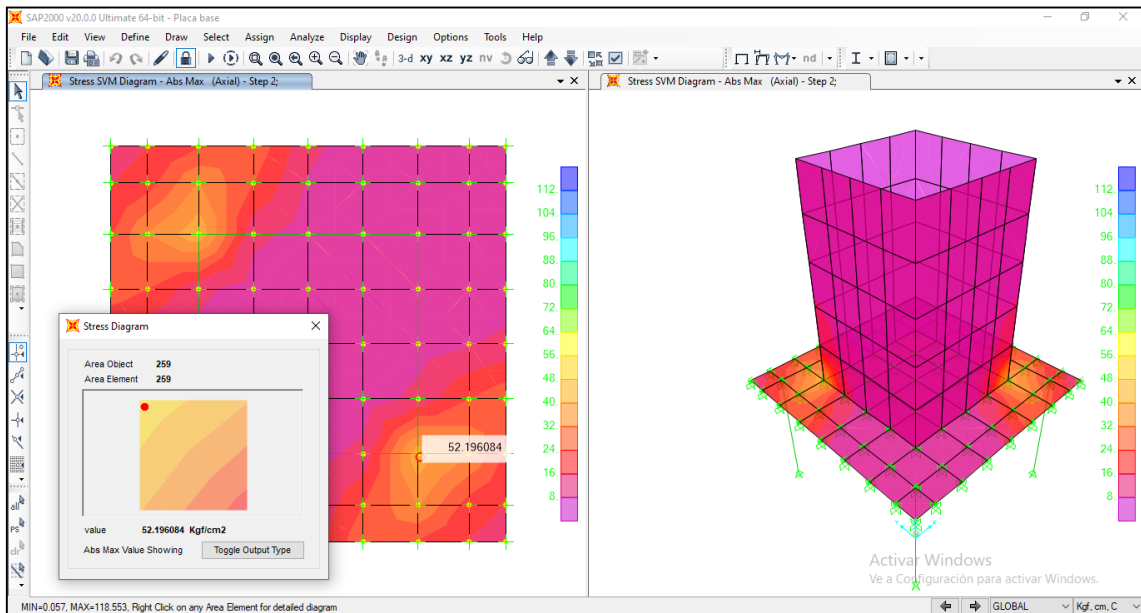


Figura N° 55: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=99.37 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 03

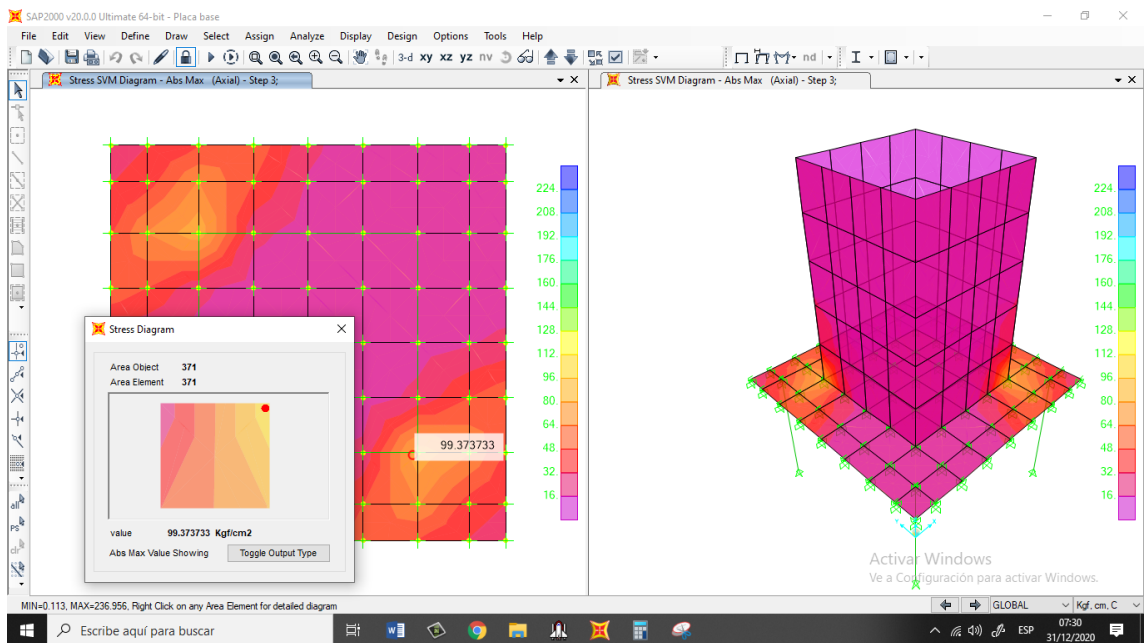


Figura N° 56 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=157.44 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 04

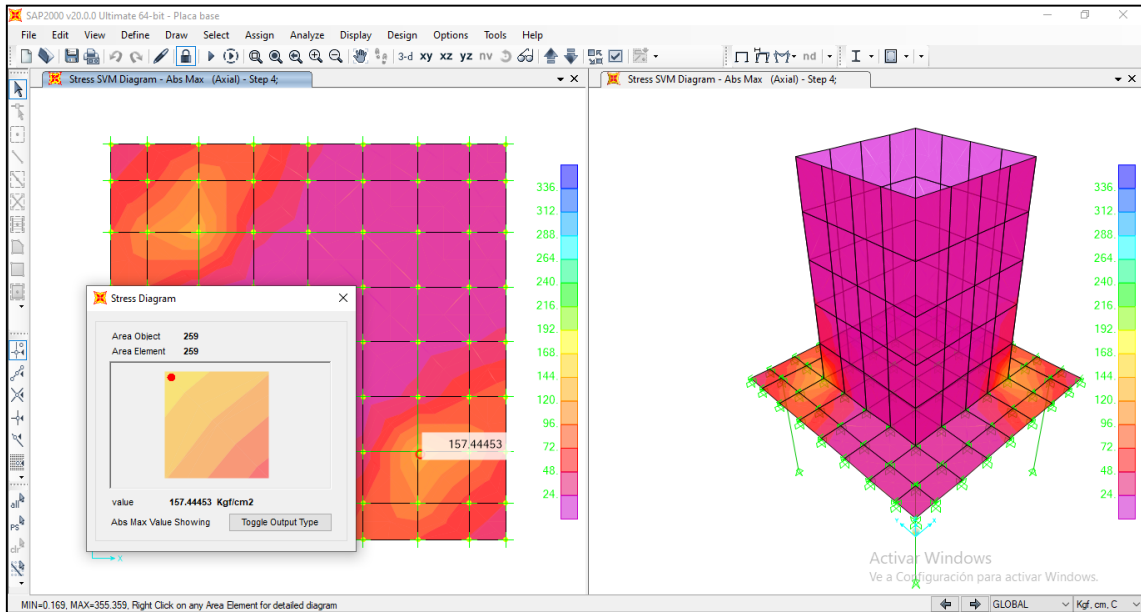


Figura N° 57 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=207.74 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 05

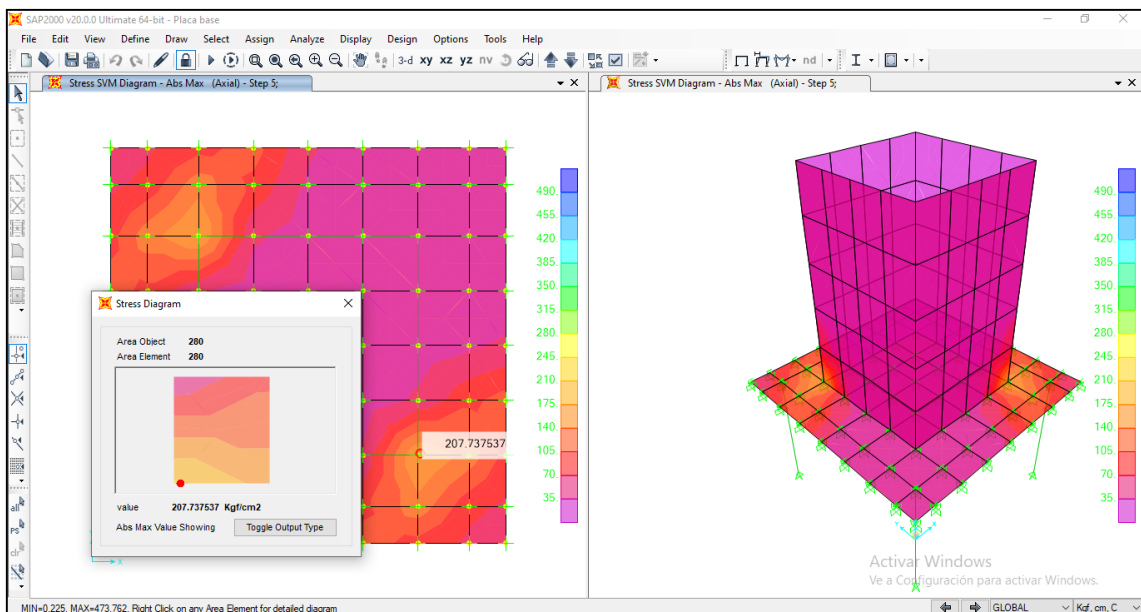


Figura N° 58 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=265.16 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 06

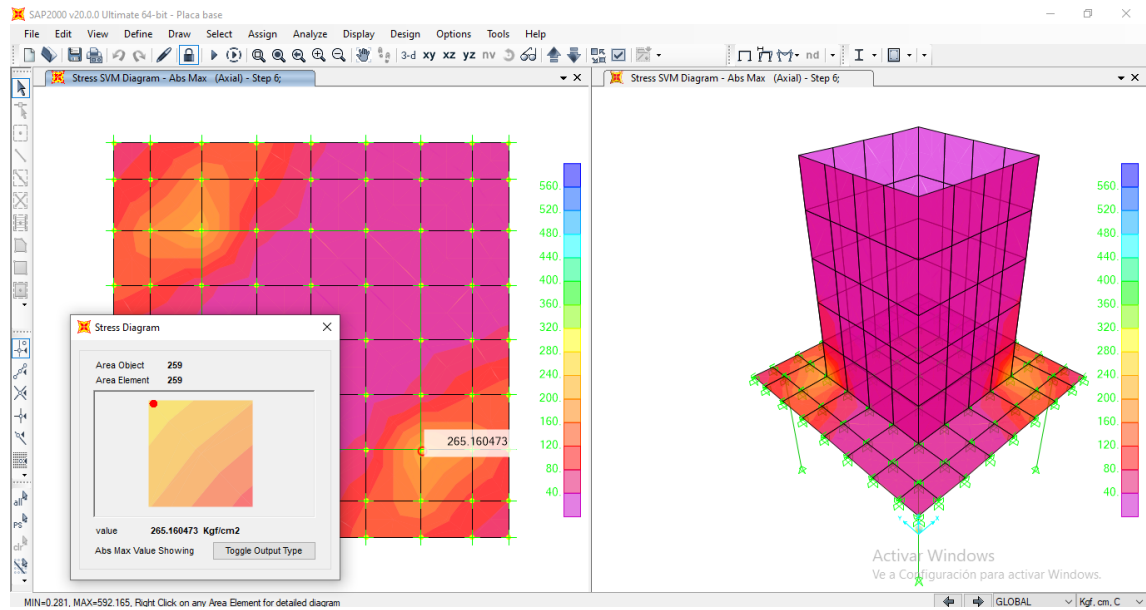


Figura N° 59 Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=320.93 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 07

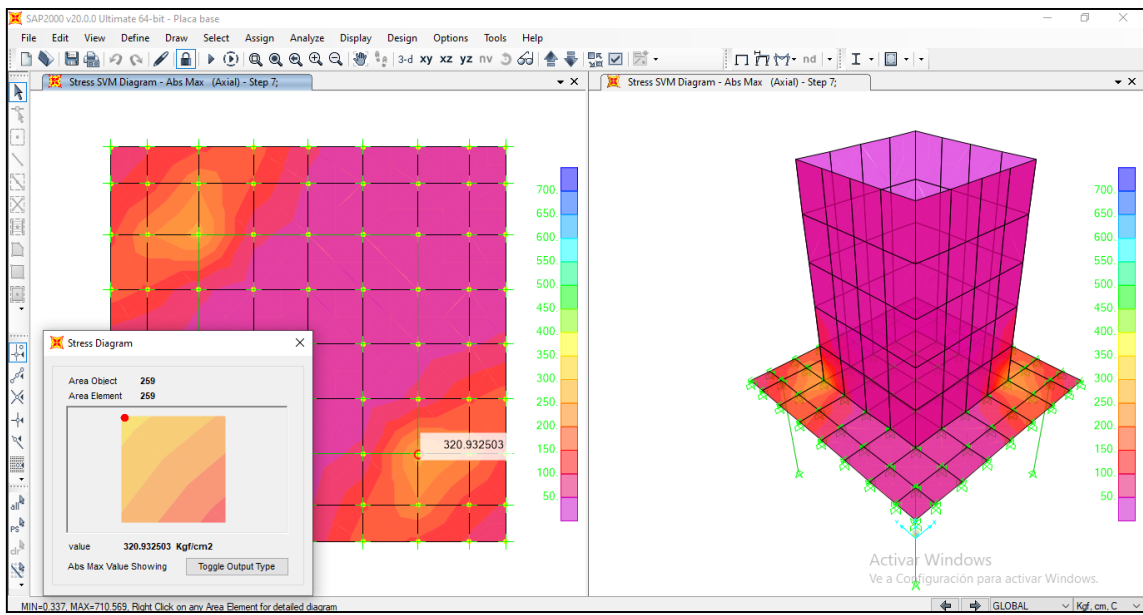


Figura N° 60: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=373.19 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 08

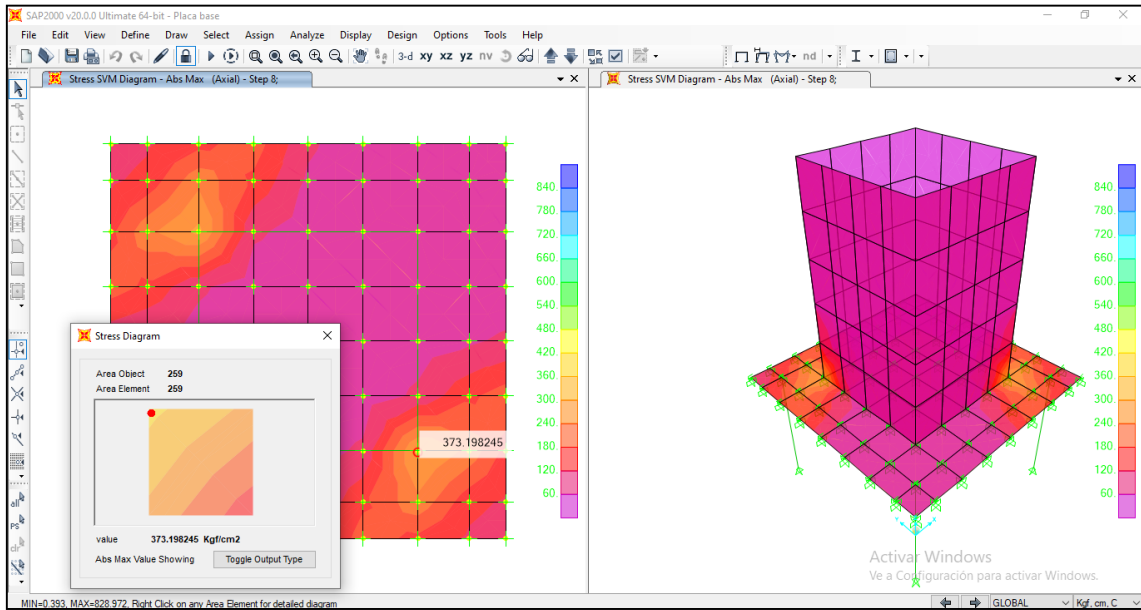


Figura N° 61: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=422.38 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 09

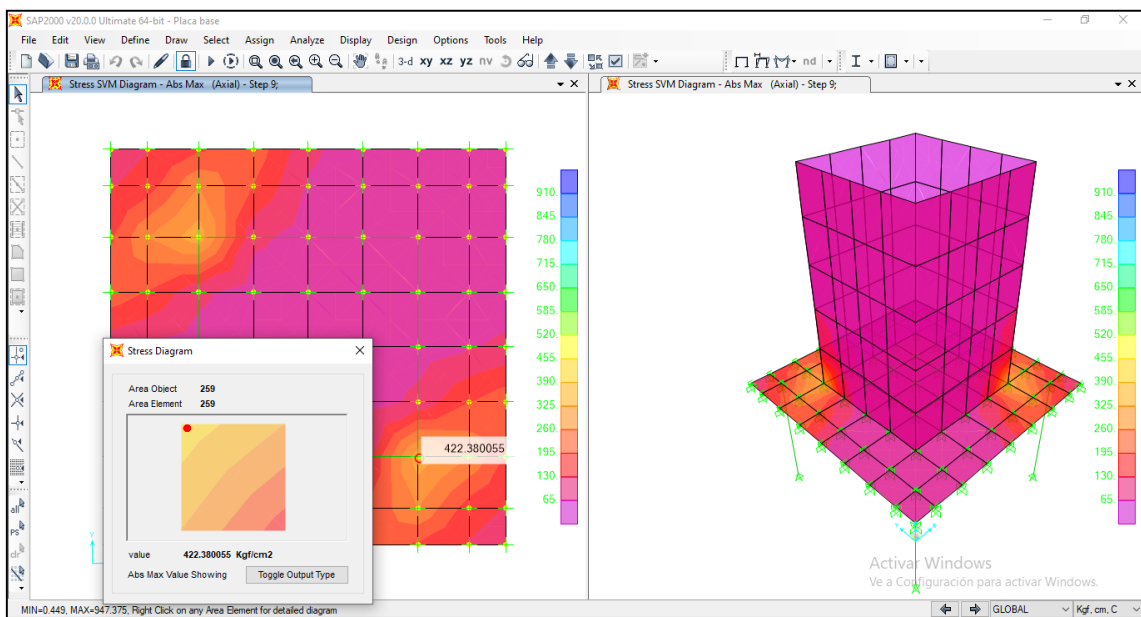


Figura N° 62: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=475.17 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 10

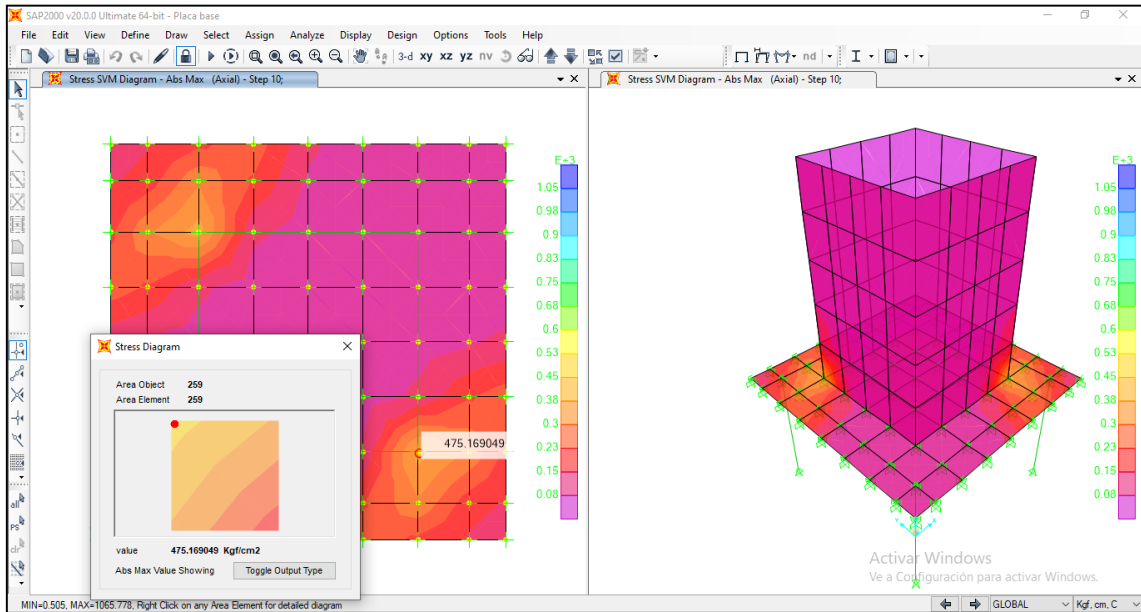


Figura N° 63: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza Axial (placa base en contacto con columna) $\sigma=526.78 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 11

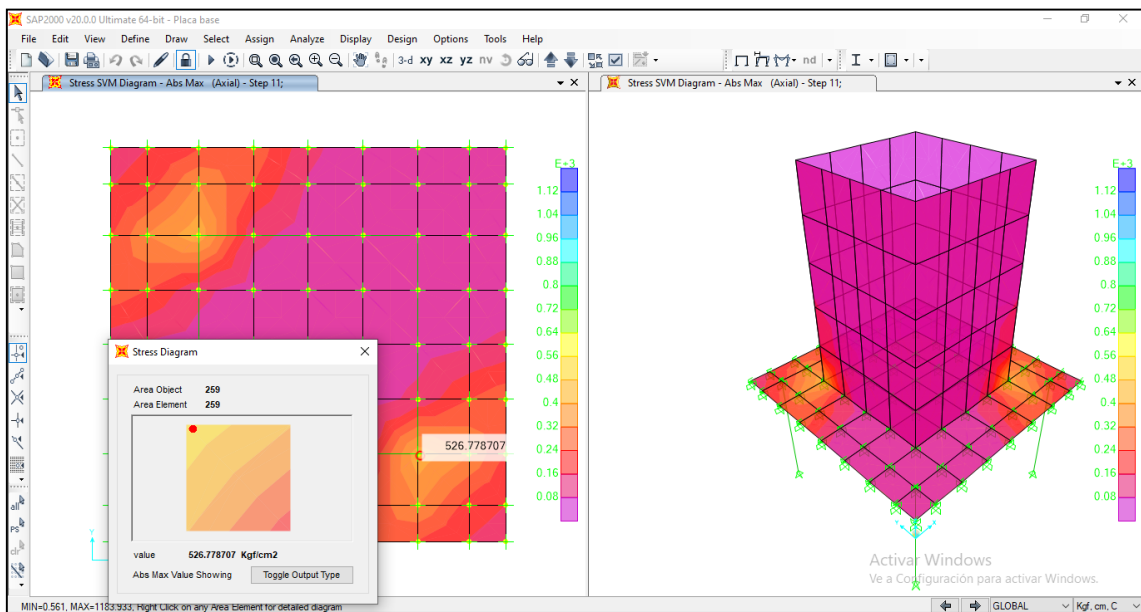
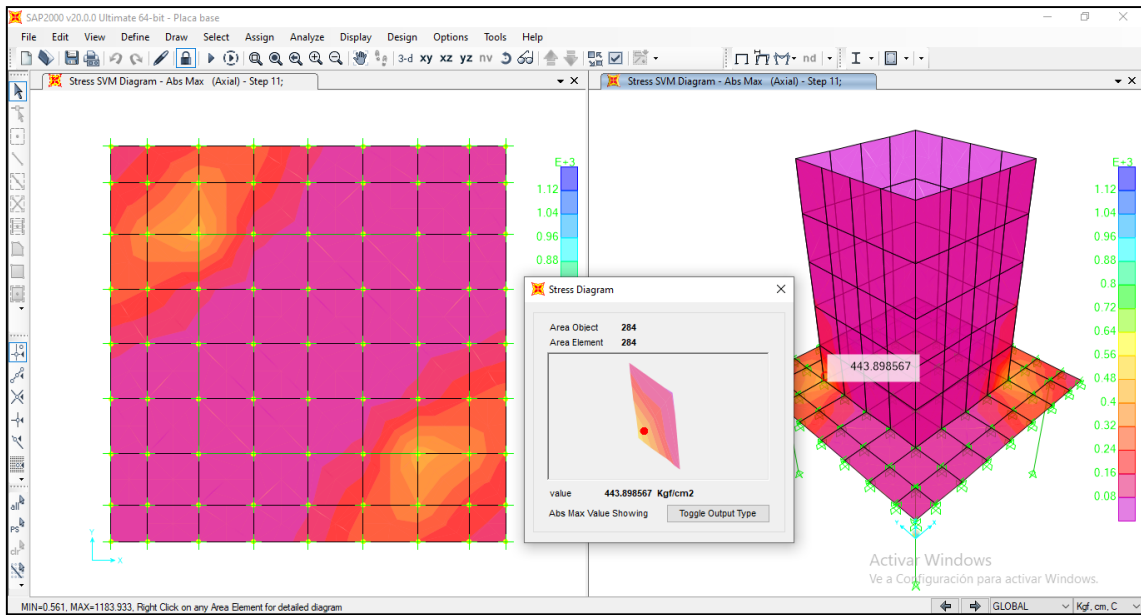


Figura N° 64: Vista en planta y 3d donde indica que no sobrepasa la condición de plastificación de la placa base



