

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“CALCULO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE ARTE CONTEMPORÁNEO DE NITEROI BAJO LAS NORMAS PERUANAS”

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por el Bachiller:

MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

AREQUIPA – PERU

- 2014 -



Contenido

Resumen	3
Abstract	3
CAPÍTULO 1: Descripción del Lugar	4
1.1. Emplazamiento de la edificación	5
1.2. Sismicidad	6
1.3. Condiciones de Terreno	7
CAPÍTULO 2: Descripción de la arquitectura	8
2.1. Memoria descriptiva	9
CAPÍTULO 3: Marco Conceptual	13
3.1. Análisis de estructuras de concreto armado por medio del Método de Elementos Finitos (FEA)	14
3.2. Diseño de columnas de concreto embebidas en perfiles metálicos	16
CAPÍTULO 4: Análisis Estructural	17
4.1. Esfuerzos por carga muerta	18
4.2. Esfuerzos por carga viva	23
4.3. Esfuerzos por carga de sismo	28
4.4. Esfuerzos por carga de viento	38
4.5. Esfuerzos por temperatura	38
4.6. Combinaciones de carga	38
4.7. Envoltente	38
CAPÍTULO 5: Diseño Estructural	48
5.1. Materiales	49
5.2. Concreto Armado	49
5.2.1. Elementos Solid	49
5.2.2. Losas	57
5.2.3. Muros	75
5.2.4. Columnas	86
5.2.5. Vigas	91
5.2.6. Zapata	96
CAPÍTULO 6: Costos y Presupuestos	100
6.1. Metrado	101
6.2. Análisis de precios unitario	102
6.3. Presupuesto	107

CAPÍTULO 7: Programación de Obra.....	108
Conclusiones	111
Recomendaciones.....	112
Bibliografía y referencias.....	113
Anexos	114
Planos	117



Resumen

En la arquitectura peruana moderna no se ven edificaciones emblema que den una nueva identidad a las ciudades. Mediante el presente trabajo se comprueba que es posible desafiar el temor de a los efectos de sismos en las edificaciones y empezar a realizar estructuras en sí mismas sean una obra de arte, invirtiendo un poco más para llegar a una identidad de cada ciudad.



Abstract

In modern Peruvian architecture there are not emblematic buildings that give a new identity to cities. The present study demonstrates that it is possible to defy the fear of the effects on the buildings of earthquakes and start making structures that by themselves are a works of art, investing a little more to get an identity of each city.



CAPÍTULO 1: Descripción del Lugar

1.1. Emplazamiento de la edificación

La edificación está ubicada hipotéticamente en Mollendo en un macizo rocoso ubicado entre el muelle turístico y la primera playa. Donde actualmente hay algunas viviendas abandonadas.

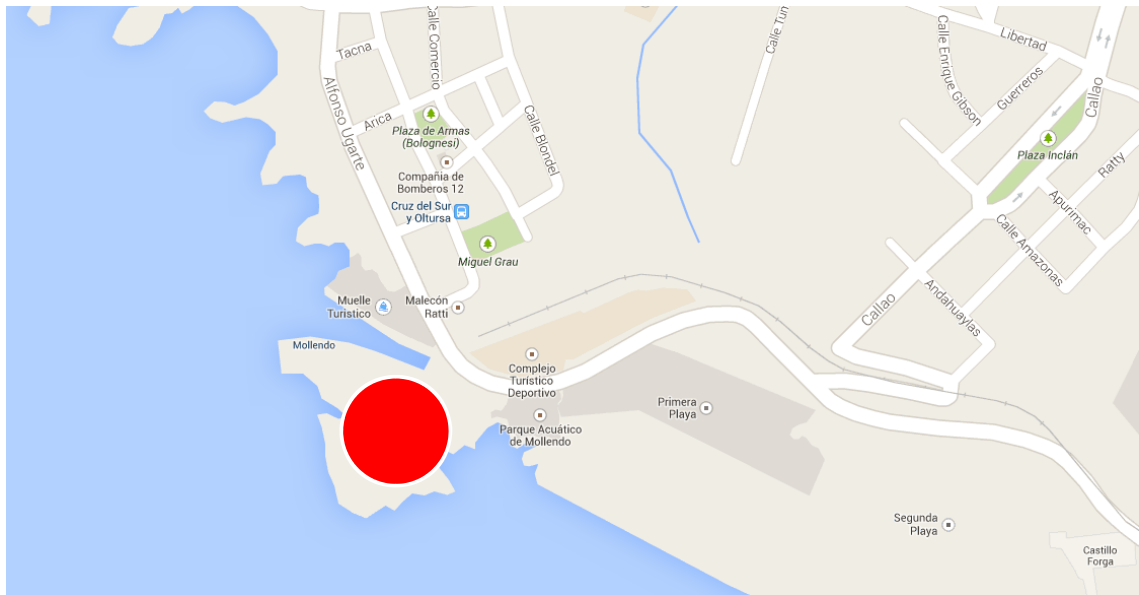


ILUSTRACIÓN 1 - ESQUEMA DE LA UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN - MAPA DE CALLES



ILUSTRACIÓN 2 - UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN - VISTA SATELITAL

1.2. Sismicidad

El proceso de subducción de la placa de Nazca, sumergiéndose debajo de la placa Sudamericana, origina los plegamientos de la cordillera de los Andes, los sismos y la cadena volcánica a lo largo de la cordillera peruana, estos efectos de compresión tectónica conllevan a fallas de la corteza terrestre. De aquí que el Departamento de Arequipa es una zona sísmica, volcánicamente activa y con un litoral propenso a ser afectado por tsunamis.