➤ **Verificar condición por corte**

Seguidamente vamos a verificar la condición por corte en la placa base, entendiéndose de que por corte no hay plastificación por parte del material de la placa base como se muestra en las figuras 65 al 76

Figura N° 65: Vista en planta y 3d de la condición por corte

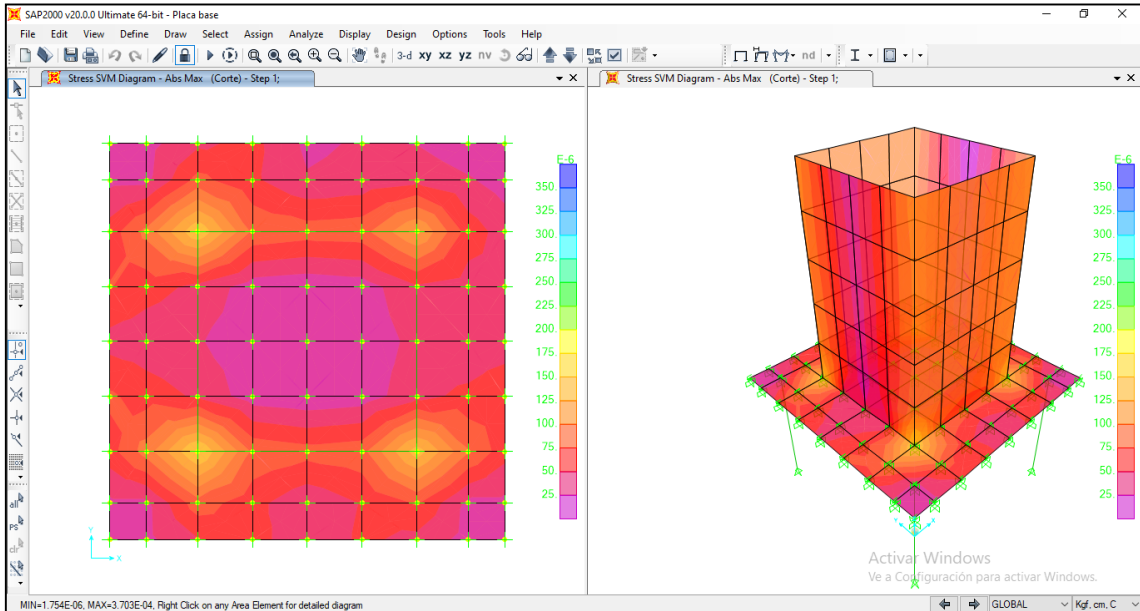


Figura N° 66: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.00019 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 01

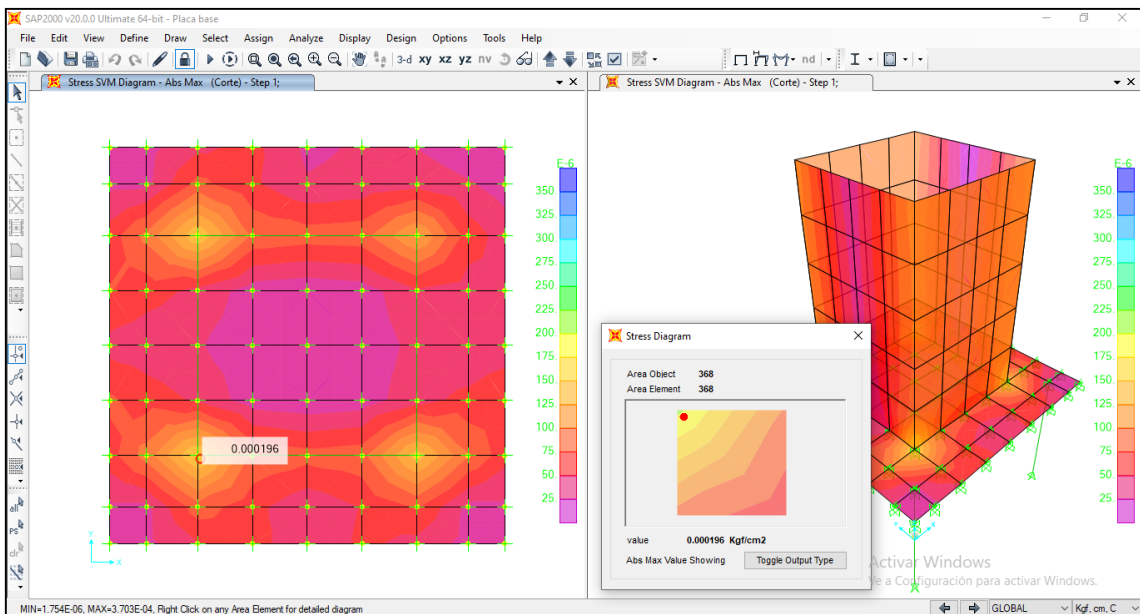


Figura N° 67: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.327 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 02

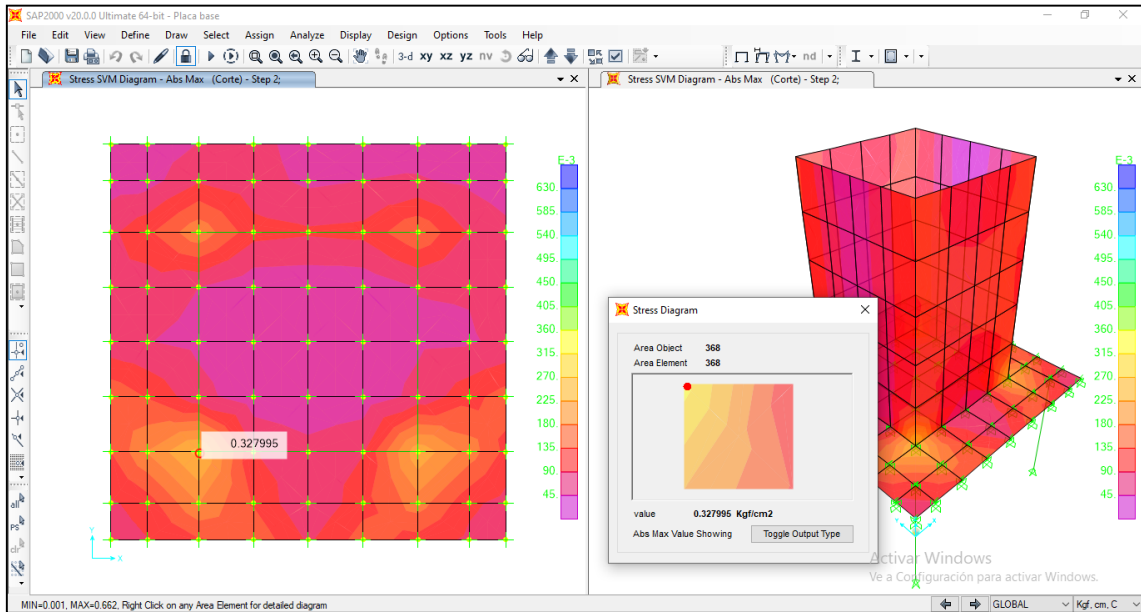


Figura N° 68: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.57 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 03

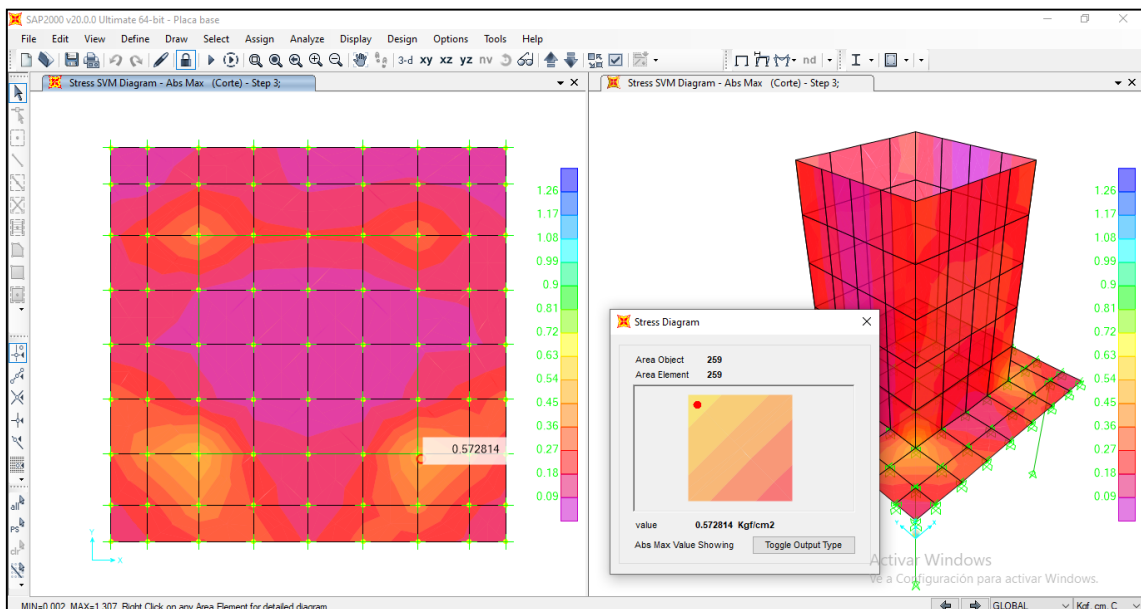


Figura N° 69: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=0.87 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 04

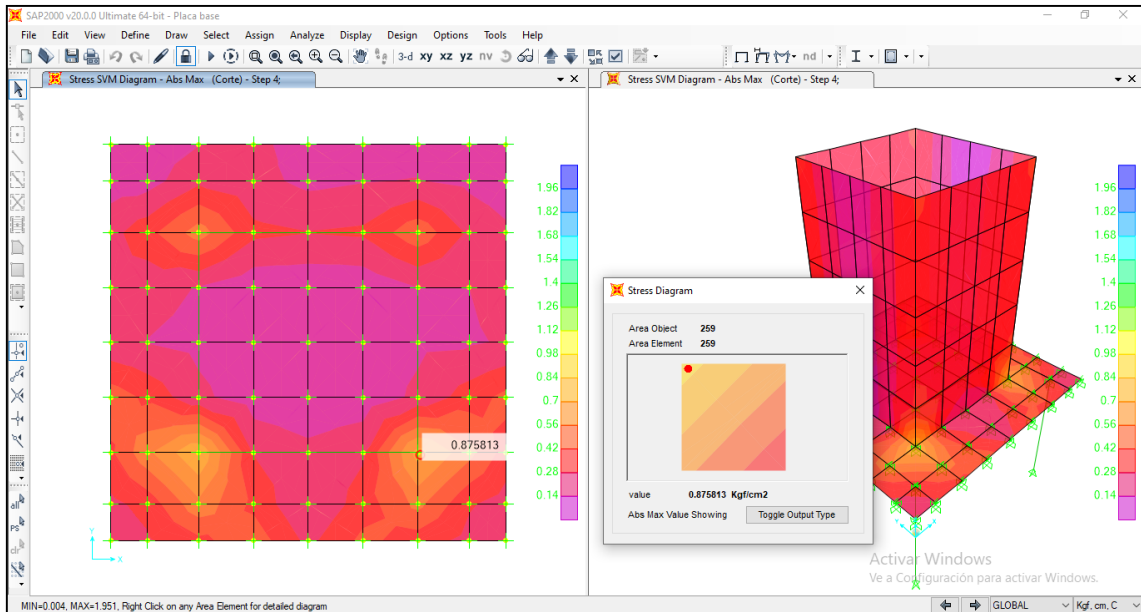


Figura N° 70: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=1.16 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 05

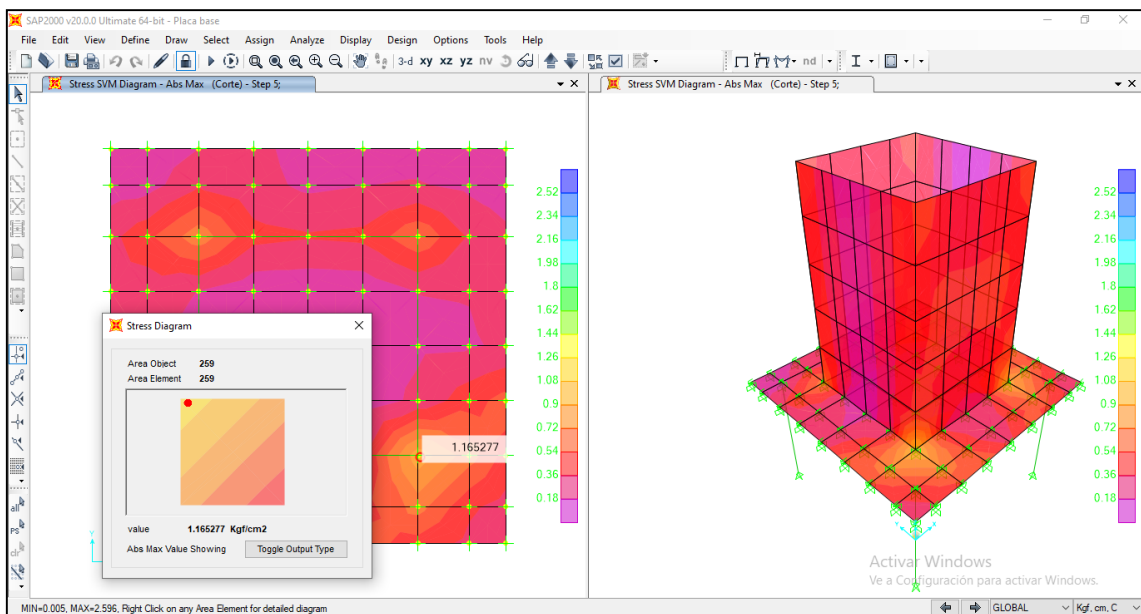


Figura N° 71: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=1.44 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 06

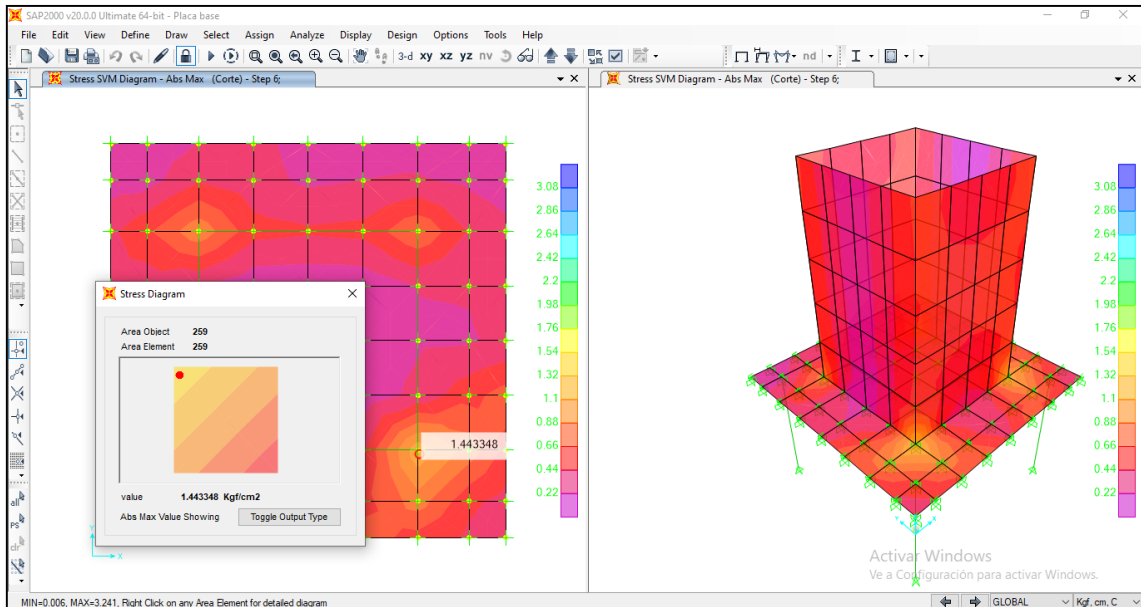


Figura N° 72: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=3.7317 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 07

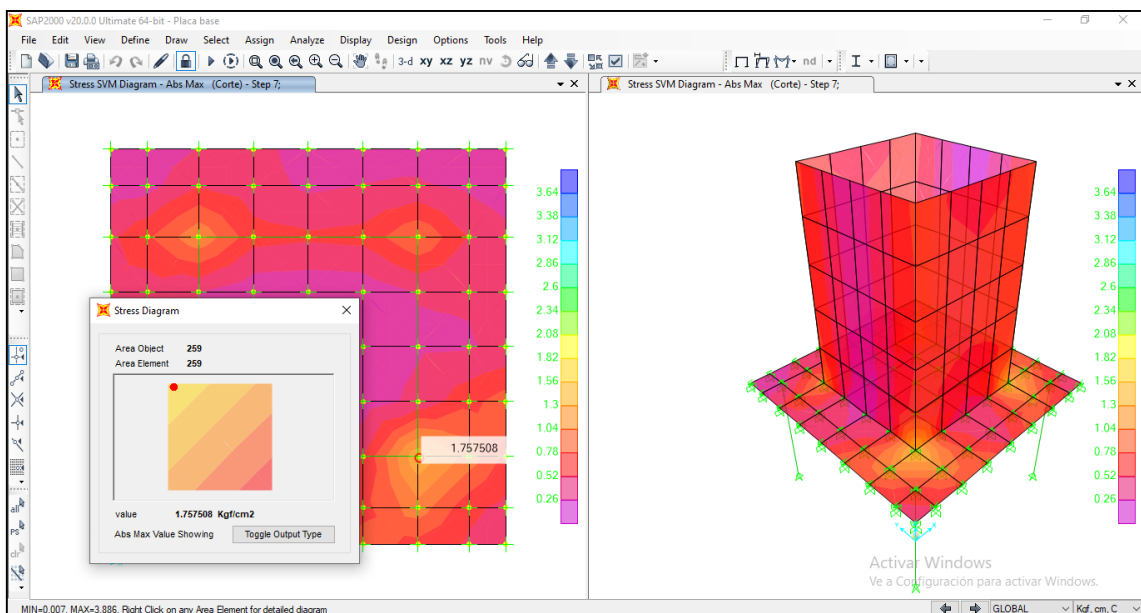


Figura N° 73: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.05 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 08

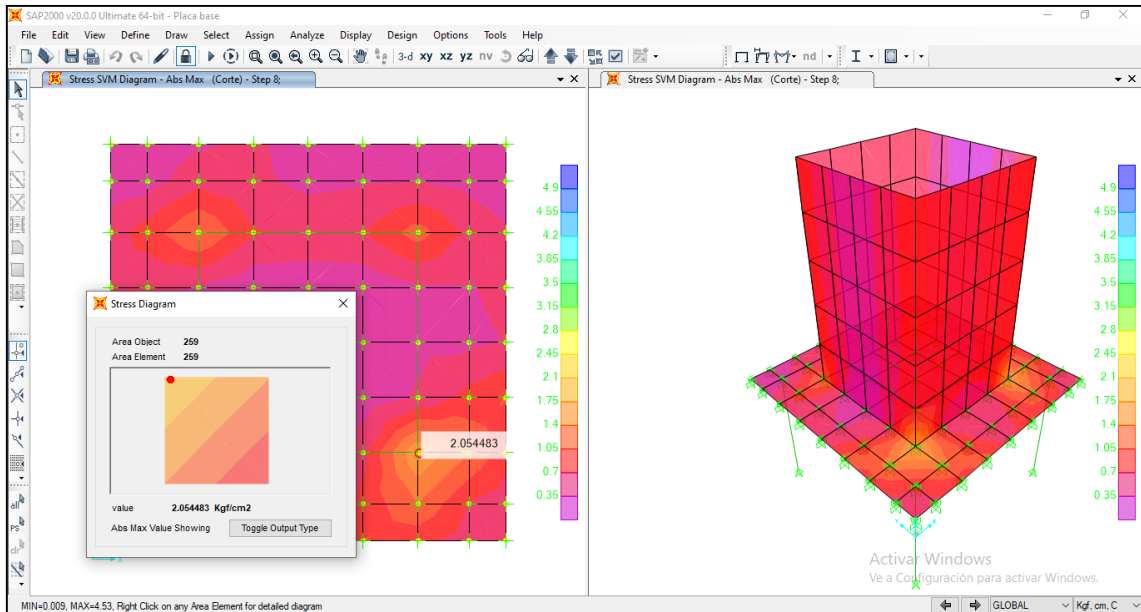


Figura N° 74: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.35 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 09

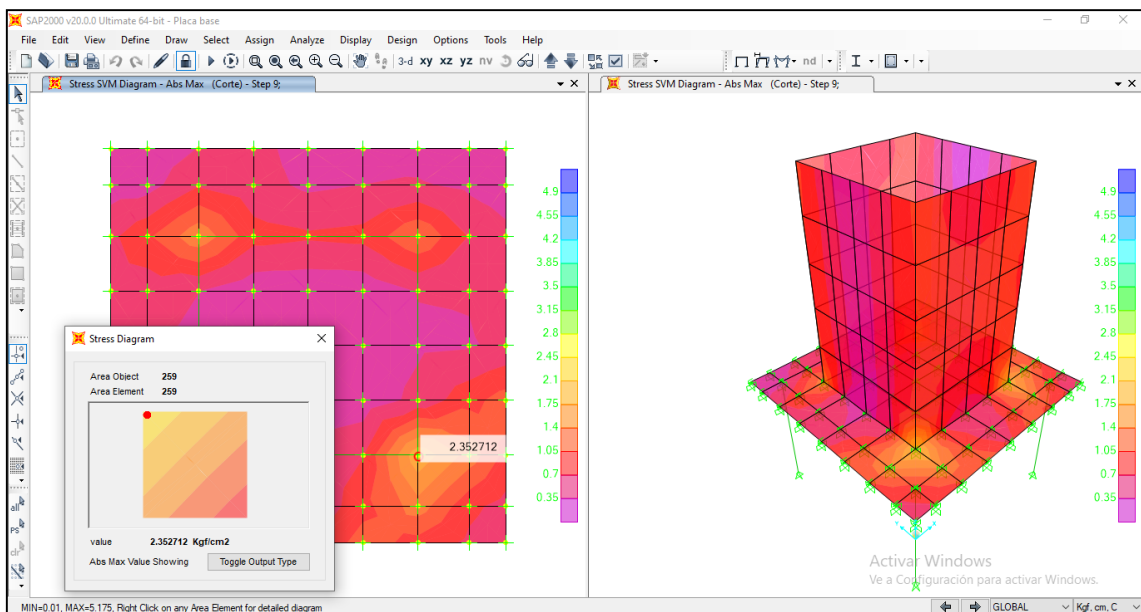


Figura N° 75: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.63 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 10

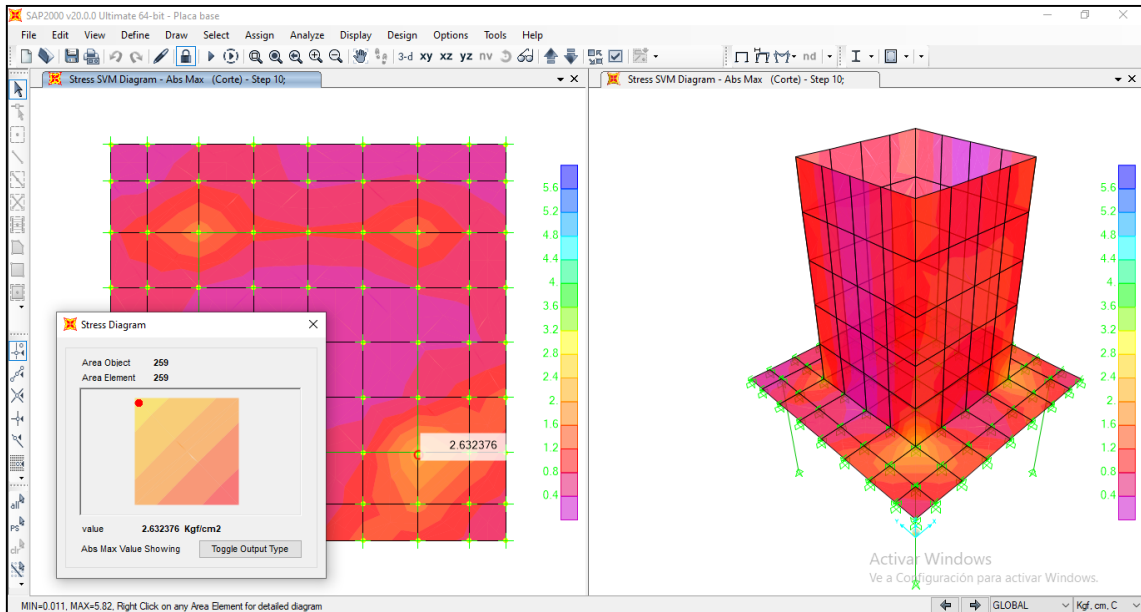
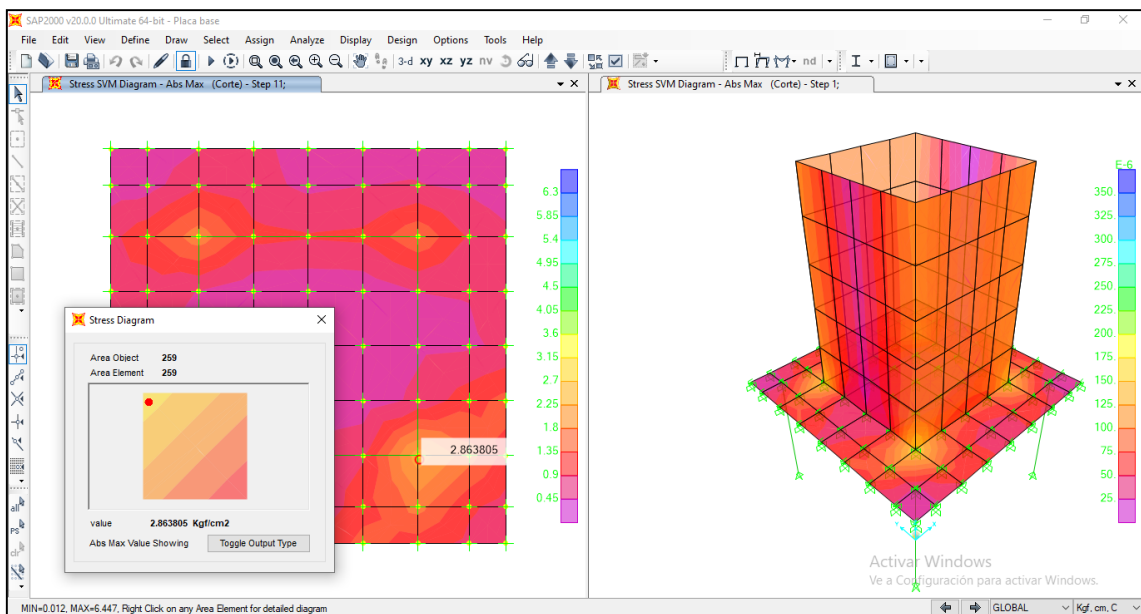


Figura N° 76: Esfuerzo a la cedencia debido a la fuerza por corte (placa base en contacto con columna) $\sigma=2.86 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 11



➤ Verificación por momentos

Con respecto a la carga asignada por momentos, se pudo verificar que por esa condición existe plastificación y cedencia del material placa base desde el paso 7 de la Imagen N° 83 con un esfuerzo de $\sigma=3102.38 \text{ Kg/cm}^2$ superando a la tensión cedente del acero ASTM A36 es 2549.29 Kg/cm^2 , por lo que se deberá cambiar el espesor de la placa base de apoyo de 1" a 1 ½" según lo especificado en la Imagen N° 87, obteniendo en el paso 11 final un tensión a la cedencia de $\sigma=2446.87 \text{ Kg/cm}^2$, valor por debajo del esfuerzo límite del acero A36.

Figura N° 77: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=0.266 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 1

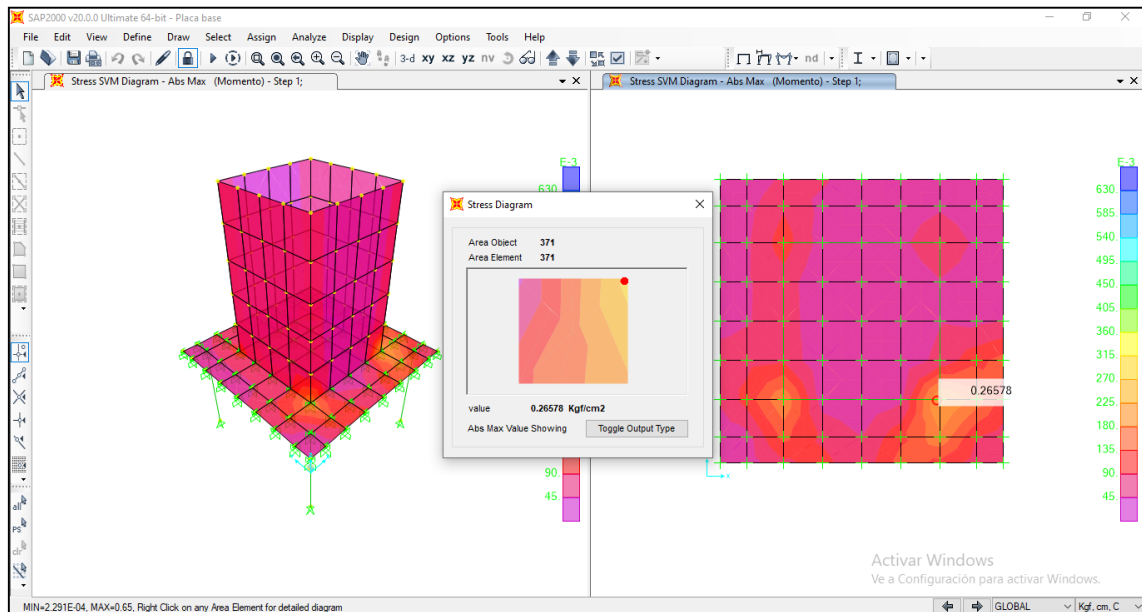


Figura N° 78: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=521.698 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 2

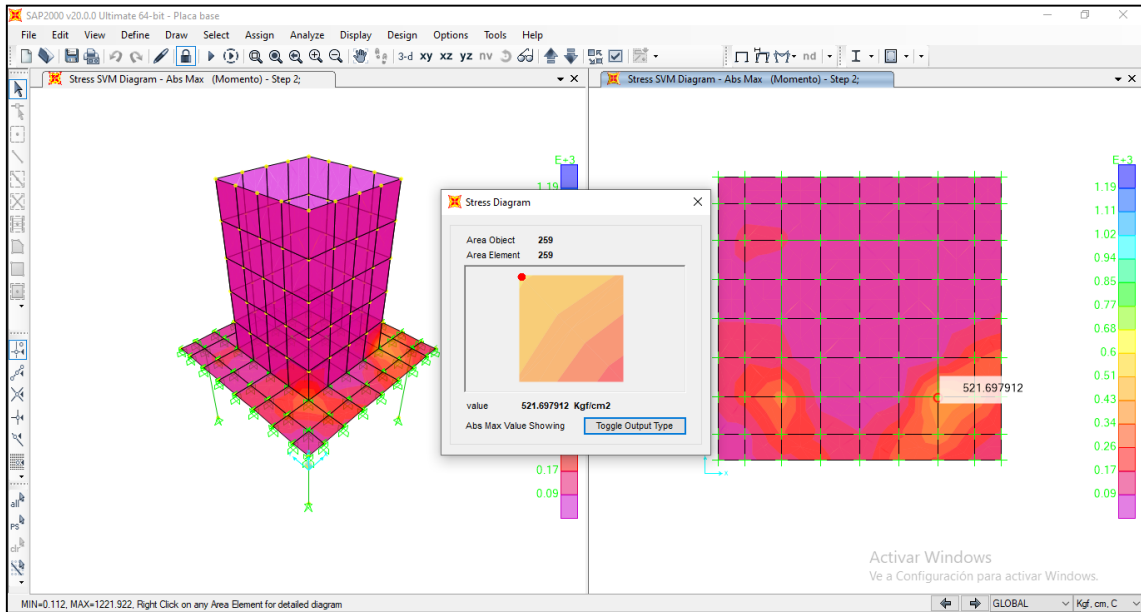


Figura N° 79: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=1039.86 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 3

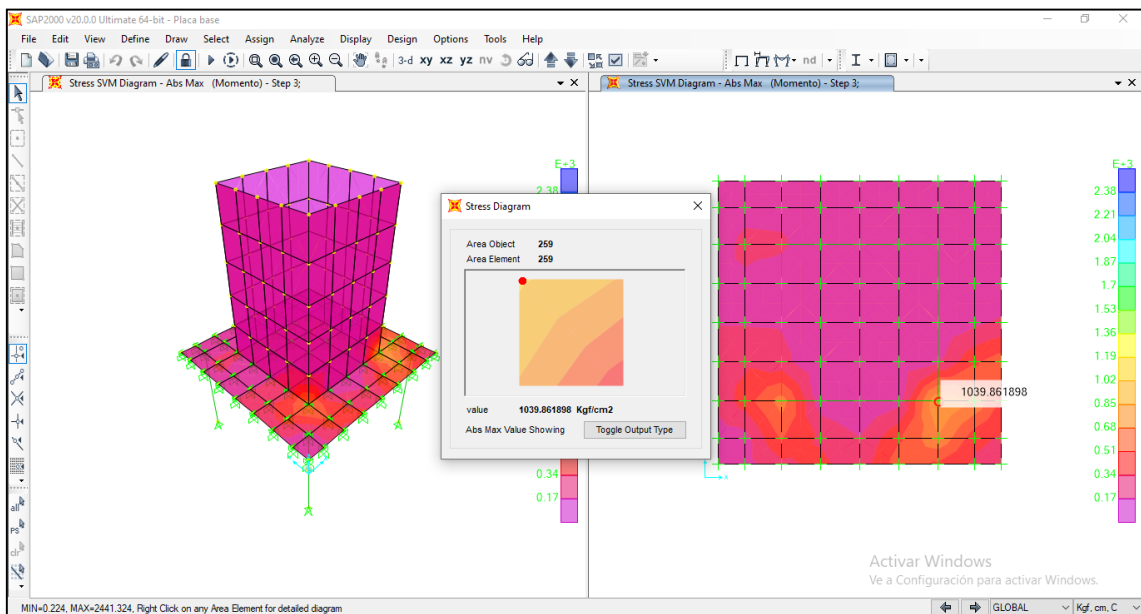


Figura N° 80: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=1556.88 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 4

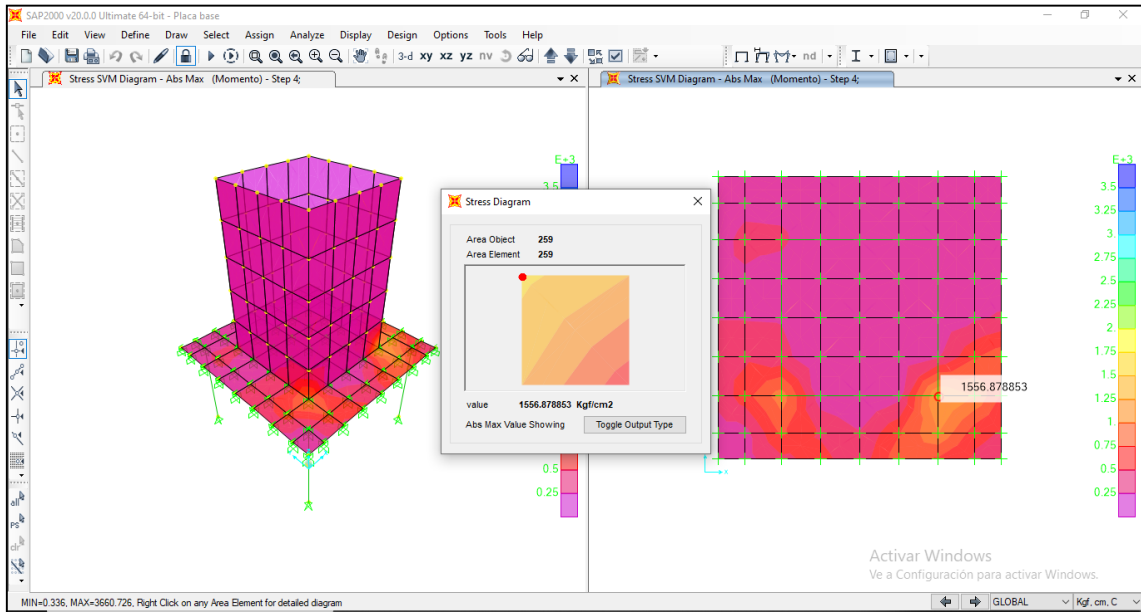


Figura N° 81: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=2070.57 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 5

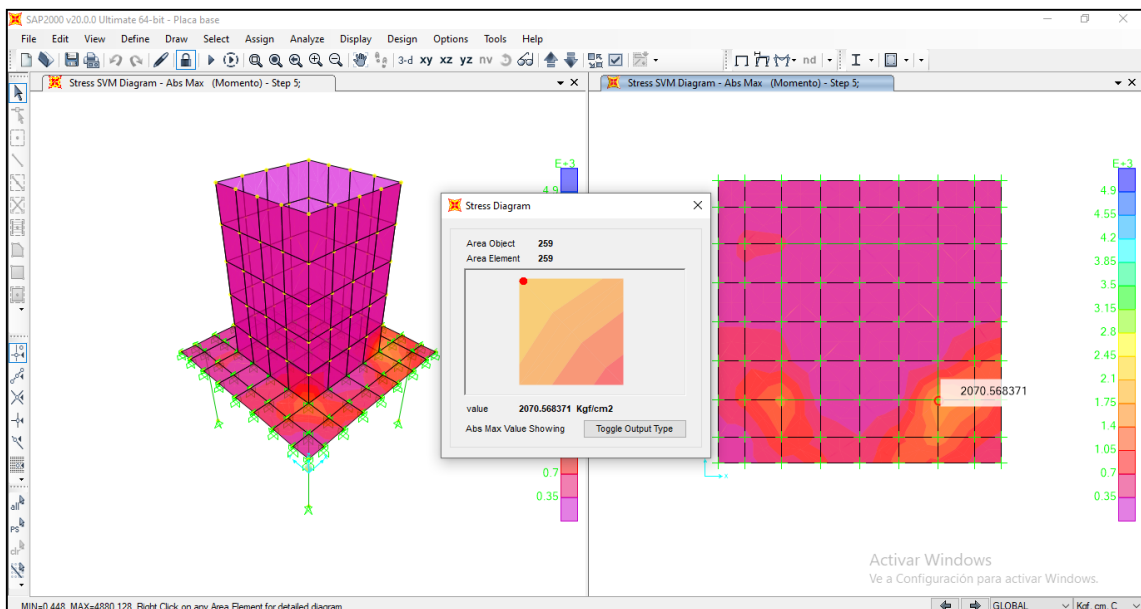


Figura N° 82: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=2409.12 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 6

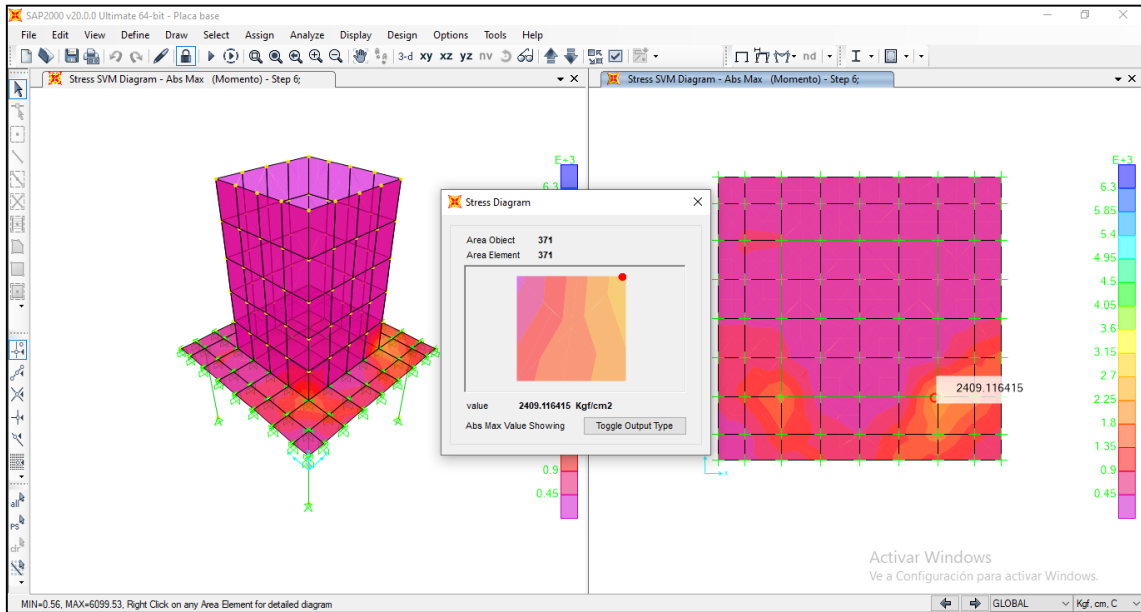


Figura N° 83: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=3102.38 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 7

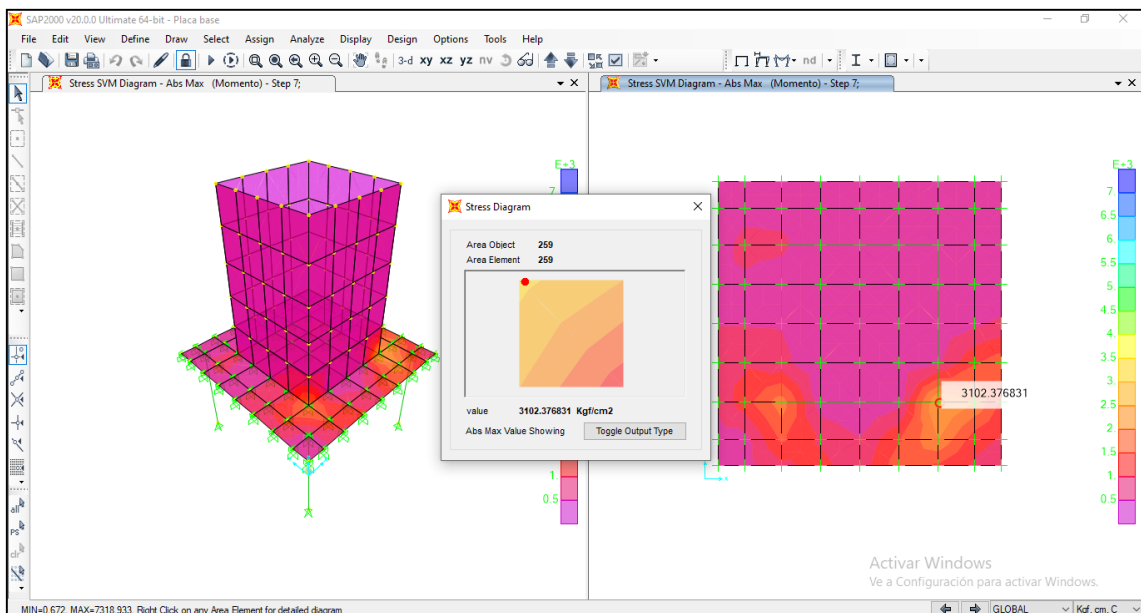


Figura N° 84: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=3611.60 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 8

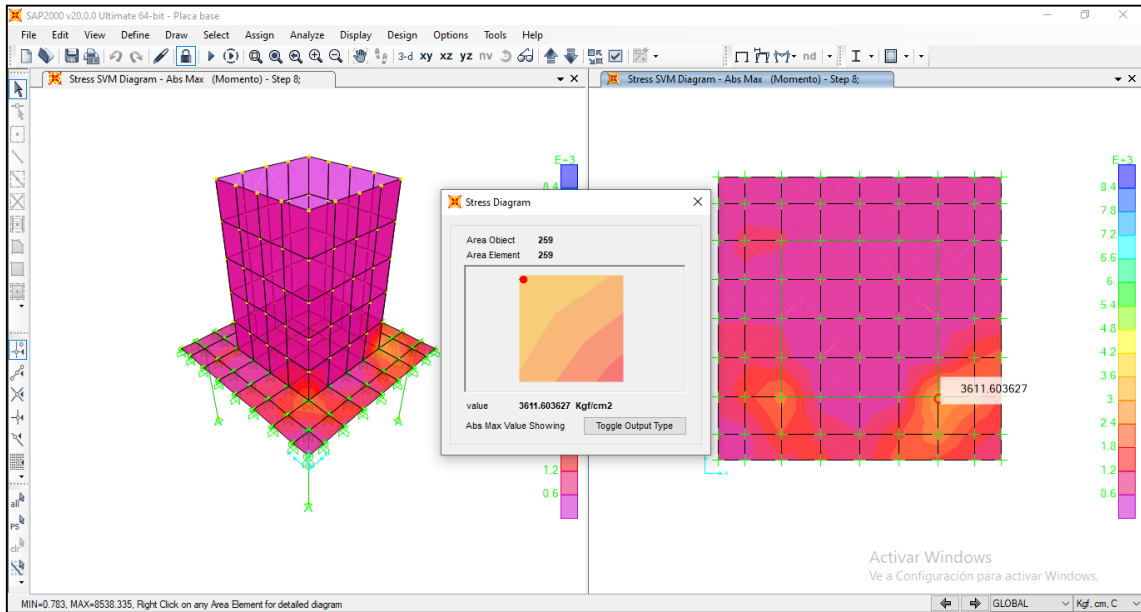


Figura N° 85: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=4140.07 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 9

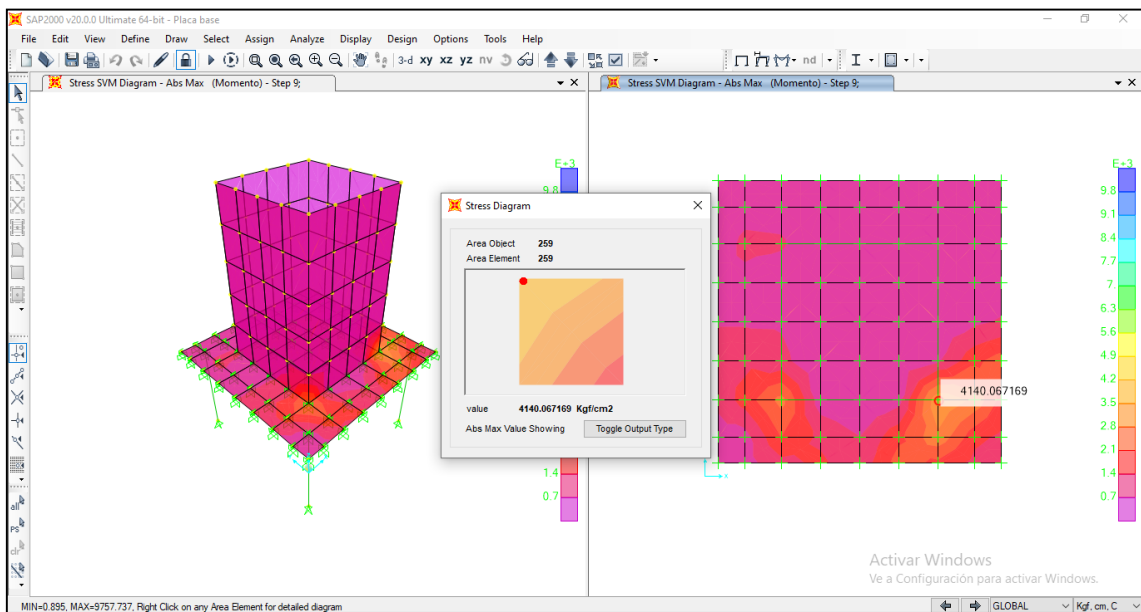
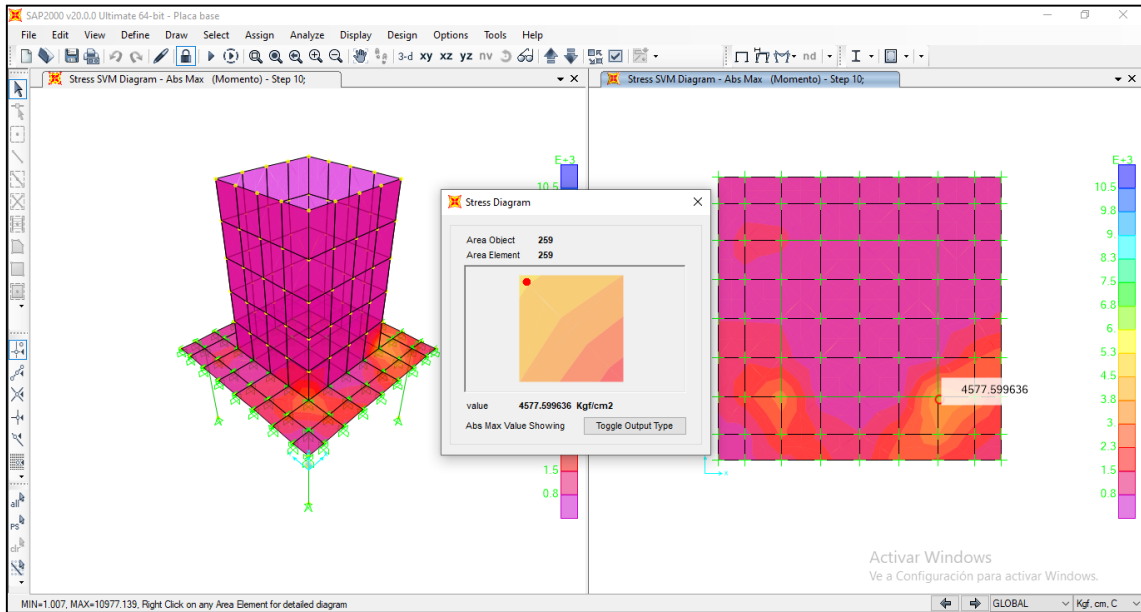