En la zona de estudio es posible la ocurrencia de sismos de intensidad hasta de VIII grados en la escala de Mercalli Modificada y con profundidades hasta de 299km de profundidad.

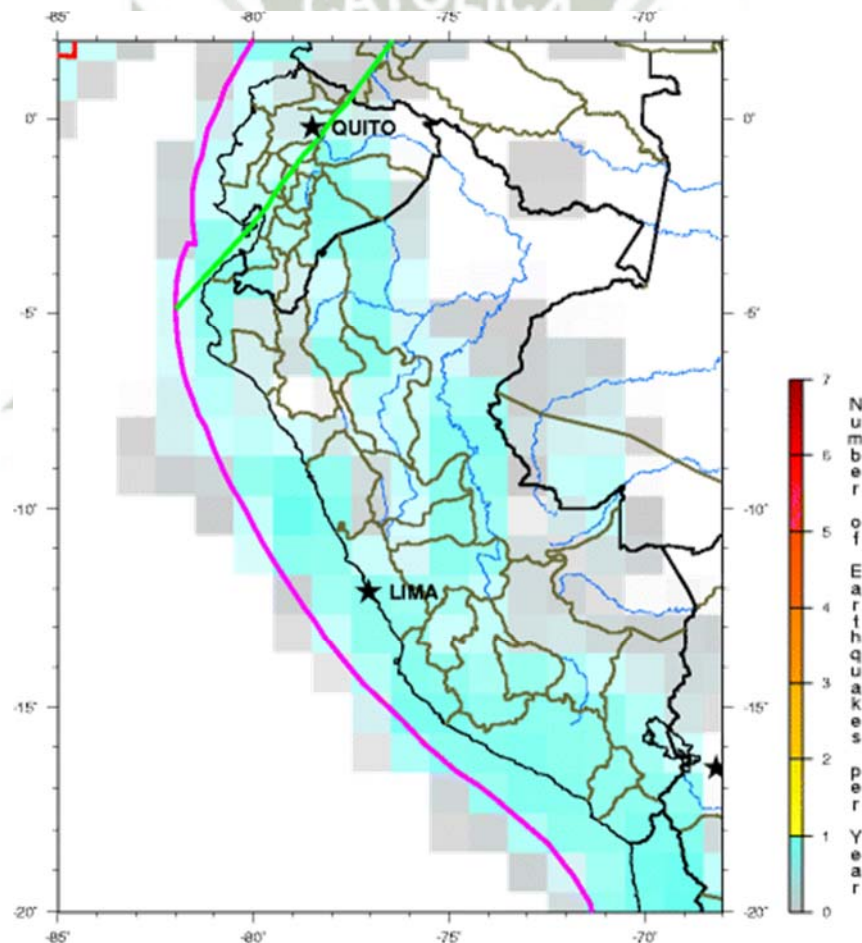


ILUSTRACIÓN 3 - NÚMERO DE SISMOS POR AÑO DE MAGNITUD MAYOR A 5

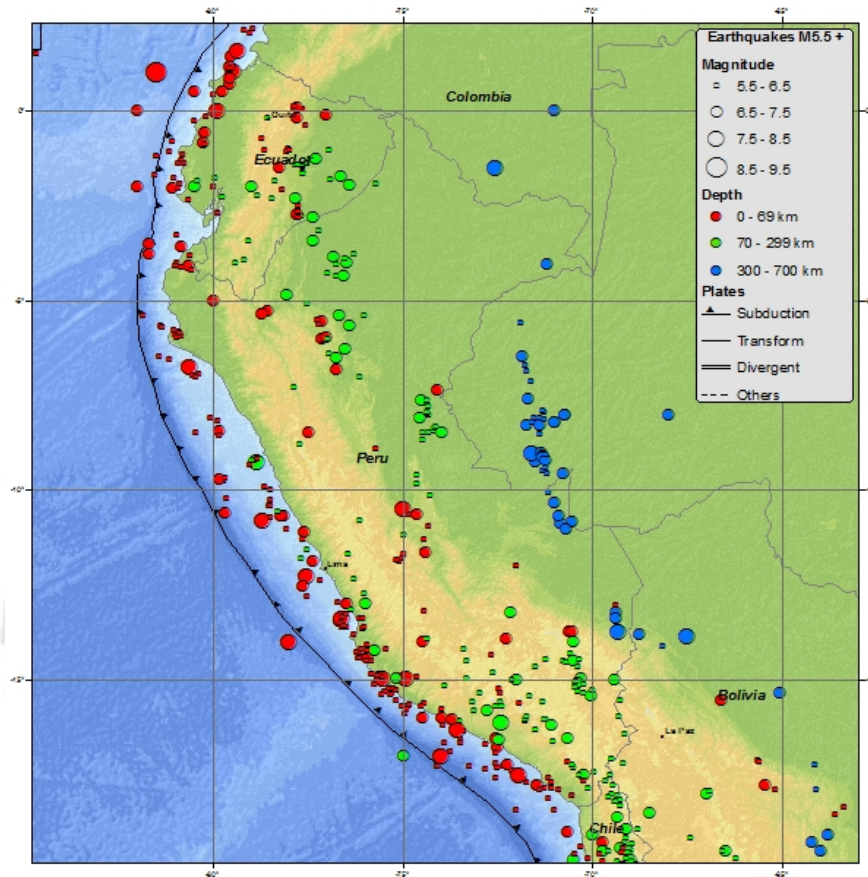


ILUSTRACIÓN 4 - ACTIVIDAD SÍSMICA DESDE 1900 A LA ACTUALIDAD

1.3. Condiciones de Terreno

Según una visita a terreno se cuenta con una formación de granito con un intemperismo moderado y sin fracturas importantes aparentes del macizo rocoso. Dado que las pruebas mecánicas de la rocas y los estudios geoelectrónicos significan un costo elevado se ha supuesto un capacidad de carga de servicio de: $q_u=100\text{kg/cm}^2$.



CAPÍTULO 2: Descripción de la arquitectura

2.1. Memoria descriptiva

El edificio adopta la predominancia de las líneas horizontales y hace de su estructura de concreto la propia forma del edificio. Estructura que suelta el volumen del terreno con un único leve apoyo central, creando de esta forma una relación de continuidad de la plaza con el paisaje y el mar.

El material principal es el concreto caravista confiriéndole al edificio una apariencia cruda y dura que dentro de una forma redondeada se vuelve suave y moderna.

El edificio se eleva 16 metros de altura, nace del suelo con una columna de 8.87 metros de diámetro que sujeta todo el edificio. La columna central surge del suelo en el medio de un espejo de agua de 817 m² de superficie y 60 centímetros de profundidad, lo que confiere ligereza al edificio. La columna central sujeta una cúpula invertida con el diámetro máximo de 50m.

La geometría de las áreas de exposición llevan a que el visitante haga un recorrido circular, en una caminata que se inicia en la puerta de la plaza, presentando varios puntos de vista a través de la disposición de los elementos arquitectónicos.

En el primer nivel del edificio se encuentran la recepción, servicios higiénicos, administración y sectores técnicos.