Figura N° 86: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1" en contacto con columna) $\sigma=4577.59 \text{ Kgf/cm}^2$ – Paso 10



➤ **Cambio del espesor de la placa base**

Figura N° 87: Selección y cambio de espesor de la placa base (1" a 1 1/2")

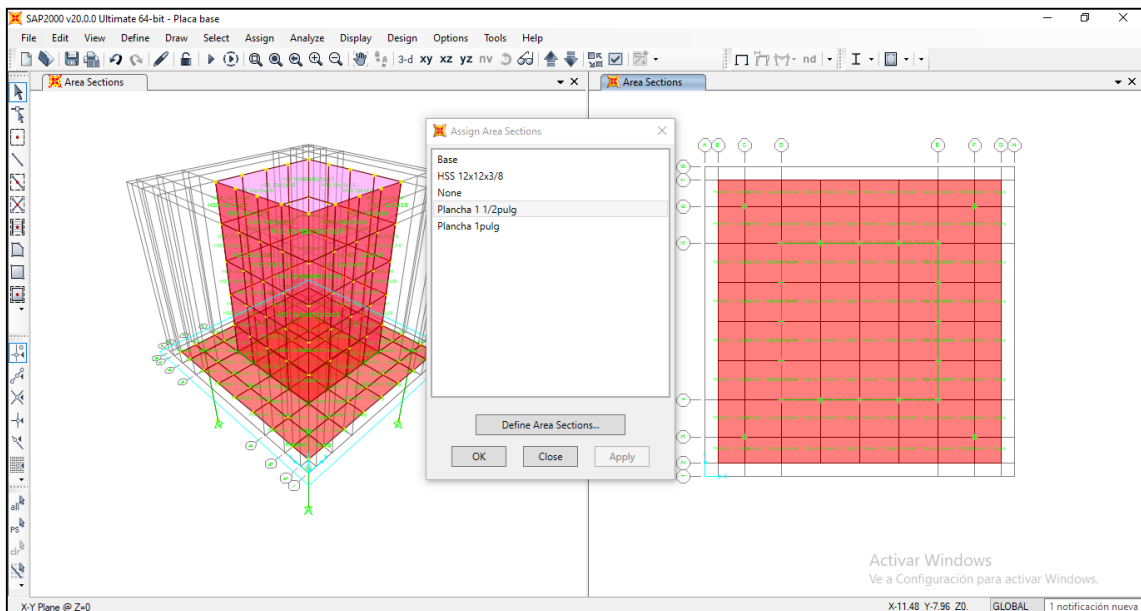


Figura N° 88: Placa base e=1 pulg

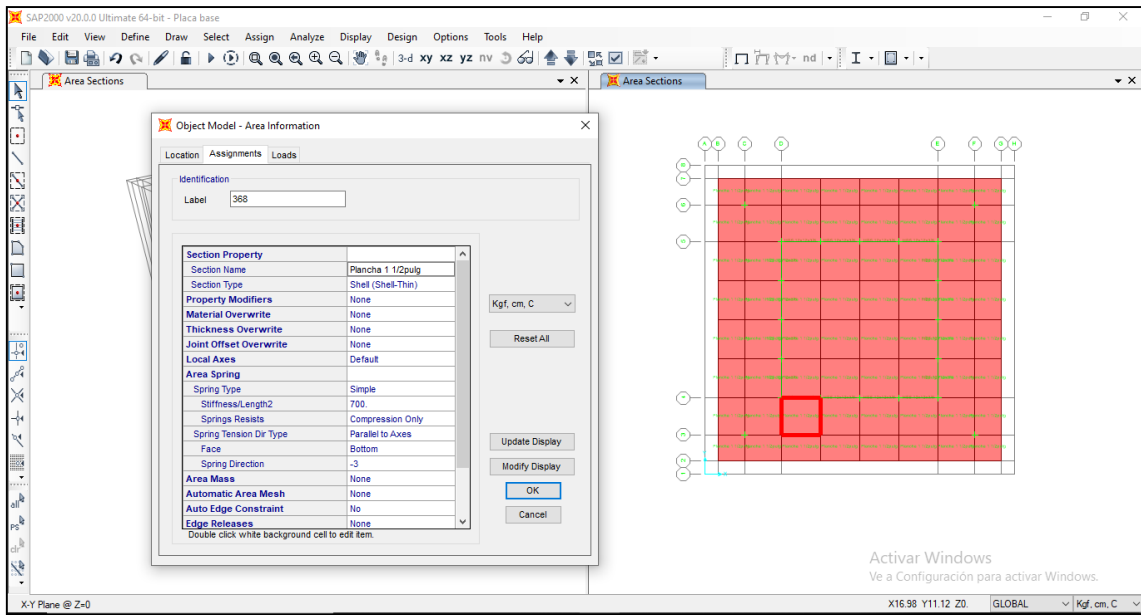


Figura N° 89: Procesamiento de resultados sap2000

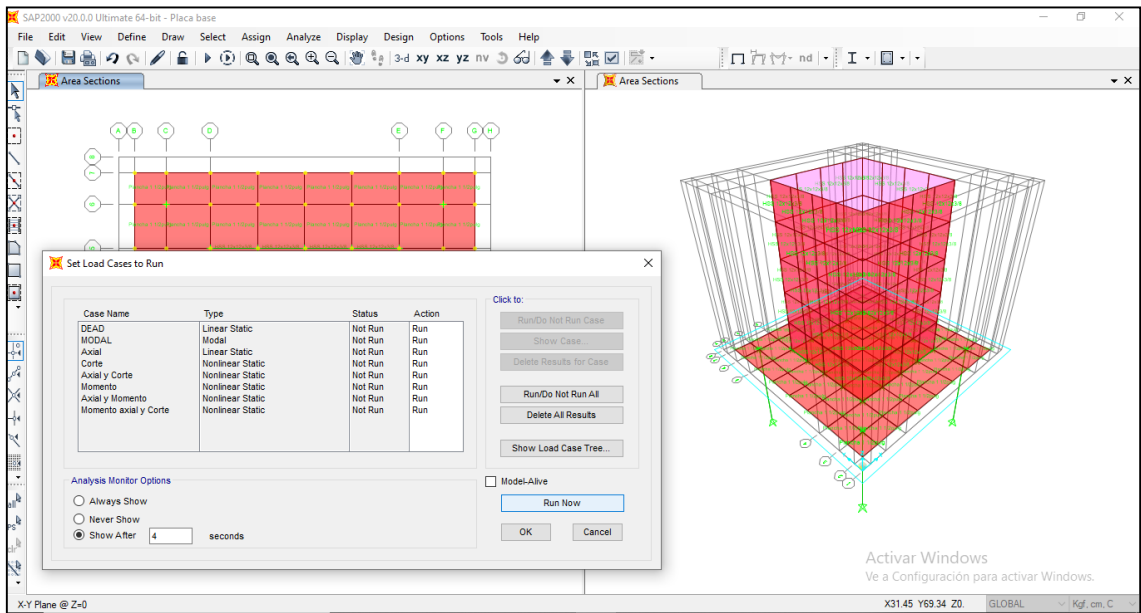


Figura N° 90: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2033.88 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 9

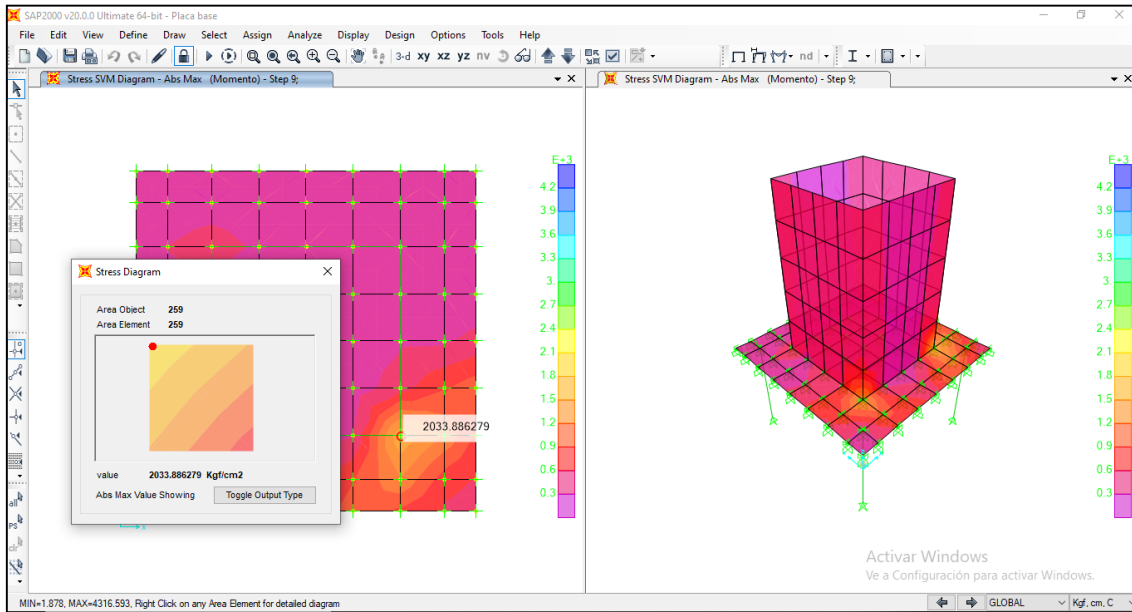


Figura N° 91: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2288.06 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 10

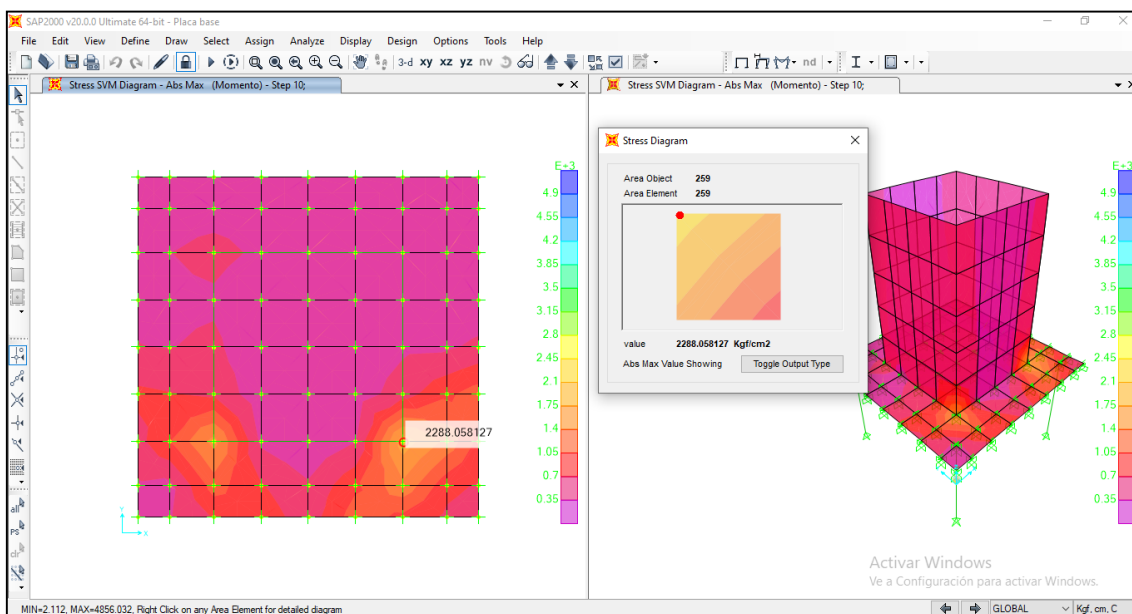
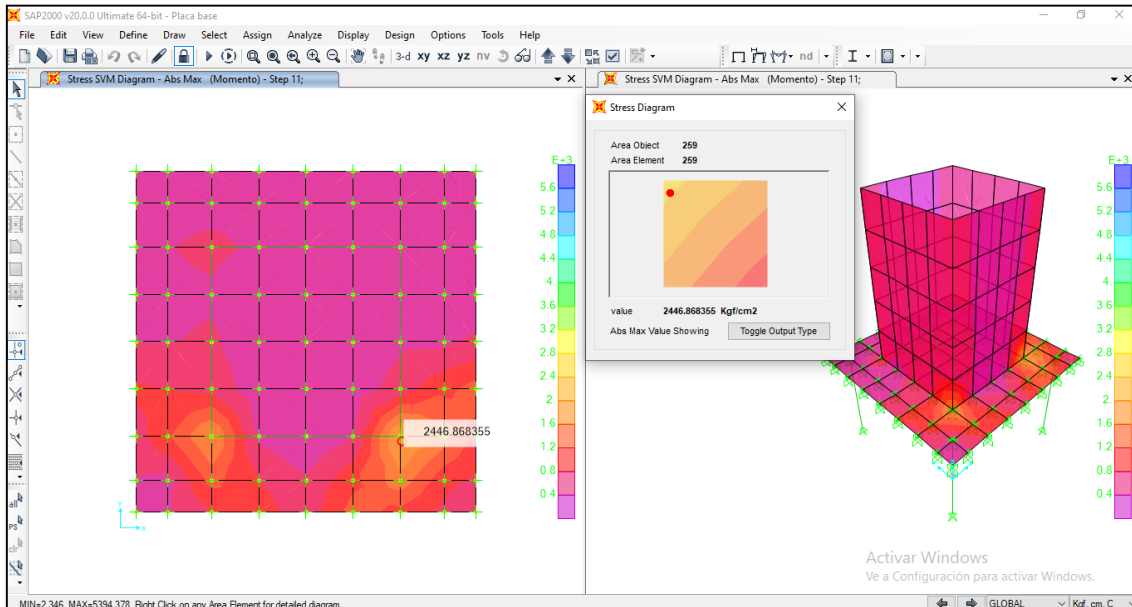


Figura N° 92: Esfuerzo a la cedencia debido a Momentos (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2446.87 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 11



➤ **Verificación por momento axial y corte**

Con respecto a la carga asignada por momento, Axial y Corte, se pudo verificar que por esa condición no existe plastificación y cedencia del material placa base (ver figuras 93 al 95), obteniendo en el paso 11 (ver figura 93) final una tensión a la cedencia de $\sigma=2289.86 \text{ Kg/cm}^2$, valor por debajo del esfuerzo límite del acero 36

Figura N° 93: Esfuerzo a la cedencia debido a Momento-Axial y corte (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2289.86 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 11

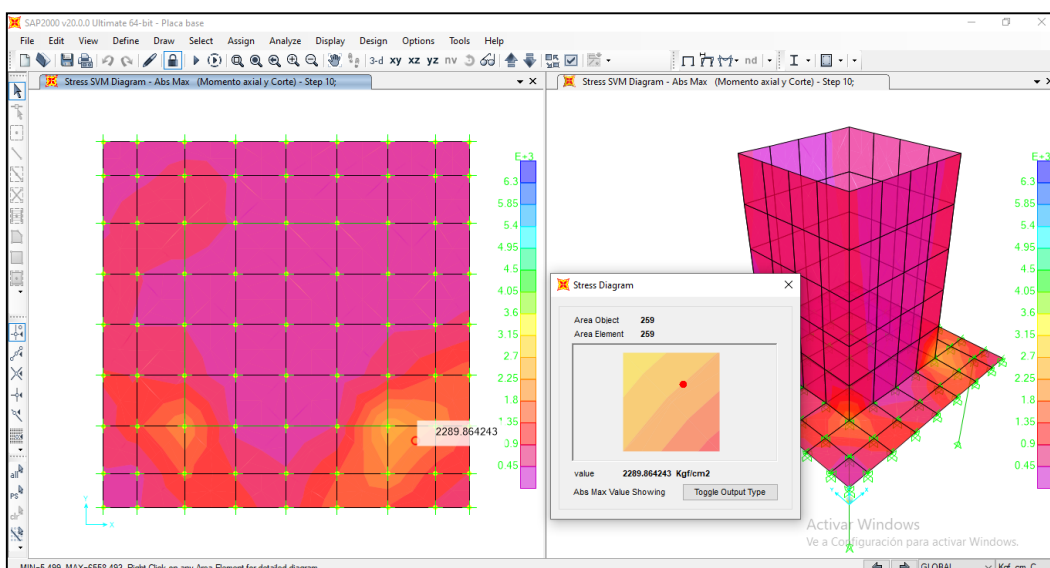


Figura N° 94: Esfuerzo a la cedencia debido a Axial y Momento (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=2468.75 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 9

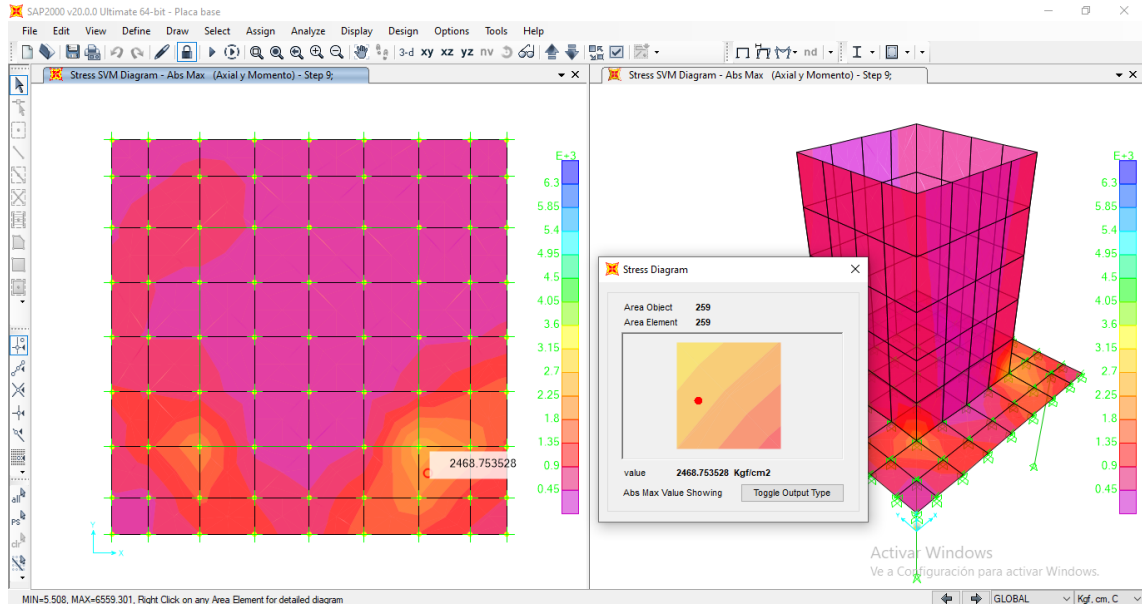
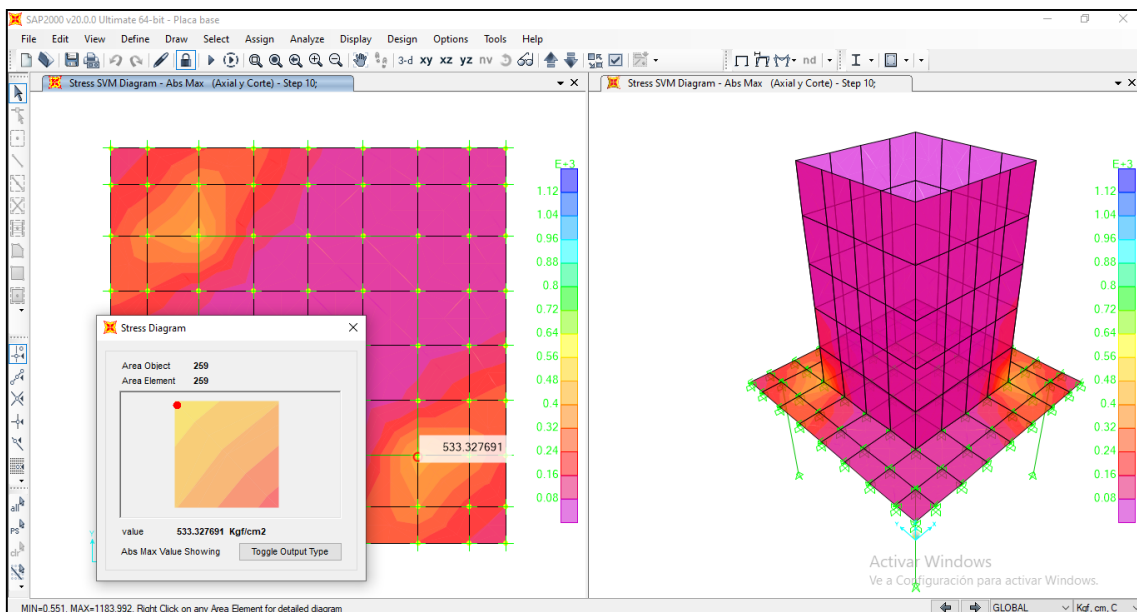


Figura N° 95: Esfuerzo a la cedencia debido a Axial y Corte (placa base e=1 1/2" en contacto con columna) $\sigma=533.32 \text{ Kg/cm}^2$ – Paso 10



➤ Visualización de deformaciones

Seguidamente podremos visualizar las deformaciones debido a una fuerza axial, corte y momentos según las figuras 96 al 104

Figura N° 96: Deformada por fuerza axial Paso 01

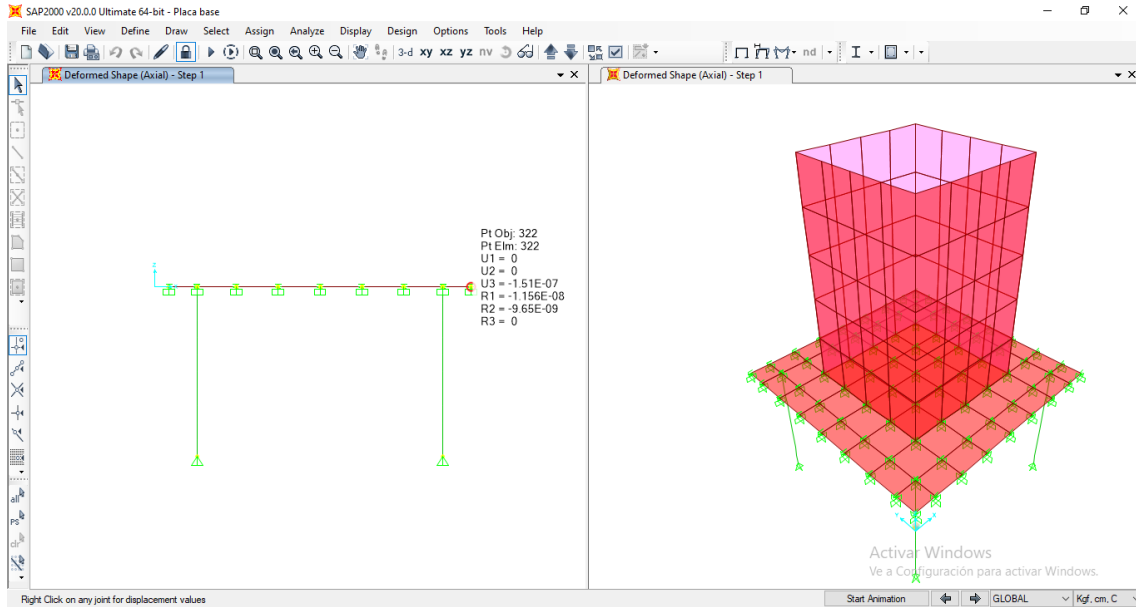


Figura N° 97: Punto de Compresión debido a Fuerza Axial (deformada -0.252mm) Paso 11