El segundo nivel abriga el salón central de exposiciones alrededor del cual se encuentra una galería con enormes ventanas de donde se puede observar el paisaje. Totalizando una área de 1000m². En lugar de confinar las obras de arte entre cuatro paredes se adopta una solución abierta donde el entorno participa del espectáculo ofrecido al visitante.

La cerrajería de las ventanas es de perfil de acero con una inclinación de 40° en relación al plano horizontal. Los paños de vidrio (4.80m x 1.85m) son laminados triples de 18mm de espesura color bronce.

El último nivel también está destinado a exposiciones con un área total de 850m².

La iluminación en el salón central de exposiciones proviene de un sistema de luz técnica del techo y de la luz natural que entra por los recortes de las paredes. Ya en el tercer nivel la iluminación por una cenefa formada por el encuentro del piso con el techo, insinuando una luz indirecta que inunda el ambiente. La iluminación externa del edificio es por 34 faroles de avión instalados dentro del espejo de agua y direccionados a la base del edificio.

La estructura del edificio es compleja por el tipo de obra, suelta en el aire con un único apoyo central y en formato circular.

La forma circular del museo junto con sus grandes luces (vanos) llevó a una solución estructural esencialmente radial, dividida en seis sectores.

La arquitectura del edificio, al definirse esencialmente como un gran cuerpo Blanco elevado del terreno y ocupado principalmente por un salón sin columnas, exige un cálculo de una estructura especial, cuyos aspectos más importantes son los siguientes:

El gran salón central, de 462m², completamente libre de columnas y contornado en el alto por un amplio espacio destinado a exposiciones menores, denominado mezanine, dio lugar al diseño de la loza con grandes vigas y radiales, vigas que se apoyan sobre seis columnas de 75 cm de diámetro que en su diseño original son de 50 cm de diámetro más, por efecto del sismo han tenido que ser ensanchadas. Estas vigas y columnas forman una especie de mesa, que a su vez se apoya sobre la estructura del primer nivel.

El peso de esta superestructura transmitido al primer nivel por las columnas o prismas de la mesa, está sustentado por un conjunto de vigas radiales de concreto, del apoyo rígido sobre la columna central estas vigas se proyectan aproximadamente 10 m hasta el perímetro circular del canto externo del museo.

Es de esta forma que el apoyo central recibe y absorbe transmitiendo al terreno todo el peso de la edificación en pleno funcionamiento. Y los cimientos del edificio que parece volar, necesita de una zapata de 17.5m de radio por 4m de altura.

2.2. Esquema de estructuración

La Losa 4 esta soportado sobre las Vigas Superiores que forman un asterisco visto desde planta y a su vez sobre el muro perimetral el cual conecta toda la Losa 4 con la Losa 3. Las Vigas Superiores están soportadas por las Columnas 2, estas columnas continúan hasta el segundo nivel donde también soportan a la Losa 3.



La Losa 3 en mención tiene una abertura hexagonal en el medio, la cual esta soportado por 5 muros y el lado el hexágono restante esta soportado por la Viga Bacón. En su perímetro como se describió en el párrafo anterior está soportado por el Muro Perimetral 2.

La Losa 2 trabaja en conjunto con los Muros 1 y la Losa 1 de tal manera que estos tres elementos están encargados de transmitir las cargas de la Columna 2 hacia el Pilar Central, trabajando como 6 vigas en voladizo.

Adicionalmente a todos los elementos mencionados anteriormente tenemos la Viga Perimetral la cual rodea a la Losa 2 la cual descansa sobre las Columnas 1 y los Muros 1.

Las Escaleras que comunican el Nivel 1 con el 2 y en Nivel 2 con el 3.





CAPÍTULO 3: Marco Conceptual

3.1. Análisis de estructuras de concreto armado por medio del Método de Elementos Finitos (FEA)

El análisis de elementos finitos (FEA) es el modelado de estructuras en un entorno virtual, con el propósito de encontrar y resolver potenciales problemas estructurales. FEA es la aplicación práctica del método de elementos finitos (FEM), que es utilizado por ingenieros y científicos para matemáticamente modelar y resolver numéricamente problemas de complejas estructuras, fluidos y de multifísica. El software FEA puede ser utilizado en una amplia gama de industrias, pero es más comúnmente utilizado en las industrias aeronáutica, biomecánica.

Uno de los modelos de elementos finitos (FE) cuenta con un sistema de puntos, llamados "nodos", que constituyen la forma del diseño. Conectados a estos nodos están los mismos elementos finitos que forman la malla de elementos finitos y contienen el material y las propiedades estructurales del modelo, la definición de cómo va a reaccionar a ciertas condiciones. La densidad de la malla de los elementos finitos puede variar a través del material, en función del cambio esperado en los niveles de estrés de un área en particular. Partes que experimentan grandes cambios en stress por lo general requieren una densidad de malla superiores a los que la experiencia de variación supone poco o ningún esfuerzo. Los puntos de interés pueden incluir los puntos de fractura del material previamente probado, filetes, esquinas, detalles complejos, y áreas de alto estrés.

Los modelos FE pueden ser creados usando elementos en una dimensión (1D haz), dos dimensiones (2D shell) o tridimensionales (3D sólido). Mediante el uso de vigas y conchas en lugar de elementos sólidos, un modelo representativo se puede crear con menos nodos sin comprometer la precisión. Cada combinación de modelos requiere una diversa gama de propiedades que se definen como:

- Áreas de la sección
- Momentos de inercia
- Torsión constante
- Espesor de la chapa
- Resistencia a la flexión
- Corte transversal

Para simular los efectos de los entornos reales de trabajo en la FEA, los distintos tipos de carga se pueden aplicar al modelo de elementos finitos, incluyendo:

- nodal: fuerzas, momentos, los desplazamientos, velocidades, aceleraciones, temperatura y flujo de calor
- Elemental: carga distribuida, presión, temperatura y flujo de calor
- Las cargas de aceleración del cuerpo (la gravedad)

Se realizó el análisis de la estructura en el programa SAP2000, en el cual se modeló algunos elementos estructurales con elementos Frame, Shell y Solid, los cuales por su compleja geometría fueron dibujados en AutoCAD y luego importados por SAP2000. Se siguió en esquema descrito en la tabla a continuación de tipo de entidades del formato DXF para que la importación a objetos del SAP2000.

DXF Entity	SAP2000 Object
Line	Frame
3D Face	Shell
Polygon Mesh	Solid

Los elementos Solid fueron diseñados considerando sus esfuerzos dado que al haber hecho un análisis dinámico del sismo, no es posible hallar un momento con fuerza envolvente en los elementos.

3.2. Diseño de columnas de concreto embebidas en perfiles metálicos.

Según la norma ACI 318-11; El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo corrugadas en elemento compuestos sometidos a compresión, debe ajustarse a una de las siguientes normas: ASTM A36M, ASTM A242M, ASTM A572M, ASTM A588M y ASTM A922M.