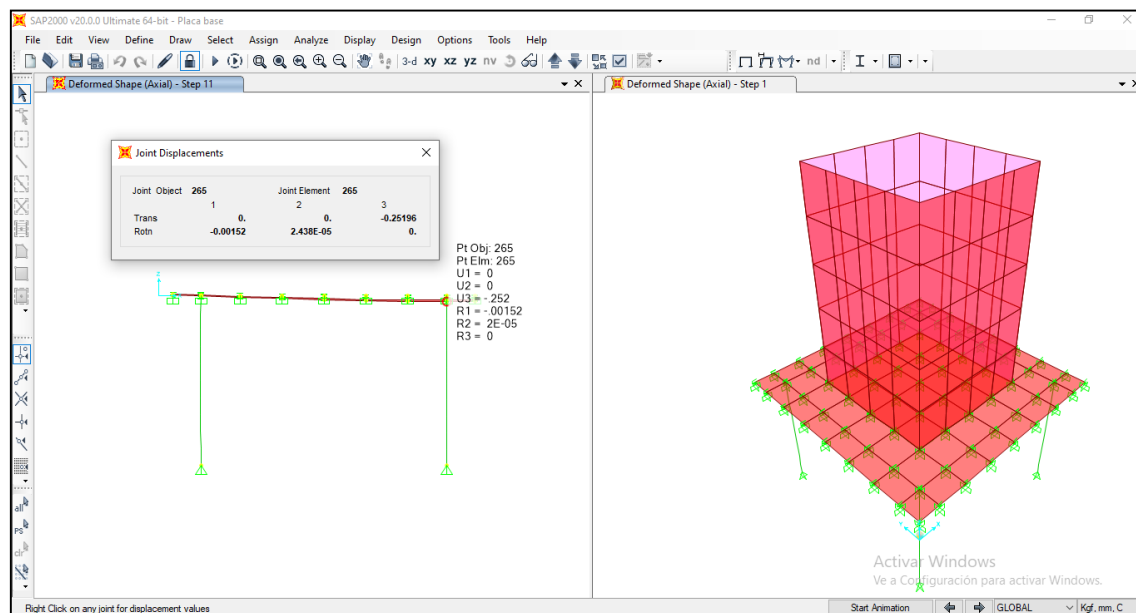


Figura N° 98: Punto de Tracción debido a Fuerza Axial (deformada 0.028mm) Paso11

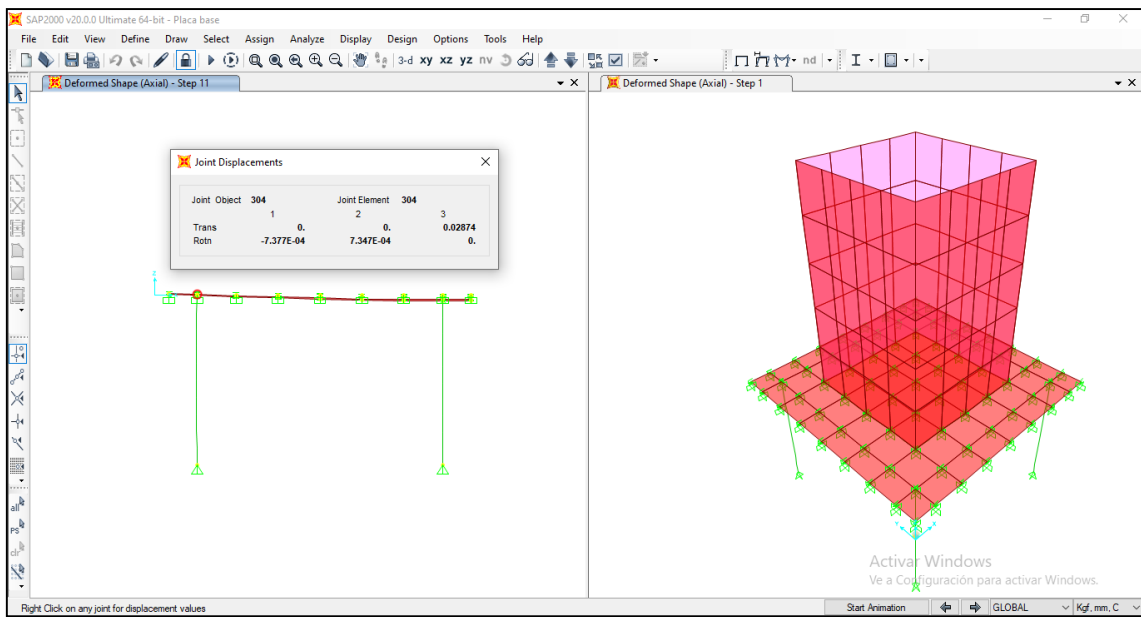


Figura N° 99: Punto de Compresión debido a Corte (deformada -0.00201mm) Paso 11

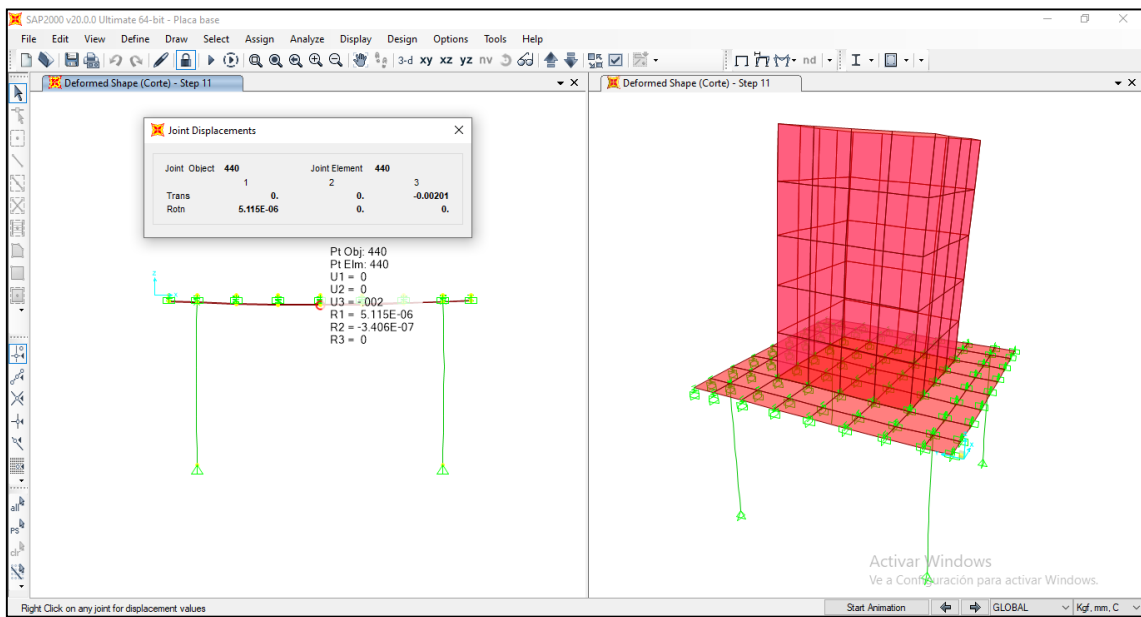


Figura N° 100: Punto de Tracción debido a Corte (deformada -0.00148mm) Paso 11

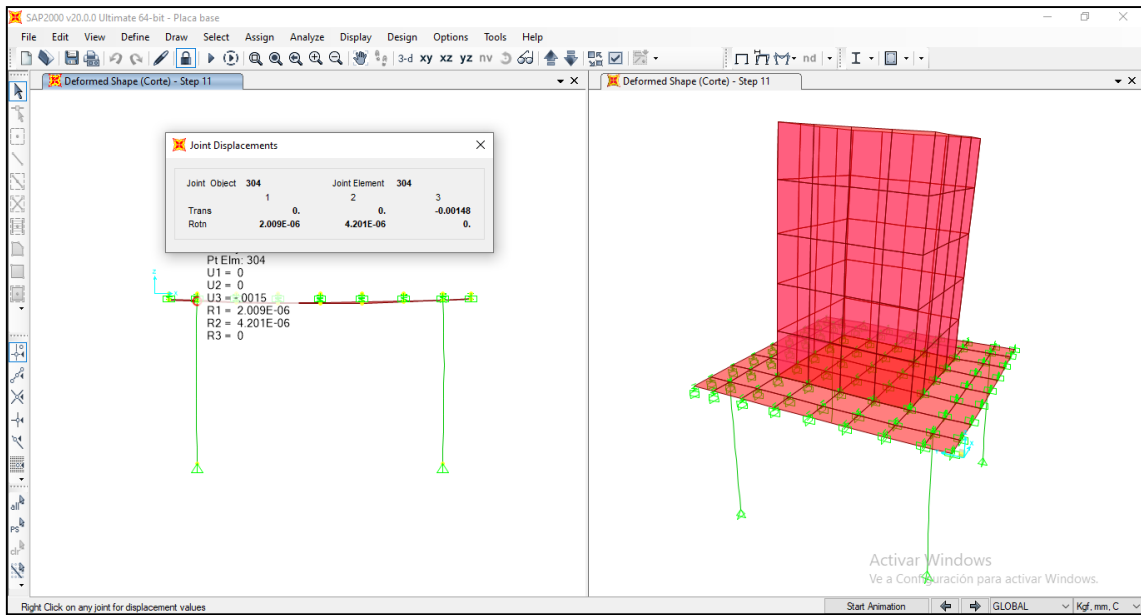


Figura N° 101: Punto de Compresión debido a Momento (deformada -1.147mm) Paso 11

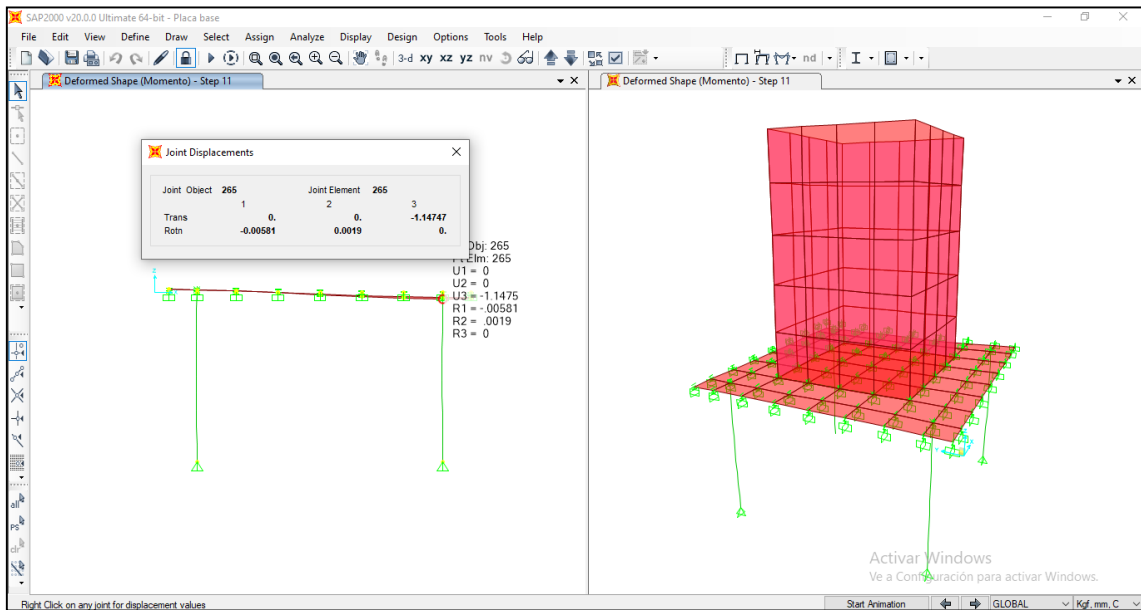


Figura N° 102: Punto de Tracción debido a momentos (deformada 0.4707mm) Paso 11

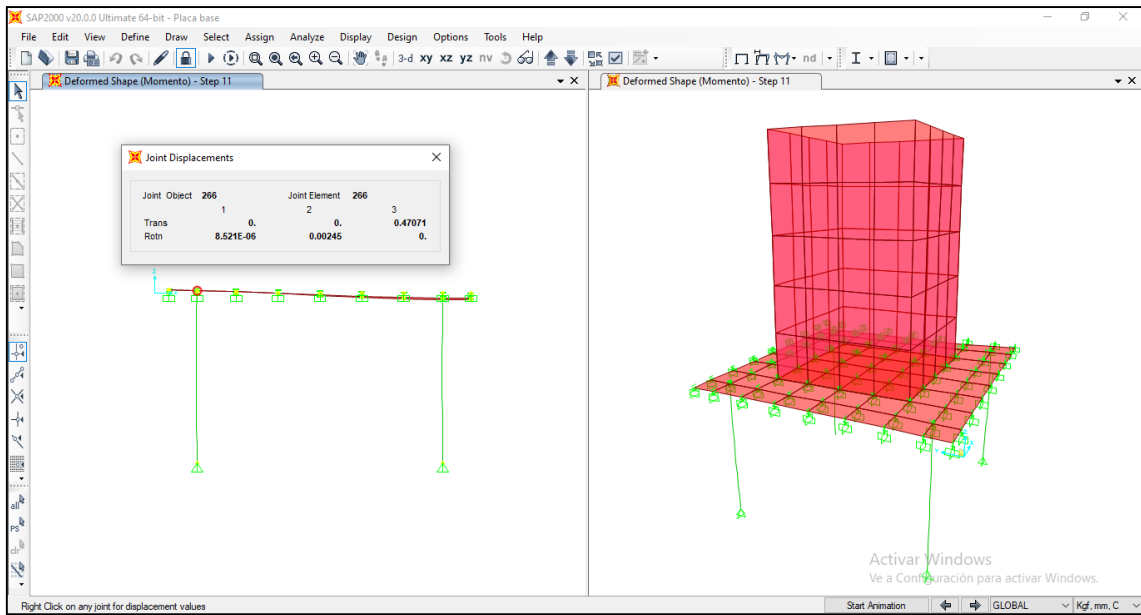


Figura N° 103: Punto de Compresión debido a Axial y Corte (deformada -0.179mm) Paso 10

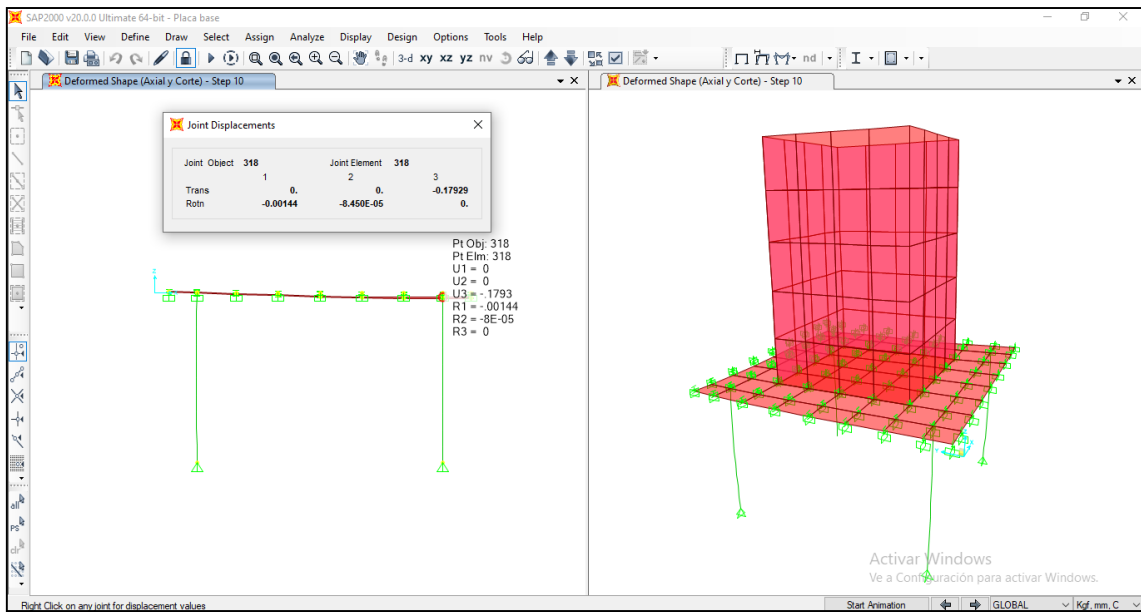
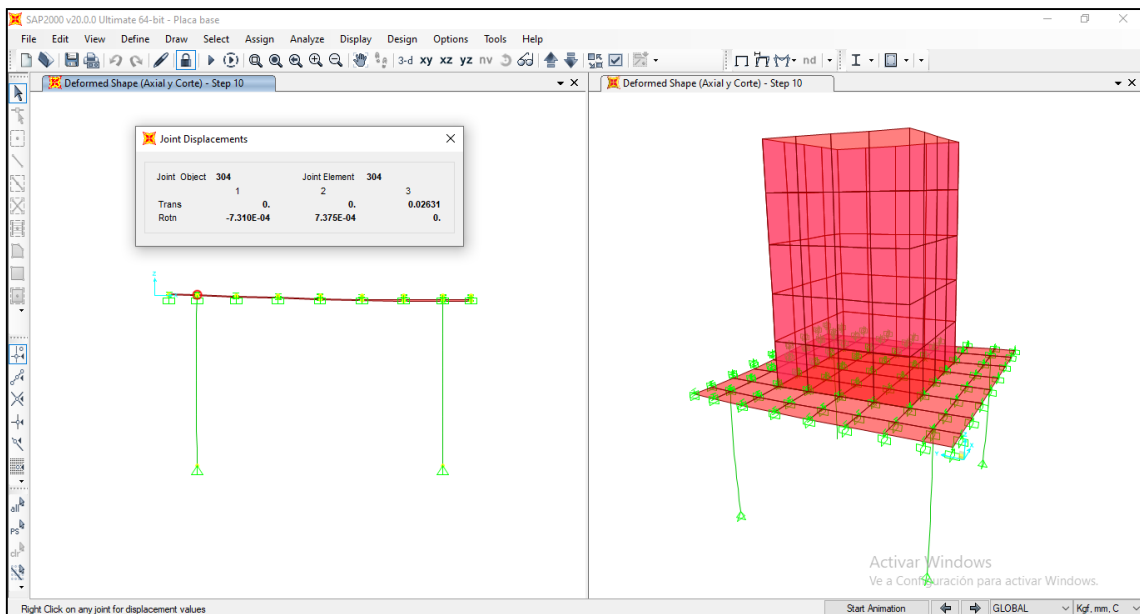


Figura N° 104: Punto de Tracción debido a Axial y Corte (deformada 0.26mm) Paso 10



4.4. Diseño de los pedestales

En los pedestales de concreto armado se consideran las fuerzas axiales y de flexión. Las cargas axiales que transmite la estructura principal dependen mucho del tipo de estructura que estamos utilizando.

Para nuestro caso la estructura principal tiene columnas de HSS 12*12*3/8, la cual solo genera cargas axiales provenientes de la estructura

Para las dimensiones del pedestal, hemos tenido consideración en las dimensiones de la plancha base y las distribuciones de los pernos de anclaje ya que las dimensiones que tiene el pedestal depende de estas mismas

4.4.1. Diseño de pedestal (Columna HSS12x12x3/8)

a) Datos del Pedestal (Propiedades de la sección)

- Ancho: 23 in
- Largo: 23 in
- Recubrimiento: 0.05m
- Concreto: 280 Kg/cm²
- Acero A 615 Gr. 60: f_y : 4200 Kg/cm²
- E_y : 2100000 Kg/cm²

- ϵ_y : 0.002
- ϵ_{cu} = 0.003
- As: 19.90 cm²
- r_{libre} : 7.5 cm
- $r_{efectivo}$: 8cm

Se obtiene las fuerzas a las que está sometido el pedestal del programa SAP 2000 (ver tabla 9)

Tabla N° 9: Fuerzas de la estructura principal al pedestal

Caso de Carga	V _x	V _y	P	M _x	M _y
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
D Carga Muerta	-0.4866	0.0283	3.7383	-0.05257	-2.1639
L Carga viva	-0.5809	0.039	1.3923	-0.07264	-2.5814
E _x Sismo X					
E _y Sismo y					
W Carga de Viento (Wy1)	-0.5706	-0.009	-0.011	0.01651	-2.5318

Fuente: Análisis Sap2000

b) Análisis Dirección X-X

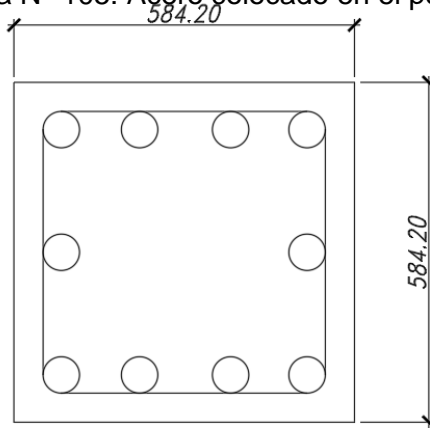
La norma E060, considera entre 1% y 6% de cuantía. Al verificarlo con nuestro resultado observamos que esta cuantía sobrepasa la cantidad de acero que necesita el pedestal, porque sus dimensiones son mayores a las solicitadas, por lo cual consideramos en ítem 10.8.3 que menciona que para este tipo de casos se debe considerar la mitad de los requerido (0.5% de cuantía)

En el ACI 318 en el punto 15.8.2.2 también nos indica que la cantidad de acero de empotramiento en la zapata que va del pedestal tiene que ser como mínimo 0.005 veces el área del pedestal

La distribución de los aceros se logra apreciar en la figura 105

- La cuantía a utilizar es de 0.5%:
- Área del Pedestal: 3412.89cm²
- 0.5% de Cuantía: 17.06 cm²
- Acero Colocado: 10φ5/8"=19.90 cm²
- Cuantía Real colocada: 0.58%

Figura N° 105: Acero colocado en el pedestal



Fuente: Elaboración Propia

c) Diagrama de interacción

I. Punto 1

$P_{oc} : 729,606.51 \text{ Kg}$

$P_{oc} : 729,61 \text{ Tnf}$

II. Punto 2 Falla balanceada

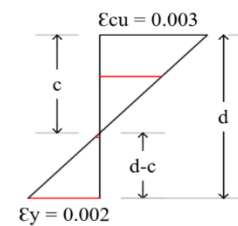
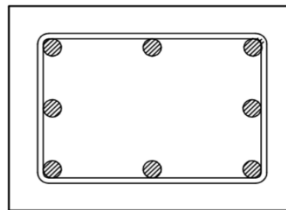
Por triángulos semejantes:

$c = 30,252$

$\epsilon_{s1} = 0,0022$ Fluye

$\epsilon_{s2} = 0,000020$ No Fluye

$\epsilon_{s3} = 0,0020$ Fluye



Esfuerzos en el Acero

$f_{s1} = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{s2} = 42,54 \text{ Kg/cm}^2$

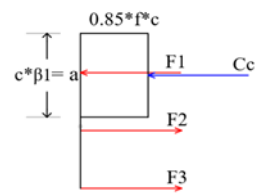
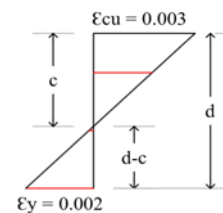
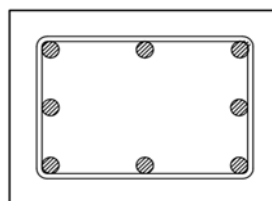
$f_{s3} = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$

Fuerzas en el acero

$F1 = 25,07 \text{ Ton}$

$F2 = 0,17 \text{ Ton}$

$F3 = 25,07 \text{ Ton}$



Fuerzas en el Concreto

$$0.65 \leq \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) \leq 0.85$$

$\beta_1 = 0,85$
 $a = 25,7142$
 $C_c = 286,023366$
 $P = 285,85$

Los cálculos realizados por falla balanceada de fuerzas y momentos se aprecian en la tabla N° 10

Tabla N° 10: Fuerzas y momentos en el concreto por falla balanceada

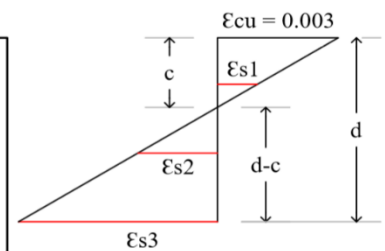
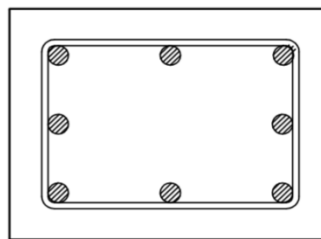
Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
286,02	16,353	4677,31
25,07	19,96	500,57
0,17	0,00	0,00
25,07	19,96	500,57
Σ Suma		5678,45

Fuente: Elaboración Propia

III. Punto 3 en la zona de tensión

Se propone "c":

$c = 14,65$
 $\epsilon_{s1} = 0,00136$ **No fluye**
 $\epsilon_{s2} = 0,00323$ **Fluye**
 $\epsilon_{s3} = 0,00732$ **Fluye**

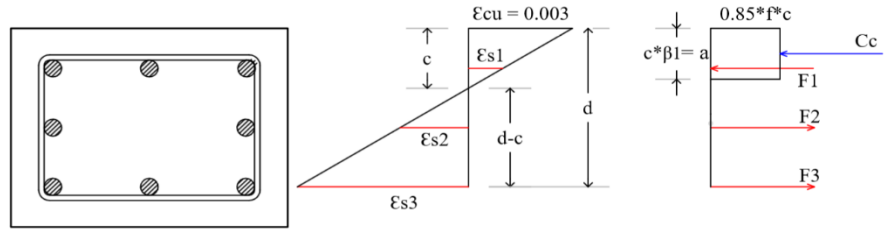


Esfuerzos en el acero

$f_{s1} = 2860,80 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{s2} = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{s3} = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$

Fuerzas en el acero

F1 = 17,08 Ton
 F2 = 16,72 Ton
 F3 = 25,07 Ton



Fuerzas en el concreto

$\beta_1 = 0,85$
 $a = 12,46 \text{ cm}$
 $C_c = 138,55 \text{ Ton}$
 $P = 113,84 \text{ Ton}$