Las superficies del perfil de acero que estén en contacto con en concreto deben tener un acabado arenado rugoso de tal manera que aporte al trabajo en conjunto de todo el elemento.

Las columnas compuestas tienen algunas limitaciones las cuales se deben de cumplir. Para calificar como una columna compuesta embebida será:

- El área de sección transversal del núcleo de acero a compresión debe ser como mínimo el 1 % de la sección transversal compuesta total.
- El concreto que cubre el núcleo de la sección de acero debe ser reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El refuerzo transversal debe ser como mínimo 0.009 in² (6 mm² por mm.) por pulgada del espaciamiento de los estribos.
- La mínima relación del refuerzo para las barras longitudinales continuas, ρ_{sr} , debe ser de 0.004, donde ρ_{sr} está dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$



CAPÍTULO 4: Análisis Estructural

4.1. Esfuerzos por carga muerta

El modelo fue definido de tal manera que toma la carga muerta del peso propio de los elemento, ver Ilustración 5, considerando la densidad del concreto 2.4 t/m³.

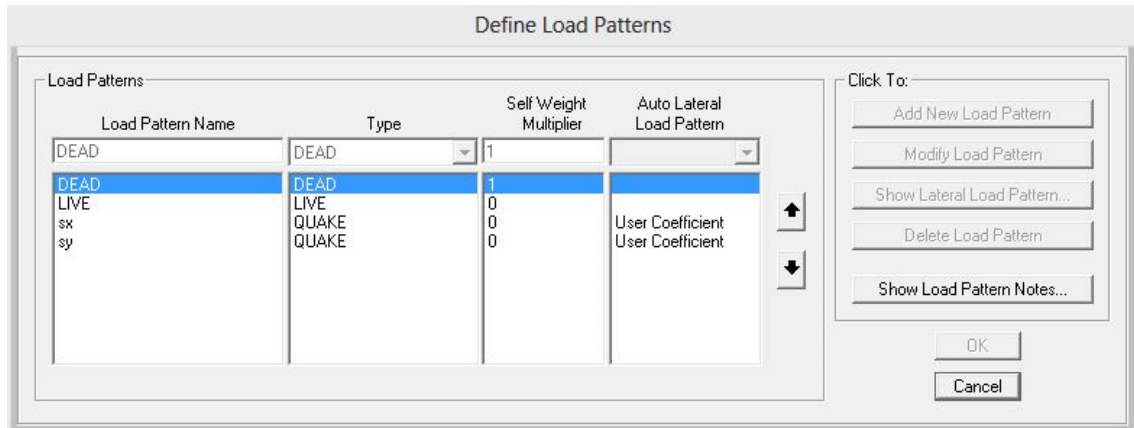


ILUSTRACIÓN 5 - LOAD PATTERNS - SAP2000

A partir solo del peso propio de la estructura resultan las fuerzas y momentos mostrados en los elementos a continuación. (Losa 4 y Viga Superior).

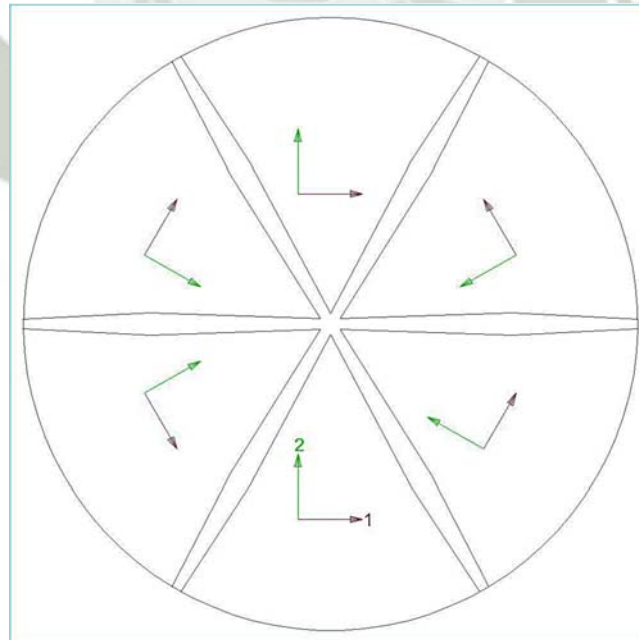


ILUSTRACIÓN 6 - ORIENTACIÓN DE EJES LOCALES DE LOSA 4

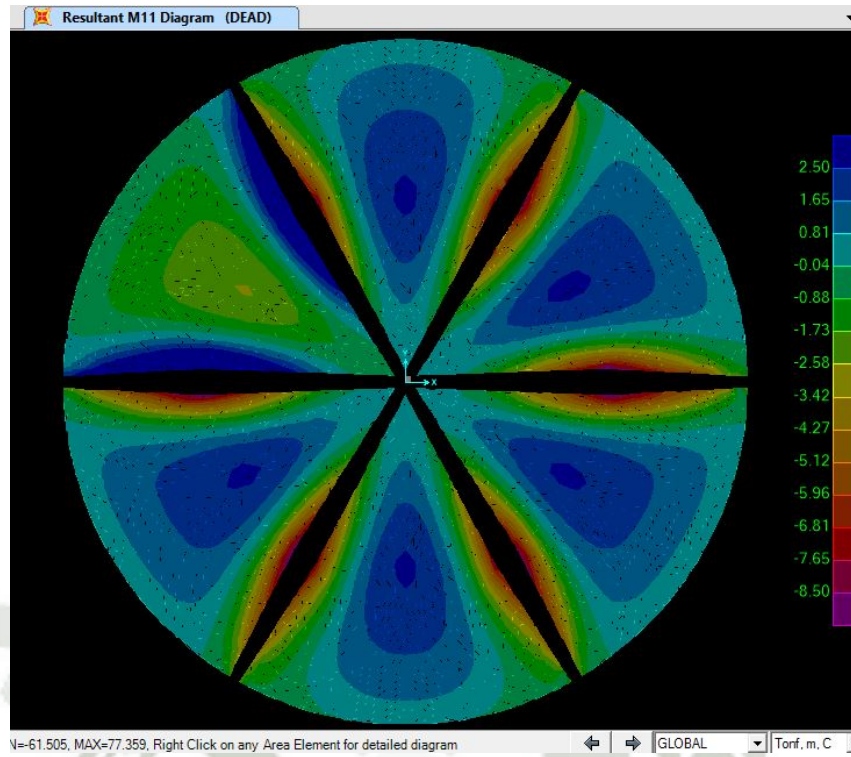


ILUSTRACIÓN 7 - MOMENTO 11 - DEAD - LOSA 4

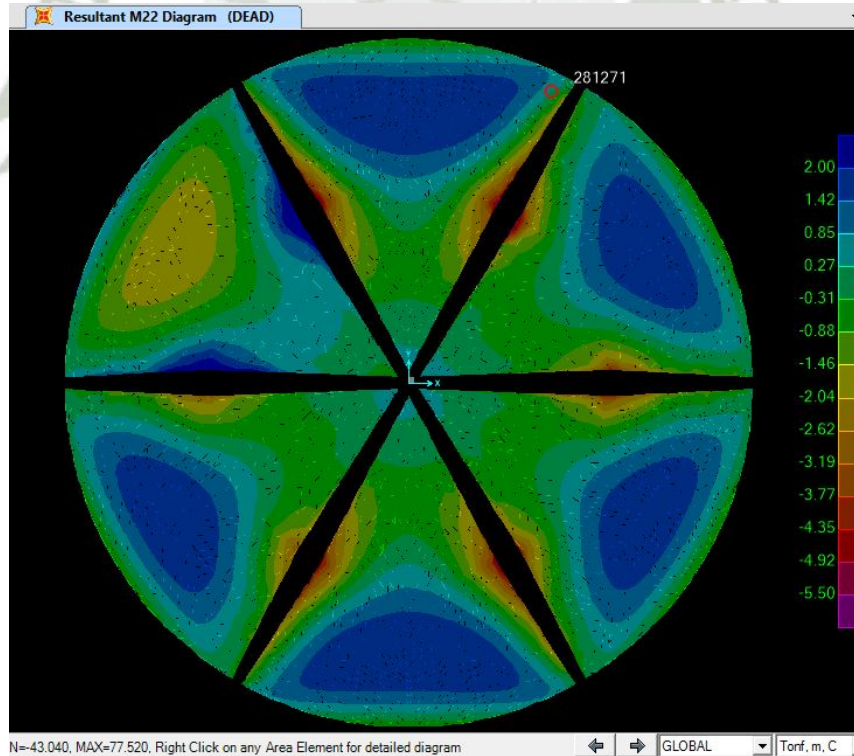