Los cálculos realizados manualmente en la zona de tensión se aprecian en la tabla N° 11

Tabla N° 11: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de tensión

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
138,55	22,98	3184,23
17,08	19,96	340,96
16,72	0,00	0,00
25,07	19,96	500,57
Σ Suma		4025,77

Fuente: Elaboración Propia

IV. Punto 4 en la zona de compresión (obtención entre 1 y 2)

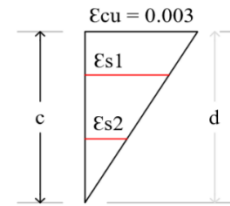
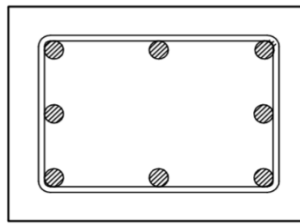
Se propone "c":

$$c = 50,42 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0025 \text{ Fluye}$$

$$\epsilon_{s2} = 0,0012 \text{ No fluye}$$

$$\epsilon_{s3} = 0,0000$$



Esfuerzos en el acero

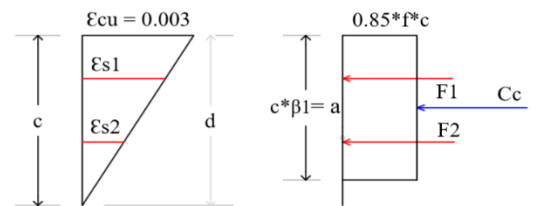
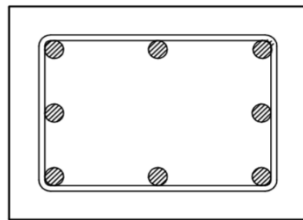
$$f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 2494 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerzas en el acero

$$F_1 = 25,07 \text{ Ton}$$

$$F_2 = 9,93 \text{ Ton}$$



Fuerzas en el concreto

$$\beta_1 = 0,85$$

$$a = 42,86 \text{ cm}$$

$$C_c = 476,71 \text{ Ton}$$

$$P = 511,71 \text{ Ton}$$

Los cálculos realizados manualmente en la zona de compresión se aprecian en la tabla N° 12

Tabla N° 12: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de compresión punto 4

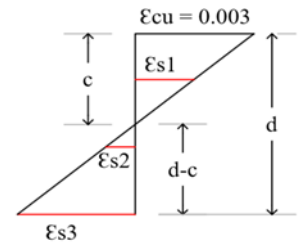
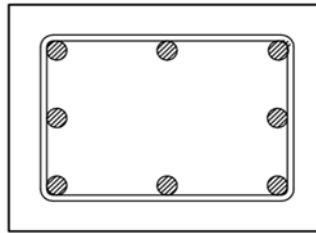
Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
476,71	7,78	3709,48
25,07	19,96	500,57
9,93	0,00	0,00
Σ Suma		4210,06

Fuente: Elaboración Propia

V.Punto 5 en la zona de tensión

Se propone "c":

c =	21,31	
ϵ_{s1} =	0,0019	No fluye
ϵ_{s2} =	0,0013	No fluye
ϵ_{s3} =	0,0041	Fluye



Esfuerzos en el acero

f_{s1} =	3934,82 Kg/cm ²
f_{s2} =	2704,31 Kg/cm ²
f_{s3} =	4200,00 Kg/cm ²

Fuerzas en el acero

F1 =	23,49 Ton
F2 =	10,76 Ton
F3 =	25,07 Ton

Fuerzas en el concreto

β_1 =	0,85
a =	18,11 cm
Cc =	201,47 Ton
P =	189,13 Ton

Los cálculos realizados manualmente en la zona de tensión se aprecian en la tabla N° 13

Tabla N° 13: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de tensión punto 5

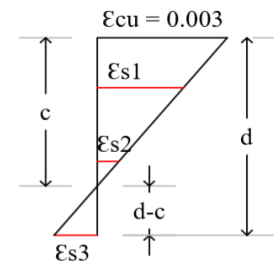
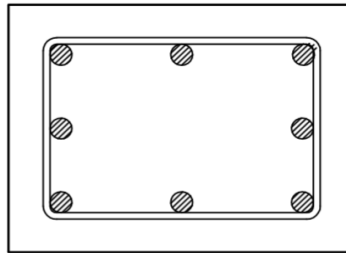
Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
201,47	20,15	4060,38
23,49	19,96	468,97
10,76	0,00	0,00
25,07	19,96	500,57
Σ Suma		5029,92

Fuente: Elaboración Propia

VI. Punto 6 en la zona de compresión

Se propone "c":

	34,62	
$\epsilon_{s1} =$	0,0023	Fluye
$\epsilon_{s2} =$	0,0006	No fluye
$\epsilon_{s3} =$	0,0014	No fluye



Esfuerzos en el acero

$f_{s1} =$	4200,00 Kg/cm ²
$f_{s2} =$	1211,03 Kg/cm ²
$f_{s3} =$	2875,66 Kg/cm ²

Esfuerzos en el acero

$F_1 =$	25,07 Ton
$F_2 =$	4,82 Ton
$F_3 =$	17,17 Ton

Fuerzas en el concreto

$\beta_1 =$	0,85
$a =$	29,43 cm
$C_c =$	327,31 Ton
$P =$	340,03 Ton

Los cálculos realizados manualmente en la zona de compresión se aprecian en la tabla N° 14

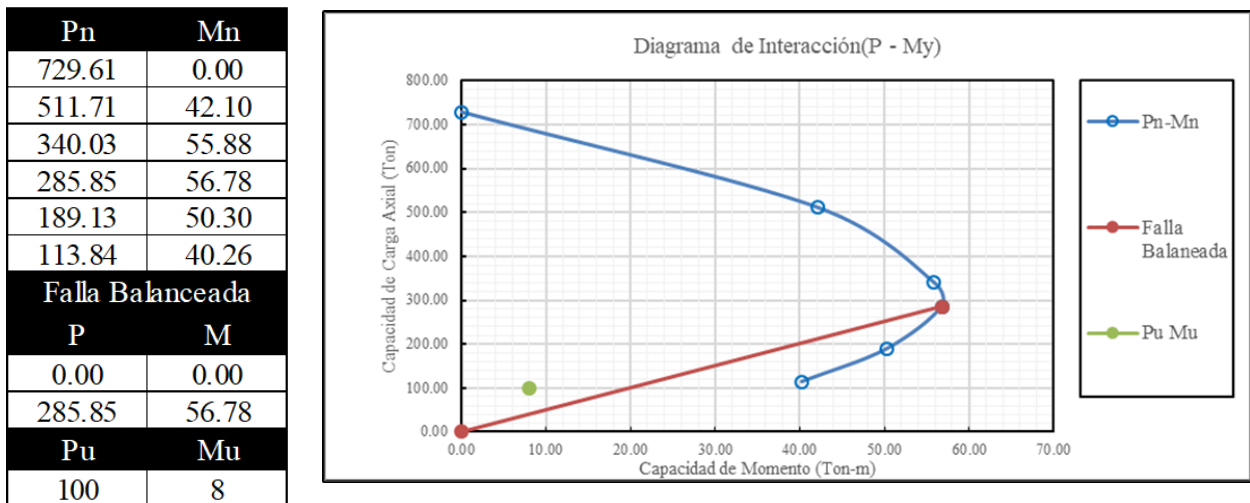
Tabla N° 14: Fuerzas y momentos en el concreto en zona de compresión punto 6

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
327,31	14,50	4745,02
25,07	19,96	500,57
4,82	0,00	0,00
17,17	19,96	342,73
Σ Suma		5588,32

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó el cálculo manual del diagrama de interacción la cual se puede apreciar en la (figura 106), que concluye que las cargas y momentos aplicadas al pedestal están dentro de la grafica

Figura N° 106: Diagrama de interacción del pedestal



Fuente: Elaboración Propia

d) Análisis en la dirección Y-Y

La estructura genera momentos flectores al pedestal en la dirección x, pero en la dirección y solo se genera fuerzas axiales

Verificación por esfuerzo axial:

$$P_n = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st}$$

$$P_n = 0.85 * 280 * ((58.42 * 58.42) - 10 * 1.587) + 4200 * 1.587$$

$$P_n = 815157.69 \text{Kgf} = 815.15 \text{ tonf}$$

$$\text{Hallando } \phi P_n = 570.61 \text{ tonf}$$

$$P_n \phi < P_n$$

Verificamos que el pedestal soporta las cargas generadas en la dirección Y

En el grafico realizado manualmente (figura 106) se verifica que el pedestal se encuentra sobredimensionado. Esto se debe a que sus dimensiones tienen que ir de acuerdo con las dimensiones de la plancha base y las dimensiones del perfil de columna metálica

4.4.2. Diseño por Corte

El diseño por fuerzas cortantes según ACI 318

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u : cortante de diseño.

V_n : Resistencia Nominal al corte

La resistencia Nominal al corte se genera mediante la siguiente ecuacion

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Resistencia nominal al cortante del concreto.

V_s : Resistencia Nominal al cortante por refuerzo de cortante.

ítem 11.2.1.2 del ACI 318 indica el valor V_c :

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)$$

Donde:

N_u : esfuerzo Axial=2.99tonf

A_g : Área pedestal= 3412.89cm²

d : Peralte pedestal=100cm

b_w : Base Pedestal=58.42cm

Entonces para V_c :

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 58.42 * 58.42 * \left(1 + \frac{2990}{140 * 100 * 58.42}\right) =$$

$$V_c = 30378.25 \text{ kgf}$$

La resistencia de acero de refuerzo será

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{1513.36}{0.85} - 30378.25 = 0$$

Los estribos serán como mínimo:

Para los fierros de 5/8", se colocarán estribos de 3/8"

El espaciamiento de los estribos:

En nuestro caso se tiene:

- $8d_b = 126.4 \text{ cm}$
- $b/2 = 30 \text{ cm}$

estribos de 3/8 @ 10cm.

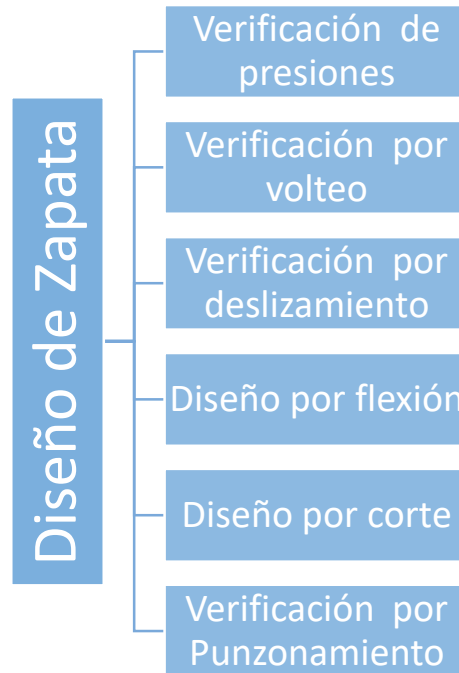
.

.

4.5. Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones serán provistos de zapatas aisladas en todo la estructura , se realizaran las siguientes consideraciones de diseño (figura 107)

Figura N° 107: Consideraciones en el diseño de la zapata



Fuente: Elaboración Propia

4.5.1. Parámetros del EMS

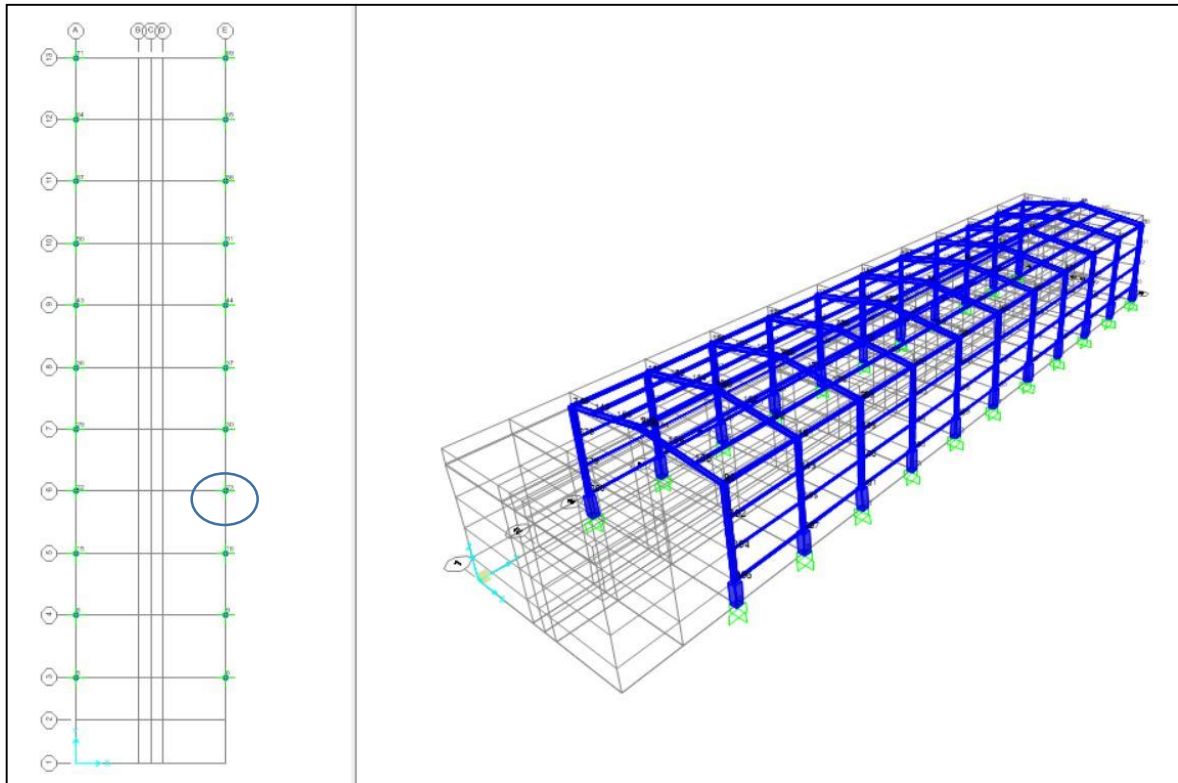
De acuerdo al estudio de suelos se tienen::

- Ángulo de Fricción: 28.3°
- Peso específico del suelo:1810kg/m3
- Capacidad portante: 1.68 kg/cm2 =
- Perfil del suelo: Tipo S2
- Tipo de suelo SP- Arena pobremente graduada

4.5.2. Diseño de la zapata

Para el diseño se escoge un pórtico típico de la nave industrial como se aprecia en la figura 108

Figura N° 108: Pórticos de nave industrial



Fuente: Análisis Sísmico Sap2000

4.5.3. Pre dimensionamiento de la zapata

En el pre dimensionamiento consideramos la carga viva y la carga muerta, así como el mismo peso de la zapata, calculando la capacidad admisible efectiva tenemos:

- σ_{adm} = 16.8 tonf/m²
- S/C=Sobrecarga (pisos industriales) = 0.5 tonf/m²
- Relleno Estructural=1.81 tonf/m³*0.5m = 0.905 tonf/m²
- Peso de la losa de piso=2.4*0.5 = 1.2 tonf/m²

Entonces la capacidad portante efectiva del suelo será:

$$16.8 \text{ tonf/m}^2 - 0.5 \text{ tonf/m}^2 - 0.905 \text{ tonf/m}^2 - 1.2 \text{ tonf/m}^2 = 14.20 \text{ tonf/m}^2.$$

Obtenemos las reacciones generadas por la estructura principal (ver tabla15)

Tabla N° 15: Reacciones de la columna

Caso de Carga	V _x	V _y	P	M _x	M _y
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
D Carga Muerta	-0.4866	0.0283	3.7383	-0.05257	-2.1639
L Carga viva	-0.5809	0.039	1.3923	-0.07264	-2.5814
E _x Sismo X					
E _y Sismo y					
W Carga de Viento (Wy1)	-0.5706	-0.009	-0.011	0.01651	-2.5318

Fuente: Análisis Sap2000

Se le debe sumar a la carga muerta el peso del pedestal:

$$P_{\text{pedestal}} = 2,4 * 0,58 * 0,58 * 1,00 = 0,80 \text{ tonf}$$

Seguidamente para el cálculo de dimensionamiento preliminar de la zapata se tienen las siguientes cargas(ver tabla 16)

Tabla N° 16: Reacciones de la columna incl pedestal

Caso de Carga	V _x	V _y	P	M _x	M _y
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
D Carga Muerta	-0.4866	0.0283	4.5383	-0.05257	-2.1639
L Carga viva	-0.5809	0.039	1.3923	-0.07264	-2.5814
E _x Sismo X					
E _y Sismo y					
W Carga de Viento (Wy1)	-0.5706	-0.009	-0.011	0.01651	-2.5318

Fuente: Análisis Sap2000

Teniéndose las siguientes cargas para el pre-dimensionamiento:

$$P_{cm} = 4.54 \text{ tonf}$$

$$P_{cv} = 1.39 \text{ tonf}$$

Se tiene la siguiente ecuación: cálculo del área de la zapata

$$Area_{zapata} \geq \frac{(P_{cm} + P_{cv}) * 1.1}{\sigma_{adm}}$$

$$Area_{zapata} \geq 0.39m^2$$

Seguidamente con los cálculos realizados realizamos el dimensionamiento de la zapata , se consideran zapatas cuadradas

$$L_x=0.58+2*(0.20)=0.98\text{m} = 1.00\text{m}$$

$$L_y=0.58+2*(0.20)=0.98\text{m} = 1.00\text{m}$$

$$\text{Donde tenemos } L_x*L_y= 1.00 \text{ m}^2$$

$$H: \text{Peralte de la zapata}=0.30\text{m}$$

Verificación de presiones admisibles, según las dimensiones de la zapata

$$P_{Zapata} = 2.4 * L_x * L_y * H$$

$$P_{Zapata} = 0.72 \text{ tonf}$$

Luego:

$$\frac{P_{cm} + P_{cv} + P_{zapata}}{\text{Area}} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{4.54 + 1.39 + 0.72}{1.00} \leq \sigma_{adm}$$

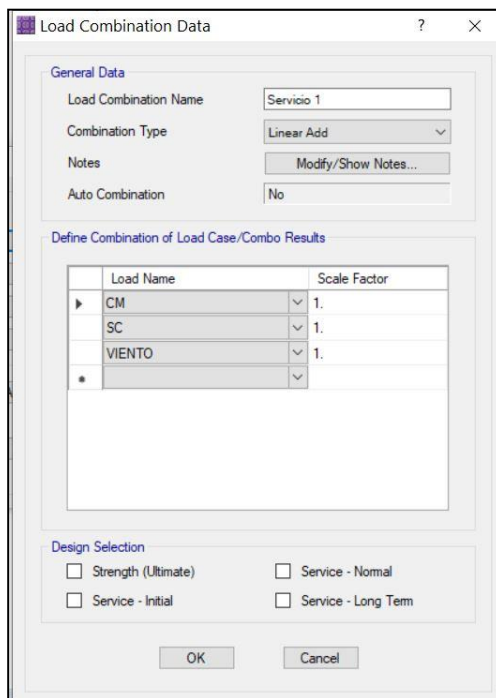
$$6.65 \leq \sigma_{adm}$$

4.5.4. Verificación de presiones en safe 2016

En este punto realizamos la verificación de presiones admisibles para distintos tipos de cargas de servicio en el programa SAFE 2016

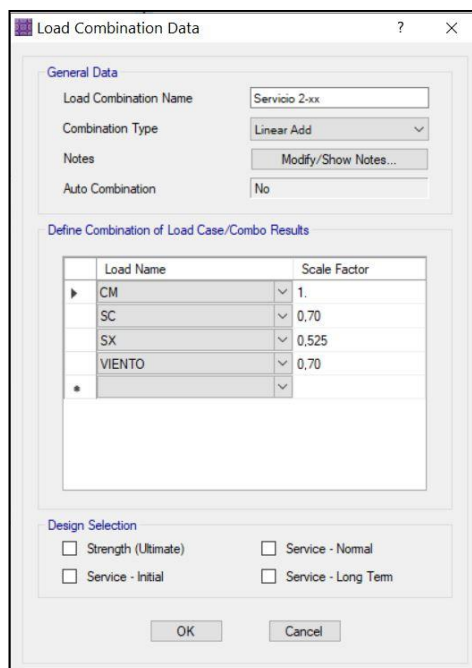
A continuación se muestran una serie de figuras que representan las distintas cargas de servicio para el diseño de la zapata aislada (ver figuras 109 al 113)

Figura N° 109: Carga de servicio 1



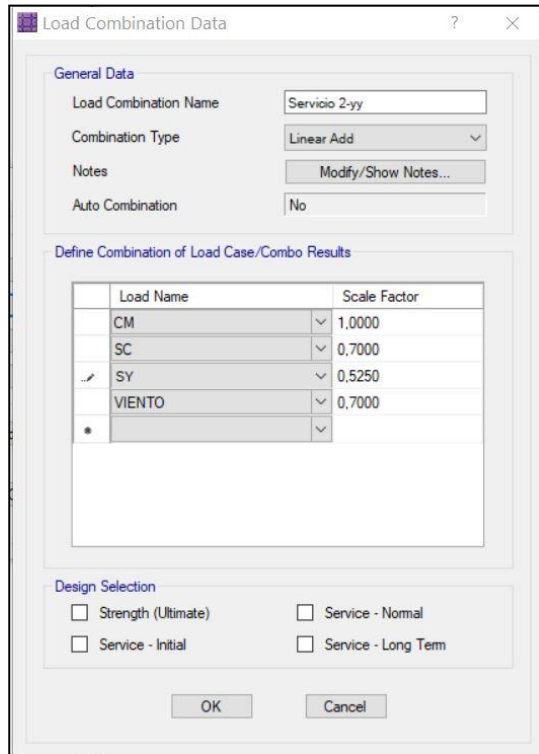
Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Figura N° 110: Carga de servicio 2 xx



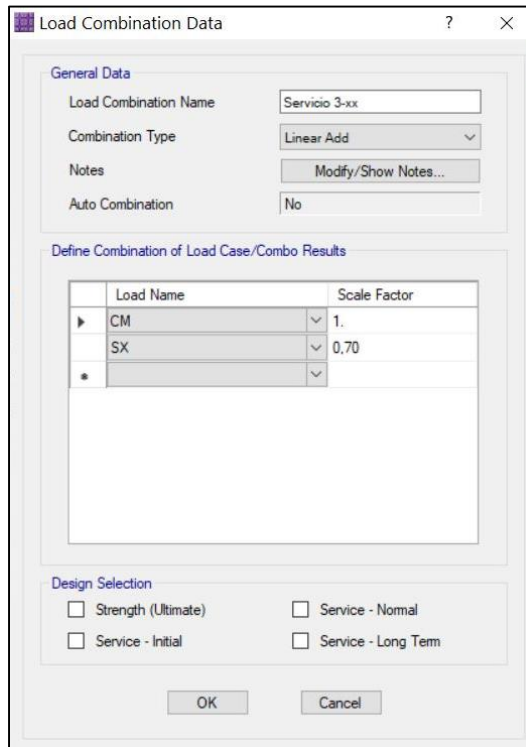
Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Figura N° 111: Carga de servicio 2 yy



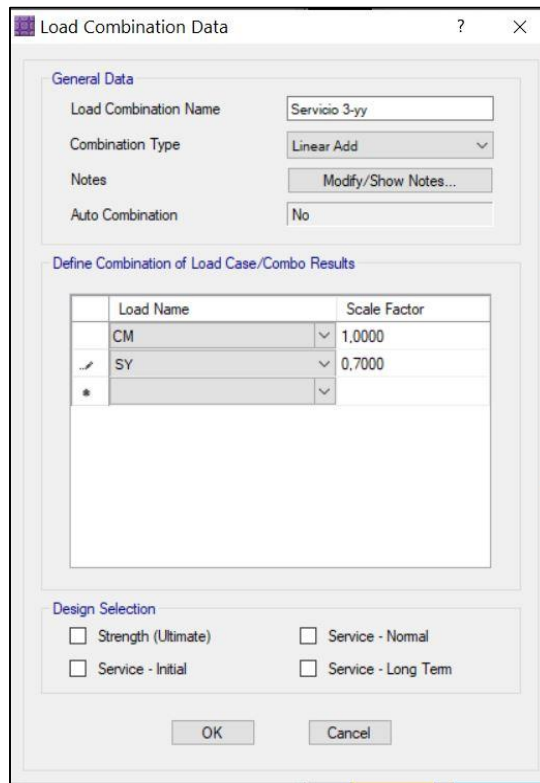
Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Figura N° 112: Carga de servicio 3 xx