ILUSTRACIÓN 8 - MOMENTO 22 - DEAD - LOSA 4

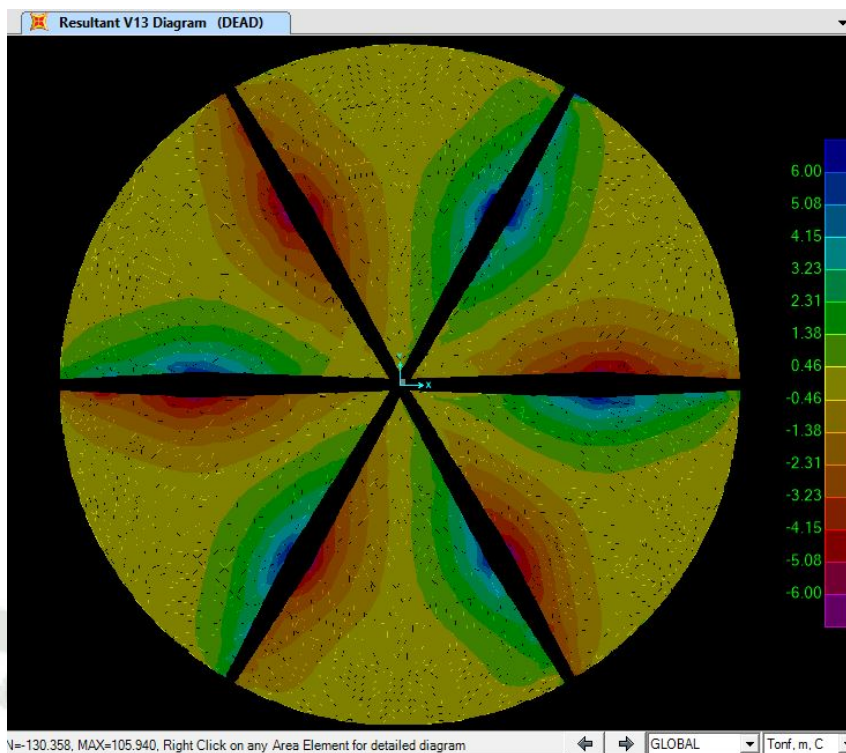


ILUSTRACIÓN 9 - CORTANTE 13- DEAD - LOSA 4

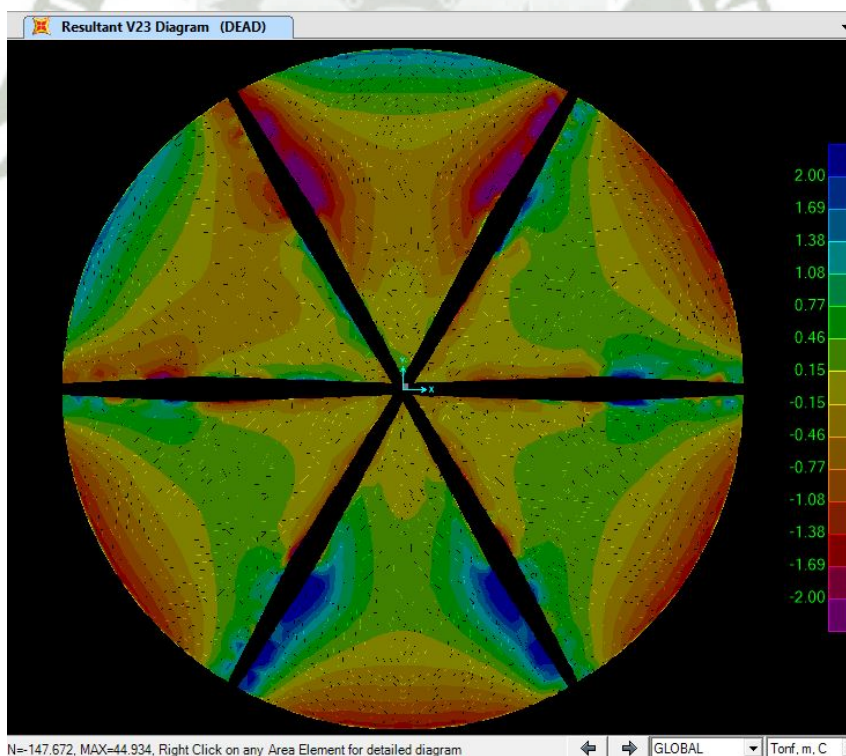


ILUSTRACIÓN 10 - CORTANTE 23 - DEAD - LOSA 4

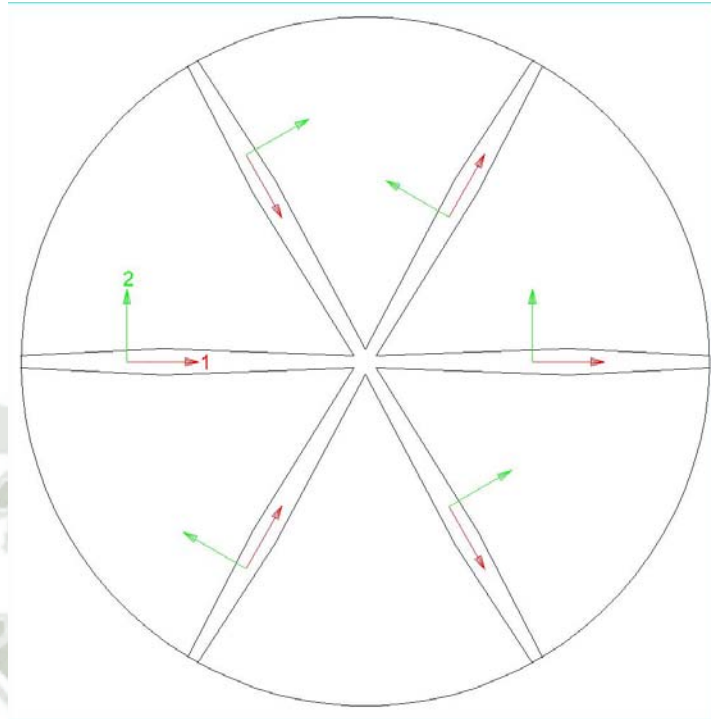