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

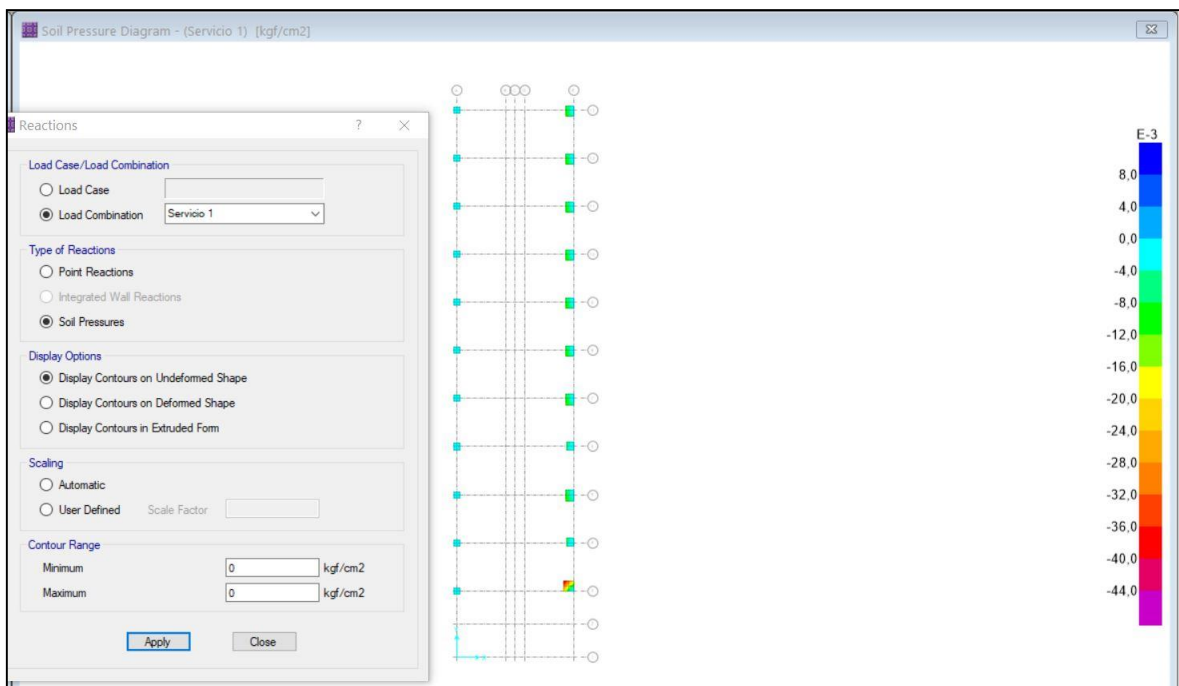
Figura N° 113: Carga de servicio 3 yy



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Seguidamente procedemos a verificar las presiones generadas en la base de zapata para la combinación de servicio 1 (ver figura 114)

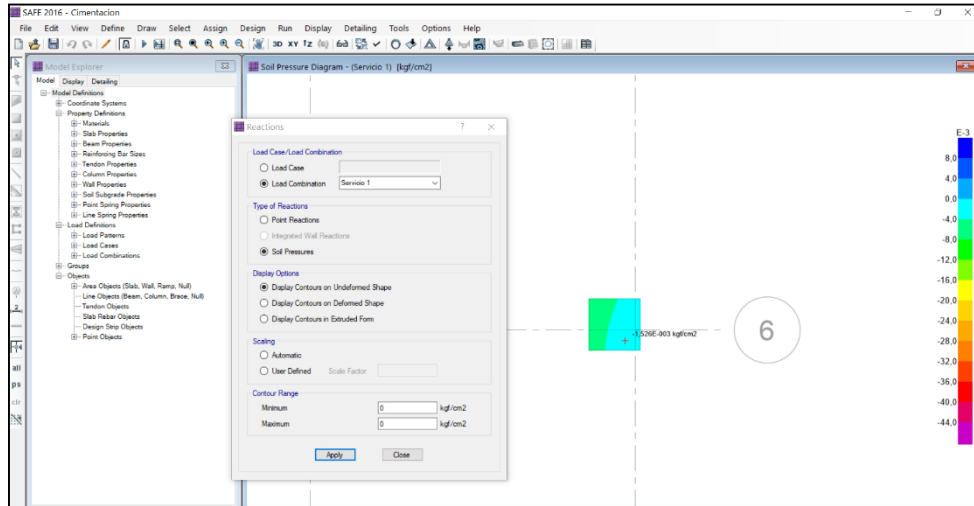
Figura N° 114: Verificación de esfuerzos por cargas de servicio 1



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

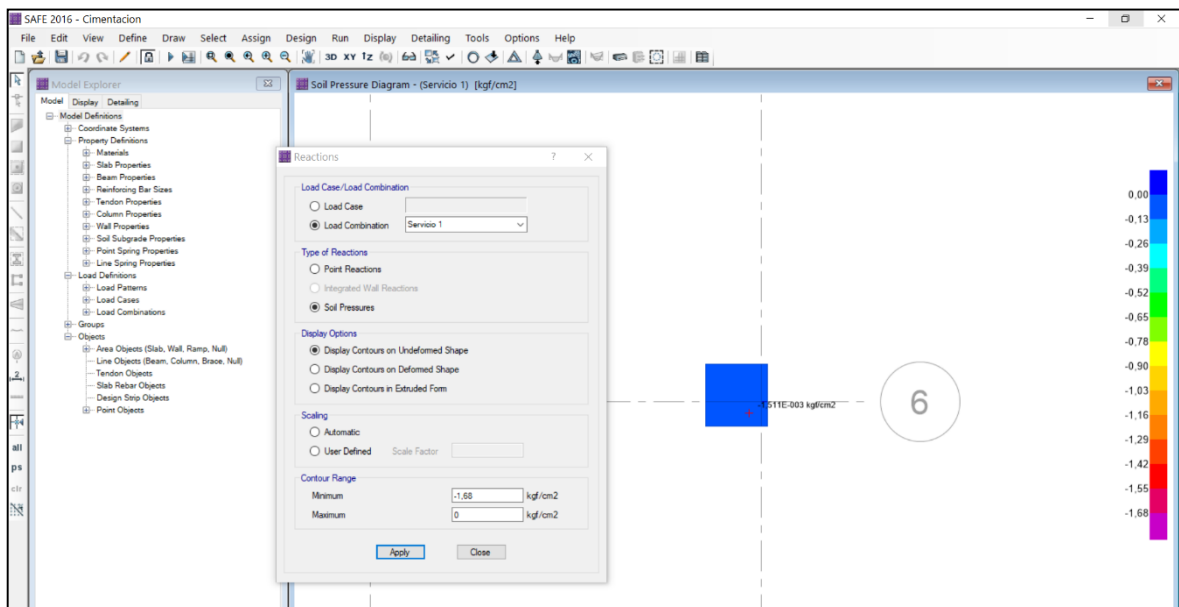
Obteniendo un esfuerzo máximo por carga de servicio 1 de 0.0015 Kgf/cm² (ver figura 115 y 116)

Figura N° 115: Esfuerzo máximo de servicio 1



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

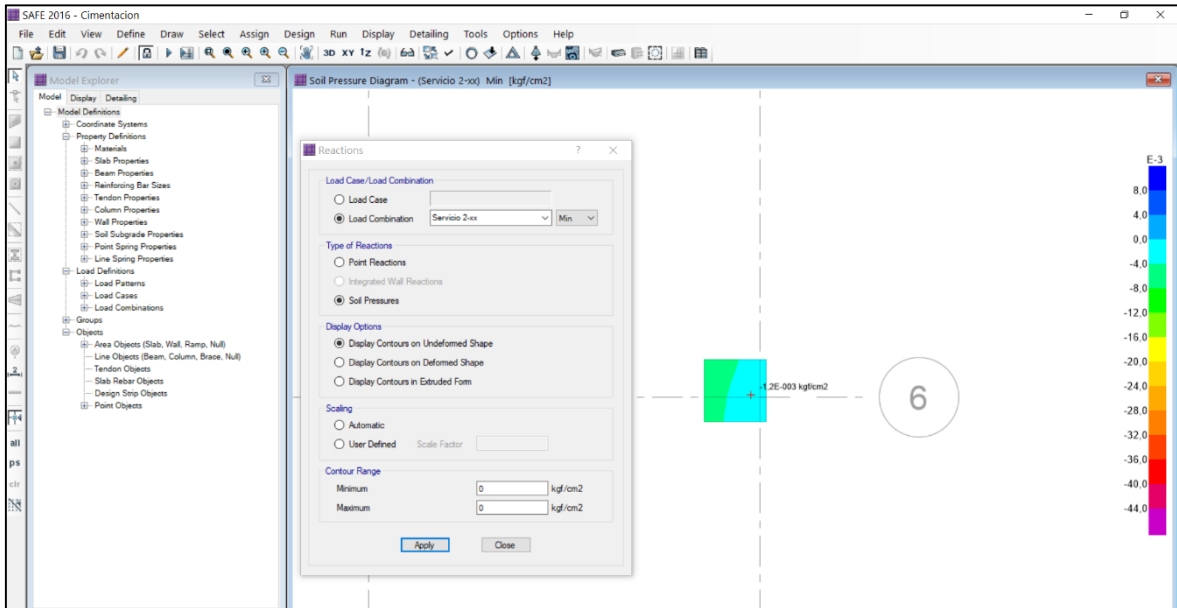
Figura N° 116: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible S1



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

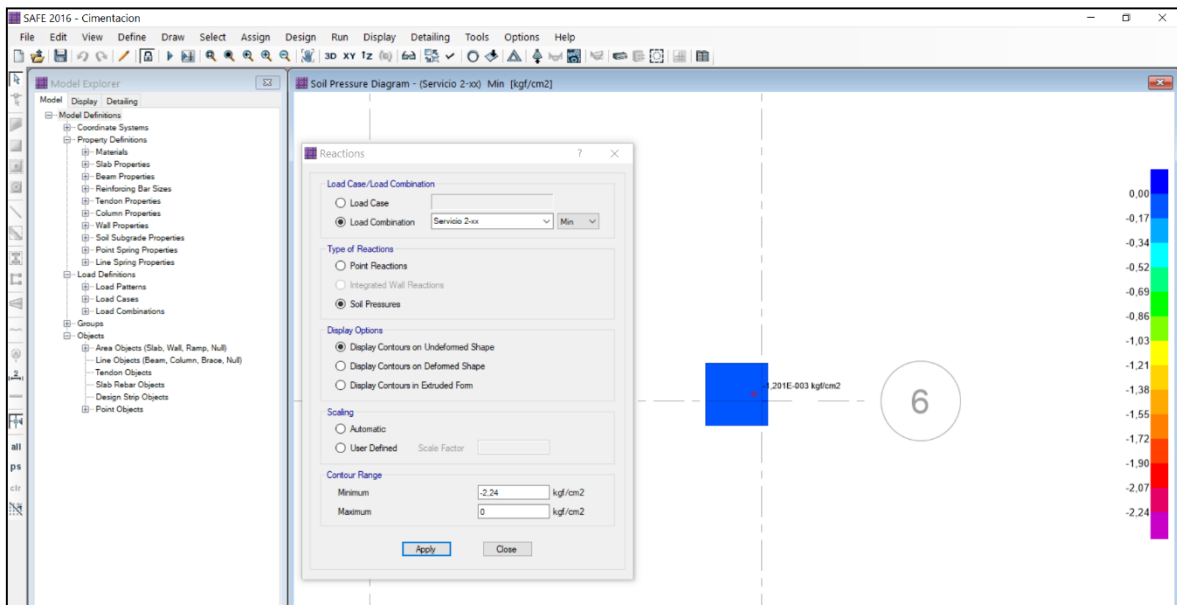
Esfuerzo máximo para la carga de servicio 2xx (SismoX) 0.0012 Kg/cm^2 se detalla en la (figuras 117 y 118)

Figura N° 117: Esfuerzo máximo servicio 2xx



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

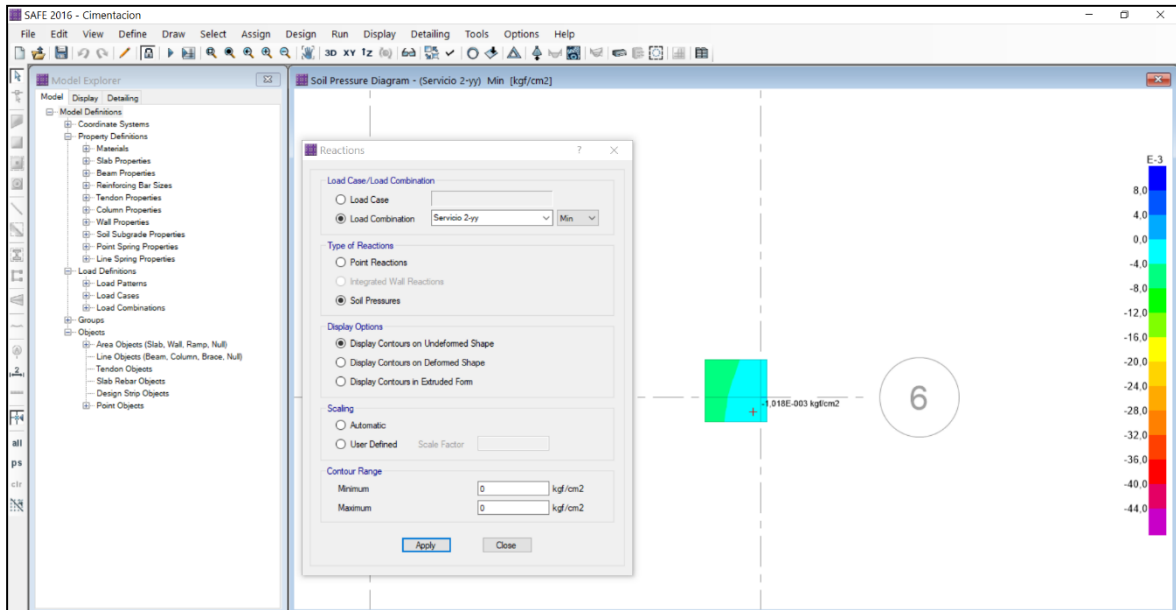
Figura N° 118: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S-2xx)



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

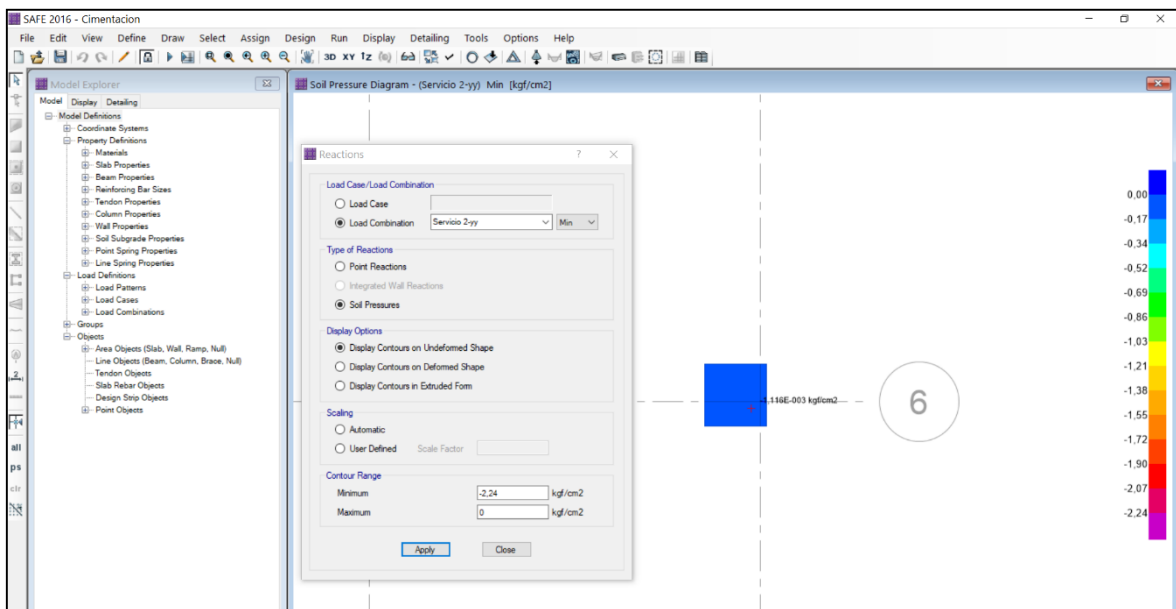
Esfuerzo máximo para la carga de servicio 2yy (figuras 119 y 120)

Figura N° 119: Esfuerzo máximo servicio 2yy



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

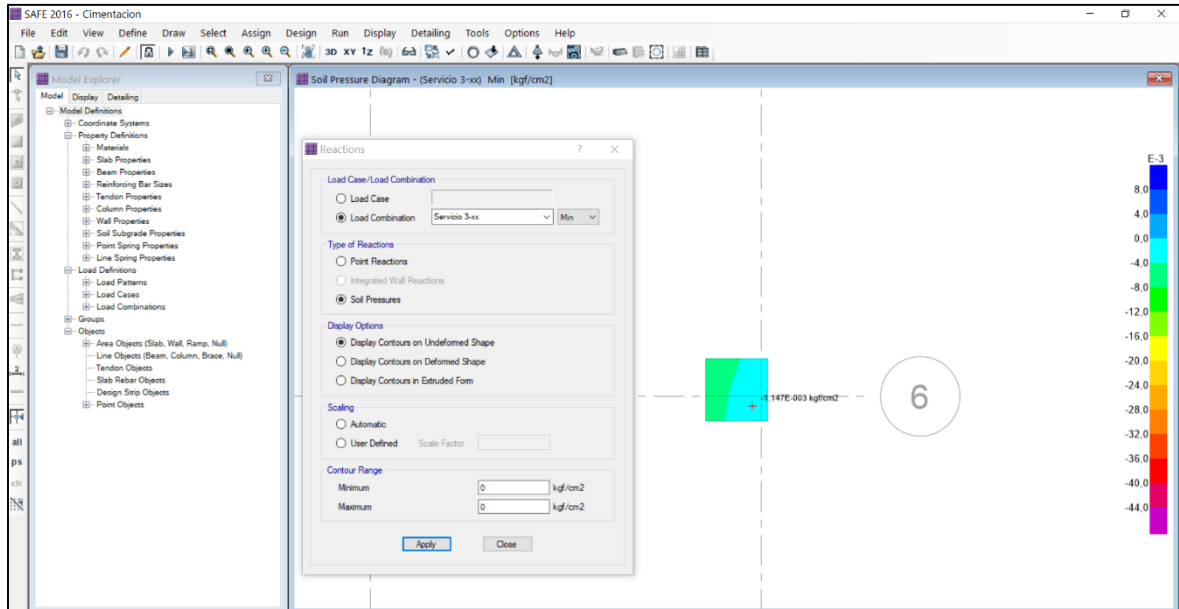
Figura N° 120: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S- 2yy)



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

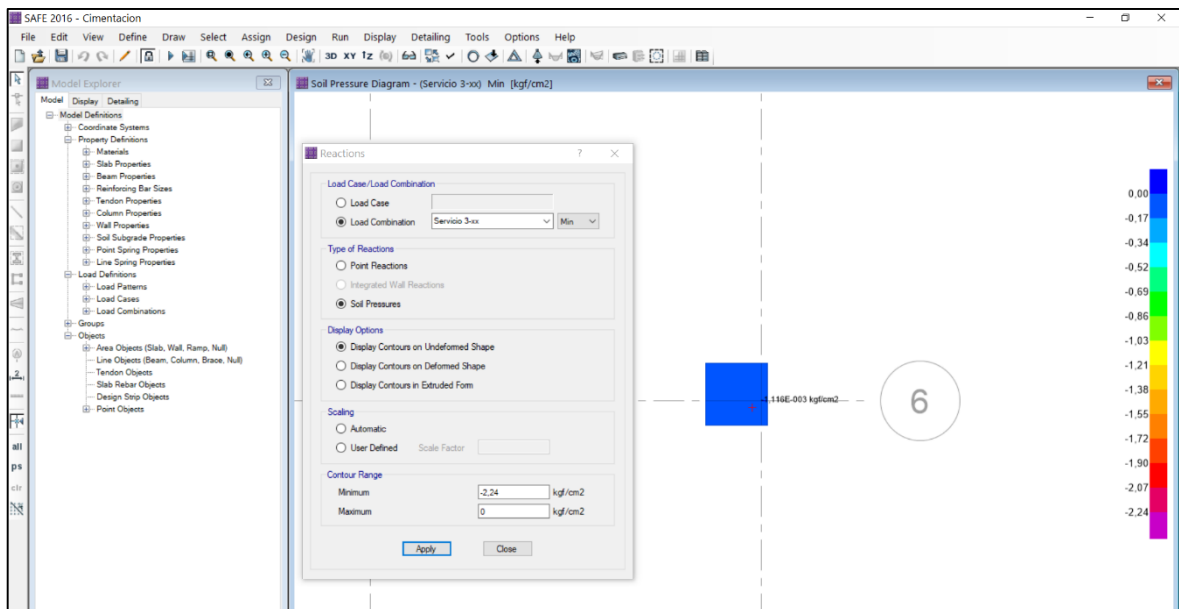
Esfuerzo máximo para la carga de servicio 3xx (figuras 121 y 122)

Figura N° 121: Esfuerzo máximo servicio 3xx



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

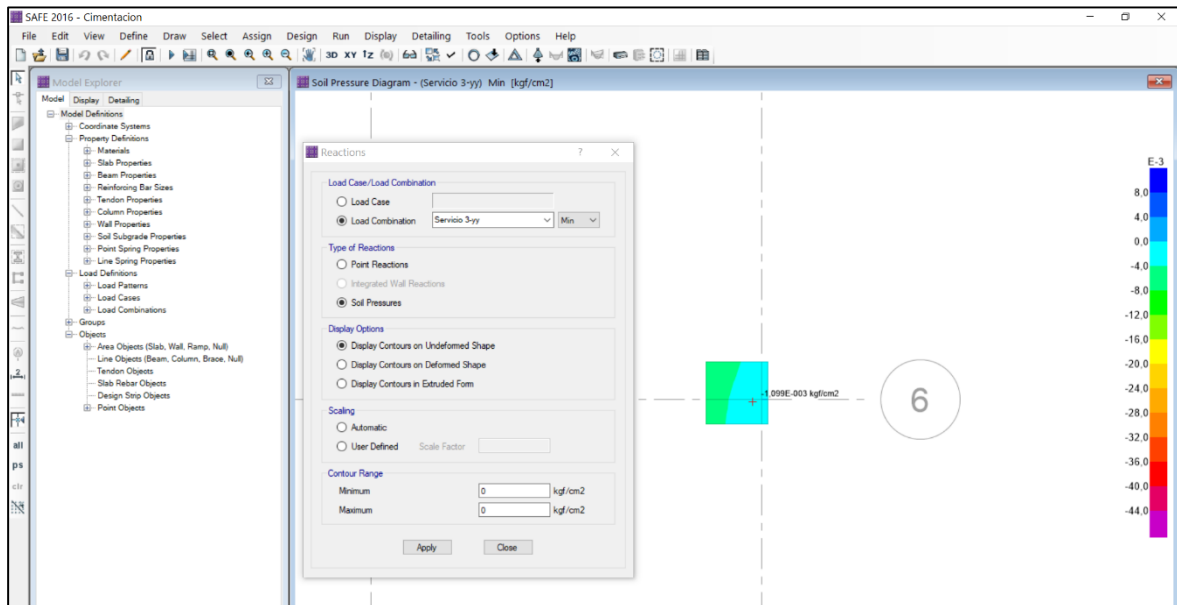
Figura N° 122: Esfuerzo máximo versus capacidad admisible (S-3xx)



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Esfuerzo máximo para la carga de servicio 3xx (ver figura 123)

Figura N° 123: Esfuerzo máximo servicio 3yy



Fuente: Modelo Matemático en Safe 2016

Según los cálculos realizados en el programa safe 2016 se verifica que las dimensiones de la zapata cumple con los requerimientos de capacidad portante del terreno

4.5.5. Verificación por volteo

Las cargas generadas a la estructura principal generan esfuerzos de compresión y tensión en la zapata lo que puede generar un volteo de la estructura :

$$FSV = \frac{M_{resistente}}{M_{volcane}}$$

El resultado deberá ser mayor a 1.5 . esta verificación se realiza en el punto extremo de la zapata. Las verificaciones de estabilidad serán obtenidos del programa safe 2016 (ver tabla N° 17)

Tabla N° 17: Verificación de la estabilidad por volteo de la zapata

Combinaciones de carga	M volcante (Tonf-m)	M resistente (Tonf-m)	FSV
Servicio 1	0,042	1,433	34,1
Servicio 2-xx	0,026	1,391	53,5
Servicio 2-xx	0,026	1,391	53,5
Servicio 2-yy	0,026	1,391	53,5
Servicio 2-yy	0,026	1,391	53,5
Servicio 3-xx	0,014	1,292	92,3
Servicio 3-xx	0,014	1,292	92,3
Servicio 3-yy	0,014	1,292	92,3
Servicio 3-yy	0,014	1,292	92,3

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla N°17 se observa que el factor de seguridad es de 34.1, de la combinación de servicio 1, lo que podemos concluir que la cimentación no se volcará ante cualquier caso de carga que se presente.

4.5.6. Verificación por deslizamiento

Esta verificación se determina mediante la siguiente ecuación:

$$FSD = \frac{F_{resistente}}{F_{Deslizante}}$$

La fuerza resistente es igual:

$$F_{resistente} = P * \mu$$

Donde:

μ =Coeficiente de rozamiento suelo

ϕ : *angulo de friccion del suelo*

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} * \phi\right) = 0.34$$

Las verificaciones por deslizamiento se realizan mediante la tabla N°18, obtenido del programa safe 2016

Tabla N° 18: Verificación de estabilidad por deslizamiento

Combinaciones de carga	Fuerza Resistente (Tonf)	Fuerza Deslizante (Tonf)	FSD
Servicio 1	1,668	0,05833	28,59
Servicio 2-xx	1,619	0,04933	32,82
Servicio 2-xx	1,619	0,04933	32,82
Servicio 2-yy	1,619	0,04933	32,82
Servicio 2-yy	1,619	0,04933	32,82
Servicio 3-xx	1,504	0,02833	53,10
Servicio 3-xx	1,504	0,02833	53,10
Servicio 3-yy	1,504	0,02833	53,10
Servicio 3-yy	1,504	0,02833	53,10

Fuente: Elaboración Propia

Entonces de acuerdo a la tabla N°18 se tiene que el factor de seguridad contra el deslizamiento es 28.59, que es la combinación de Servicio 1 por lo cual según los cálculos realizados obtenemos fuerzas resistentes mayores a las fuerzas deslizantes

4.5.7. Diseño por flexión

En el cálculo de verificación por presiones observamos que la combinación más crítica era la primera (D+L) (ver tabla 19)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Tabla N° 19: Esfuerzo ultimo de diseño en la zapata

Combinación de carga	P _u (Tonf)	M _u (Tonf-m)	σ _u (Tonf/m ²)
1.4D+1.7L	7.6 Tonf	7.41	20.35

Fuente: Elaboración Propia

Con la tabla N° 19 calculamos el peralte de la zapata y el acero de refuerzo .

Para el cálculo de momentos lo definimos de la siguiente manera

$$M_u = \frac{\sigma_u * m^2}{2}$$

Donde:

m= distancia del borde del pedestal al borde de la zapata.

momento último:

$$M_u = \frac{20.35 * 0.20^2}{2} = 0.407 \text{ tonf} - m$$

Según el momento obtenido se requiere una cuantía de acero:

$$\rho = 0.0022$$

La cuantía de acero es mayor a la cuantía mínima que es 0.0018.

Entonces el acero requerido por flexión es:

$$A_s = \rho * b_w * d = 18 \text{ cm}^2$$

Por lo que la distribución de Acero sería la siguiente:

$$S(5/8") = \frac{1.99}{18} = 0.11$$

Entonces el acero colocado en zapata es 5/8" @ 15cm.

4.6. Constatación de hipótesis

➤ Hipótesis de modelamiento de prototipo de nave industrial

Ha: según las metodologías de análisis y diseño de naves industriales será posible plantear una disposición estructural de elementos adecuada, cumpliendo con lo establecido en las normas pertinentes

Ho: según las metodologías de análisis y diseño de naves industriales no será posible plantear una disposición estructural de elementos adecuada, cumpliendo con lo establecido en las normas pertinentes

Según con los resultados obtenidos del prototipo de nave industrial utilizado para el cálculo de las cimentaciones superficiales, representa un análisis confiable y seguro puesto que la distorsión máxima que produce la estructura está por debajo del 10%, por lo que se rechaza la hipótesis nula (Ho)

➤ **Hipótesis de diseño estructural de cimentaciones superficiales**

Ha: El diseño estructural permitirá plantear un adecuado diseño de la cimentación superficial de la nave industrial – cercado de lima

Ho: El diseño estructural no permitirá plantear un adecuado diseño de la cimentación superficial de la nave industrial – cercado de lima

El diseño de las cimentaciones superficiales representa un diseño adecuado ya que cumple con todas las condiciones de diseño y todo lo establecido en las normas pertinentes , por lo que se rechaza la hipótesis nula (Ho)

V. DISCUSIÓN

Para nuestra investigación en el diseño de cimentaciones superficiales para una nave industrial de $1000m^2$, al determinar la máxima deriva de la nave industrial modelada en el programa sap 2000 según la normativa E0-30 diseño sismorresistente nos dio un resultado de 4% . Estos resultados en comparación con Larico Jose (2015) , en su investigación llego a concluir que para una nave industrial de $900m^2$ obtuvo una máxima deriva de 6% . En tal sentido que bajo el análisis de la normativa peruana E030 nos encontramos dentro de los rangos permisibles ya que la normativa tiene un porcentaje máximo de 10%

En nuestra investigación al determinar el diseño de la zapata aislada para una capacidad portante de 1.68 kg/cm^2 obtuvimos dimensiones de zapatas de $1.00m * 1.00m$ con aceros de $5/8 @ 15cm$ para un $f_c 280 \text{ kg/cm}^2$. Estos resultados en comparación con Caycho Franco (2020) , en su investigación llego a concluir que para el diseño de una zapata aislada de una capacidad portante de 1 kg/cm^2 obtuvo dimensiones de zapatas de $1.60 * 1.60$ con aceros de $5/8 @ 20cm$ para un $f_c 210 \text{ kg/cm}^2$

VI. CONCLUSIONES

- Se concluye que el prototipo propuesto de nave industrial y el diseño de cimentación superficial para la nave industrial cumple con lo establecido en las normas nacionales e internacionales aplicadas en nuestro país
- Se evaluó el prototipo de nave industrial a utilizar para el diseño de las cimentaciones superficiales en el programa SAP 2000 bajo la normativa E .030 diseño sismorresistente , la cual la nave industrial de 1000m² obtuvo un diseño optimo y según el análisis realizado la estructura principal estuvo conformada por columnas metálicas de perfil 12*12*3/8 con un tipo de acero ASTM A 500 y pórticos metálicos de perfil W 16*26 con un tipo de acero ASTM A992 , donde según el análisis la deformación máxima de la nave industrial en el sentido X fue de 0.0417m hallando su límite de distorsión representa un 4% y la normativa indica que la distorsión máxima para estructuras de acero es de 10 % , por lo que se concluye que la nave industrial se encuentra apta para el diseño de las cimentaciones superficiales
- Se determinó los refuerzos en la base al diseño por flexión de la cimentación superficial ,para una capacidad portante del suelo de 1.68 kg/cm², donde se obtuvieron zapatas cuadradas de 1.00m*1.00m con un peralte de 30 cm y la malla de refuerzos horizontales en los dos sentidos fueron 5/8" @ 15 cm con un tipo de acero ASTM A 615 GR 60 para varillas de construcción, con un concreto F´c 280kg/cm² y en el diseño por corte del pedestal nos ayudo a verificar que sus dimensiones de 0.58cm*0.58cm para un concreto F´c 280kg/cm² con una distribución de aceros de 10 ϕ 5/8 con \square 3/8 @ 10cm estaban correctas ya que la resistencia por corte es mayor al cortante ultimo generada por la estructura

- La selección de las dimensiones del pedestal se vio constreñida por las dimensiones de la plancha base sobre la que se apoya la columna, la cual a su vez se debía adaptar a las dimensiones del perfil HSS
- El peralte de la zapata cumple con la altura suficiente para alcanzar el desarrollo de esfuerzos de adherencia otorgados por una longitud mínima de desarrollo a compresión

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda mejorar el terreno con el fin de elevar la capacidad portante del suelo y así evitar los asentamientos producidos por la estructura principal
- Para futuras investigaciones se recomienda realizar el diseño de las conexiones metálicas de la nave industrial , tanto como conexiones soldadas o empernadas
- Continuar con el tema de investigación ejecutando mayores pruebas de campo para el diseño de distintos tipos de cimentaciones como zapatas rectangulares , vigas de cimentación entre otros
- Para apoyar la columna de acero de la nave industrial es preferible hacerlo sobre pedestales a una pequeña altura sobre el NPT
- Los pernos de anclaje deben diseñarse para considerar la situación de arrancamiento de su lecho dentro del concreto del pedestal
- Los pernos de acero de anclajes deben instalarse de tal manera que permitan un alineamiento y nivelación precisos, para ello se debe adoptar un sistema constructivo especial

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- Canales Loa, L., & Franklin, G. J. (2017). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos*.
- Cataño Gil, V. M. (2015). *Tipificación del diseño de cimentaciones para equipos de subestaciones de alta tensión* [PhD Thesis]. Universidad EIA.
- Celigüeta-Lizarza, J. T. (2019). *Diseño de estructuras. Tipos de estructuras industriales*.
- Chavez, N. (s. f.). *Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje, Santiago de Chile, Chile: Universidad de Chile-Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2011 2001*.
- Cruz, Figueroa, Hernández, C. A., Figueroa, P. R., & Hernández, C. L. (2012). *Estructuración análisis y diseño estructural de elementos con perfiles metálicos utilizando el método LRFD* [PhD Thesis]. Universidad de El Salvador.
- Dávila, O., Didi, J., & Dávila Ríos, R. F. (2018). *Cálculo y diseño estructural de una nave industrial aplicando la normativa AISC en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román*.
- Delgado, G., & Delgado, G. (2015). *Verificación estructural del edificio Floresty usando elementos finitos embebidos*.
- Díaz Loachamín, J. E. (2015). *Proceso constructivo de cimentaciones para edificaciones de hormigón armado de hasta cinco pisos en terrenos saturados, en el Barrio Santa Isabel-Cantón Quito* [B.S. thesis]. Quito/UIDE/2015.
- Flores Minaya, J. L., & Merino González, F. V. (2016). *Análisis comparativo en la variación de perfiles de acero resultantes del diseño estructural de un edificio residencial de estructuras metálicas al emplear entrepisos de losas aligeradas de viguetas pretensada con ladrillos de poliestireno expandido, de bovedillas de arcilla y con losas colaborantes*.
- Gutarra Sobrevilla, M. N. (2016a). *Mejoramiento de almacenes autosoportados con elementos de acero estructural nacionales*.
- Gutarra Sobrevilla, M. N. (2016b). *Mejoramiento de almacenes autosoportados con elementos de acero estructural nacionales*.
- LOYOLA HUATAY, J. L. (2017). *PROPUESTA DE PÓRTICO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 6.3 TN DE CAPACIDAD, MEDIANTE PROGRAMA SAP2000 PARA AMPLIACIÓN DEL ÁREA DE*

ESTRUCTURADO DE LA PLANTA 1 DE TÉCNICAS METÁLICAS INGENIEROS, VILLA EL SALVADOR.

Maroto Borja, J. A. (2016). *Optimización Del Diseño De La Cimentación Del Proyecto Torres Hidalgo Aplicando El Coeficiente De Rigidez Del Suelo* [B.S. thesis]. Universidad de Guayaquil Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas Escuela

MENDOZA, C. N. (2007). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO, DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON LAS ESPECIFICACIONES AISC MÉTODO LRFD 1993*. [PhD Thesis]. Tesis de Ing. Civil. México DF Instituto Politécnico Nacional. Escuela

Montoya Martínez. (s. f.). *Optimización de Estructuras de Naves Industriales...* - Google Académico. Recuperado 13 de abril de 2020, de https://scholar.google.es/scholar?hl=es&as_sdt=0%2C5&q=Optimizaci%C3%B3n+de+Estructuras+de+Naves+Industriales+Empleando+Tecnolog%C3%ADa+BIM&btnG=

Montoya Martínez, D. A. (2016). *Optimización de estructuras de naves industriales empleando tecnología BIM*.

Mora, D., & Aguilar, R. (2018). Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural. *Ciencia*, 17(1).

Quispetupac, L., & Luis, J. (2015). *Análisis y diseño en acero de una nave industrial con dos puentes grúa*.

Rodríguez Alcalde, A. (2015). *Análisis comparativo del diseño de zapatas aisladas y combinadas rectangulares por flexión uniaxial y biaxial con programa computacional elaborado y safe*.

SALINAS, O. G. (2006). *DISEÑO DE CONEXIONES CON AISC-LRFD-1999* [PhD Thesis]. INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL.

San Guzmán Tong, T., & Alessandra, Á. (2014). *Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares*.

Vélez Trujillo, C. A. (s. f.). Ejecución de edificios en acero estructural. *Escuela de Construcción*.

Vizúete Martínez, M. (2013). *Cálculo y diseño de una nave industrial con cubierta fotovoltaica y entreplanta* [B.S. thesis].

IX. ANEXOS

Matriz de Consistencia: Diseño Estructural De La Cimentación Superficial Para Una Nave Industrial En El Distrito De Cercado De Lima - 2021

Problema	Objetivo	Hipotesis	Variable de estudio	Dimensiones	Indicadores	Metodologia
Problema General : ¿ Cual sera el diseño estructural de la cimentacion superficial de la nave industrial Cercado de Lima - 2021	Objetivo General : Realizar el estudio y diseño de la cimentacion superficial para una nave industrial, sometida bajo sus principales demandas y respetando las normas vigentes	Hipotesis General: El diseño de la cimentacion superficial de la nave industrial - cercado de Lima, permitira una adecuada optimizacion del diseño de cimentaciones que sea aplicable a las necesidades del area de estudio	Variable Independiente: Diseño de Cimentaciones Superficiales	EMS	Capacidad portante(kg/cm ²), Analisis quimico	Tipo de Estudio : APLICADA
				Diseño estructural de zapatas	Tipo de suelo, Area de acero(cm ²)	
				Diseño estructural de pedestales	Dimensiones, Area de acero(cm ²)	Enfoque de Estudio: Cuantitativo
				Diseño de placa base de columna metalica	Dimensiones, espesor(in ²)	
				Diseño de Pernos de anclaje	Cantidad y diametro (in ²)	
Problema Especifico 1 : ¿Cuál sera el tipo de nave industrial utilizado para las cimentaciones superficiales ?	Objetivo Especifico 1: Modelar un prototipo de nave industrial en el software Sap2000 y aplicar las cargas correspondientes según las combinaciones e hipotesis trabajadas en la presente tesis	Hipotesis Especifica 1: Dadas las metodologias de analisis y diseño de naves industriales y cimentaciones superficiales sera posible plantear una disposicion estructural de elementos adecuada, cumpliendo con lo establecido en las normas pertinentes	Variable Dependiente: Nave industrial	Modelo digital de analisis según la normativa	Software Sap 2000	Nivel: Exploratorio
					Esfuerzos Generados (kgf)	
					Momentos (kgf)	Poblacion: Nave Industrial Area 1000m ²
					Modelamiento digital	Muestra: Portico tipico de la nave industrial
Problema Especifico 2: ¿ Como se determinara los refuerzos en la base de la cimentacion superficial de la nave industrial -Cercado de Lima?	Objetivo especifico 2: Determinar los refuerzos en la base por flexion y corte de la cimentacion superficial de la nave industrial - Cercado de Lima	Hipotesis Especifica 2: El diseño estructural permitira un adecuado diseño de la cimentacion superficial de la nave industrial - Cercado de Lima		Planos estructurales de la cimentacion	Detalle de zapatas y pedestales	Muestreo: Diseño de la zapata aislada



Anexo 2 : Area en estudio



Anexo 3 : Vista de calicatas

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACION		ZAPATAS AISLADAS
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION		ARENA LIMOSA (CLASIFIC. SUCS = "SM")
PARAMETROS DE DISEÑO	Df	1.00m
	Qadm	1.684 Kg/cm ² PARA CIMENTACION AISLADA 1.684 Kg/cm ² PARA CIMENTACION CORRIDA
	F.S.	3.0
ASENTAMIENTO TOTAL		0.10 cm PARA CIMENTACION
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION		"NO" EXISTE AGRESIVIDAD. USAR CEMENTO TIPO I
ASPECTOS SISMICOS		S= 1.5, Tp(s)= 0.60", Z= 0.45g.


 Ing. CIP GERARDO J. PONCE SALDIVAR
 Registro 135651 - CIVIL
 CONSULTOR
 RC C34474

Anexo 4 : Resumen de las condiciones de la cimentación según el EMS

Anexo 5: Análisis granulométrico - C1



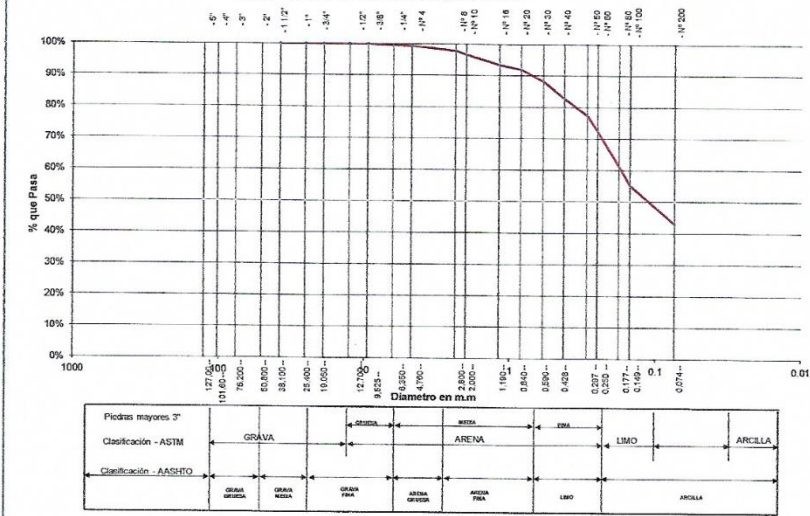
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
SUELOS, AGREGADO, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA UNA NAVE INDUSTRIAL	CALICATA
UBICACIÓN:	CERCADO DE LIMA	C1
ENTIDAD:	BACH. JIMMY MAYANGA SALAZAR	
FECHA:	enr-21	TECNICO: M.F.Q. NF: NP
PROFUNDIDAD(m):	2.00	
PROFESIONAL:	ING YONNY LEO DENEGRÍ	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo	Modulo de Finera AF:	Modulo de Finera AG:	Equivalente de Arena:	Descripción Muestra:
5"	127.00									Arcilla arenosa con mezcla de gravas
4"	101.60									
3"	76.20									
2"	50.80									
1 1/2"	38.10		0.00%	100.00%						
1"	25.40		0.00%	100.00%						
3/4"	19.050		0.00%	100.00%						
1/2"	12.700		0.00%	100.00%						
3/8"	9.525		0.00%	100.00%						
1/4"	6.350	4.40	0.50%	99.50%						
Nº 4	4.750	2.40	0.27%	99.73%						
Nº 8	2.380	12.00	1.36%	98.64%						
Nº 10	2.000	12.40	1.40%	98.60%						
Nº 16	1.190	26.80	3.04%	96.96%						
Nº 20	0.840	13.00	1.47%	98.53%						
Nº 30	0.690	33.60	3.89%	96.11%						
Nº 40	0.426	47.00	5.32%	94.68%						
Nº 50	0.297	48.70	5.52%	94.48%						
Nº 60	0.250	43.80	4.96%	95.04%						
Nº 80	0.177	100.10	11.34%	88.66%						
Nº 100	0.149	52.70	5.97%	94.03%						
Nº 200	0.074	107.20	12.14%	87.86%						
Fondo	0.01	378.70	42.90%	57.10%						
PESO INICIAL	862.70									

Gráfico de Análisis Granulométrico por Tamizado



Anexo 7: Limite de consistencia – C1

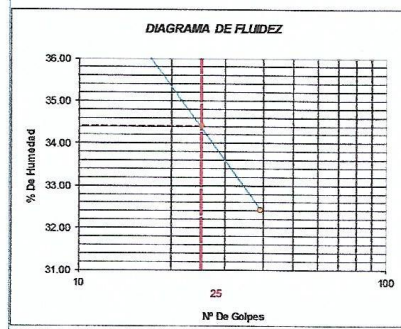


LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
SUELOS, AGREGADO, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA UNA NAVE INDUSTRIAL	CAUCATA
UBICACIÓN:	CERCADO DE LIMA	C1
ENTIDAD:	BACH. JIMMY MAYANGA SALAZAR	
FECHA:	enr-21	TECNICO: M.F.Q
PROFUNDIDAD(m):	2.00	NF: NP
PROFESIONAL:	ING YONNY LEO DENEGRI	
LIMITES DE CONSISTENCIA NORMA (ASTM D318)		

LIMITE LIQUIDO

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	2.45	2.40	2.50
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	27.64	27.29	27.08
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	20.46	20.58	21.06
PESO DEL AGUA grs	7.18	6.71	6.02
PESO DEL SUELO SECO grs	18.01	18.18	18.56
% DE HUMEDAD	39.87	36.91	32.44
NUMERO DE GOLPES	7	14	39



Indice de Flujo Fi	
Límite de contracción (%)	
Límite Líquido (%)	34.41
Límite Plástico (%)	NP
Indice de Plasticidad Ip (%)	NP
Clasificación SUCS	SM
Clasificación AASHTO	0
Indice de consistencia Ic	

Ing. COP GERARDO J. PÉREZ SALAZAR

 Registro 135651 - CIVIL

 CONSULTOR

 RC C34474

Anexo 8: Limite de consistencia – C2

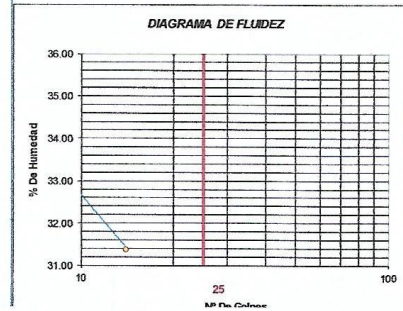


LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
SUELOS, AGREGADO, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA UNA NAVE INDUSTRIAL	CALIGATA
UBICACIÓN:	CERCADO DE LIMA	C2
ENTIDAD:	BACH. JIMMY MAYANGA SALAZAR	
FECHA:	2011-21	TECNICO: M.F.Q. NFI:NP
PROFUNDIDAD(m):	2.00	
PROFESIONAL:	ING YONNY LEO DENEGRI	
LIMITES DE CONSISTENCIA NORMA (ASTM D318)		

LIMITE LIQUIDO

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	2.45	2.40	2.52
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	24.06	26.68	26.10
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	18.52	20.63	20.47
PESO DEL AGUA grs	5.54	6.05	5.63
PESO DEL SUELO SECO grs	16.07	18.23	17.95
% DE HUMEDAD	34.47	33.19	31.36
NUMERO DE GOLPES	6	9	14



Indice de Flujo FI	
Limite de contracción (%)	
Limite Líquido (%)	29.33
Limite Plástico (%)	NP
Indice de Plasticidad Ip (%)	NP
Clasificación SUCS	SM
Clasificación AASHTO	0
Indice de consistencia Ic	

Anexo 9: Contenido de humedad – C1



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
SUELOS, AGREGADO, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA UNA NAVE INDUSTRIAL	CALICATA
UBICACIÓN:	CERCADO DE LIMA	C1
ENTIDAD:	BACH. JIMMY MAYANGA SALAZAR	
FECHA:	enr-21	TECNICO: M.F.Q NF: NP
PROFUNDIDAD(m):	2.00	
PROFESIONAL:	ING YONNY LEO DENEGRÍ	
CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216)		

CALICATA	C- 01	
MUESTRA N°	M-02	
PROFUNDIDAD	0,20 - 2,00	
FRASCO No	1	2
1. PESO DEL FRASCO (GRS)	0.00	0.00
2. PESO FRASCO + SUELO HUMEDO (GRS)	921.82	1055.22
3. PESO FRASCO + SUELO SECO (GRS)	905.1	1035.64
4. PESO AGUA (2-3) (GRS)	16.77	19.58
5. PESO SUELO SECO (3-1) (GRS)	905.1	1035.64
6. CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100) (%)	1.85	1.89

C.H. = 1.87%

Ing. CIP CARLOS J. PÉREZ SALDIVIA
Registro 135651 - CIVIL
CONSULTOR
RC 034474

Anexo 10: Análisis químico del suelo



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
SUELOS, AGREGADO, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA UNA NAVE INDUSTRIAL	CALICATA
UBICACIÓN:	CERCADO DE LIMA	C1
ENTIDAD:	BACH. JIMMY MAYANGA SALAZAR	
FECHA:	enr-21	TECNICO: M.F.Q. NF: NP
PROFUNDIDAD(m):	2.00	
PROFESIONAL:	ING YONNY LEO DENEGRI	
AGRESION DEL SUELO		

SUSTANCIA	CONTENIDO
SALES SOLUBLES TOTALES	2,915.00 p.p.m
SULFATOS	615.11 p.p.m.
CLOURUROS	1,258.00 p.p.m

Observación: Muestra provista e identificada por el solicitante

Hecho por: M.F.Q

[Firma manuscrita]
 Ing. DIP. GRACIANO J. PEREZ SALAZAR
 Registro 135651 - CIVIL
 CONSULTOR
 RC 034474

Anexo 4 : Plano de cimentaciones