ILUSTRACIÓN 11 – ORIENTACIÓN EJES LOCALES DE VIGA SUPERIOR

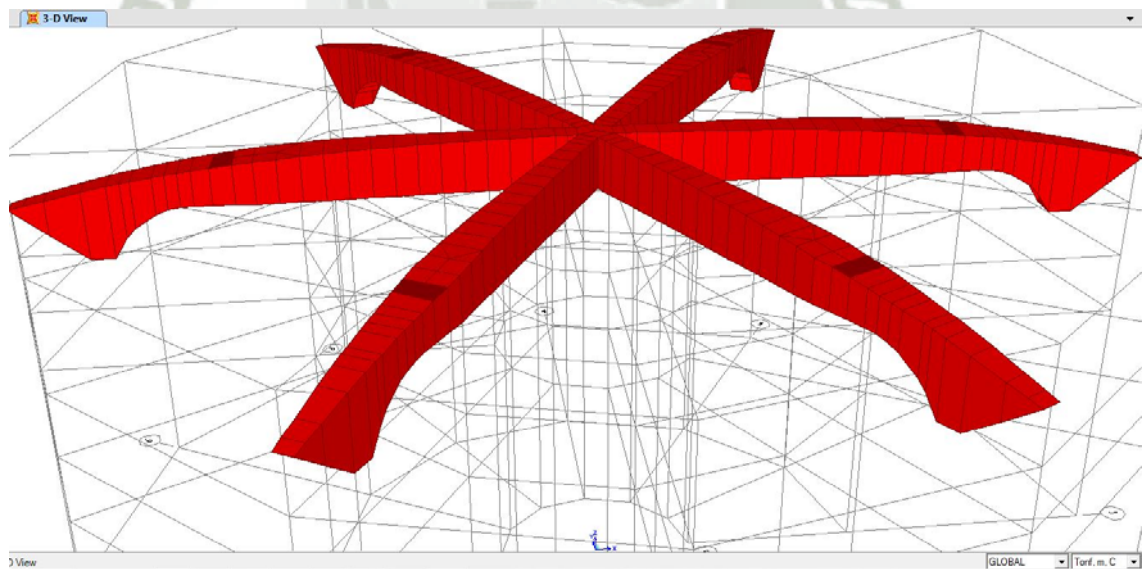


ILUSTRACIÓN 12 - VISTA EN PERSPECTIVA DE VIGA SUPERIOR

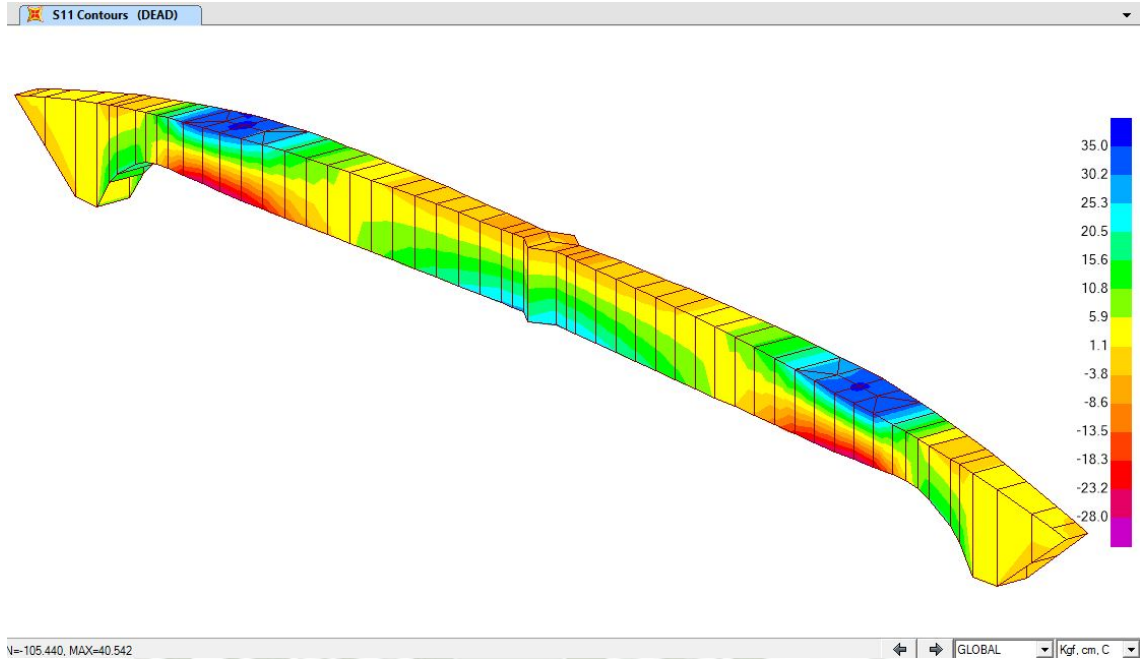


ILUSTRACIÓN 13 - ESFUERZOS 11 EN VIGA SUPERIOR

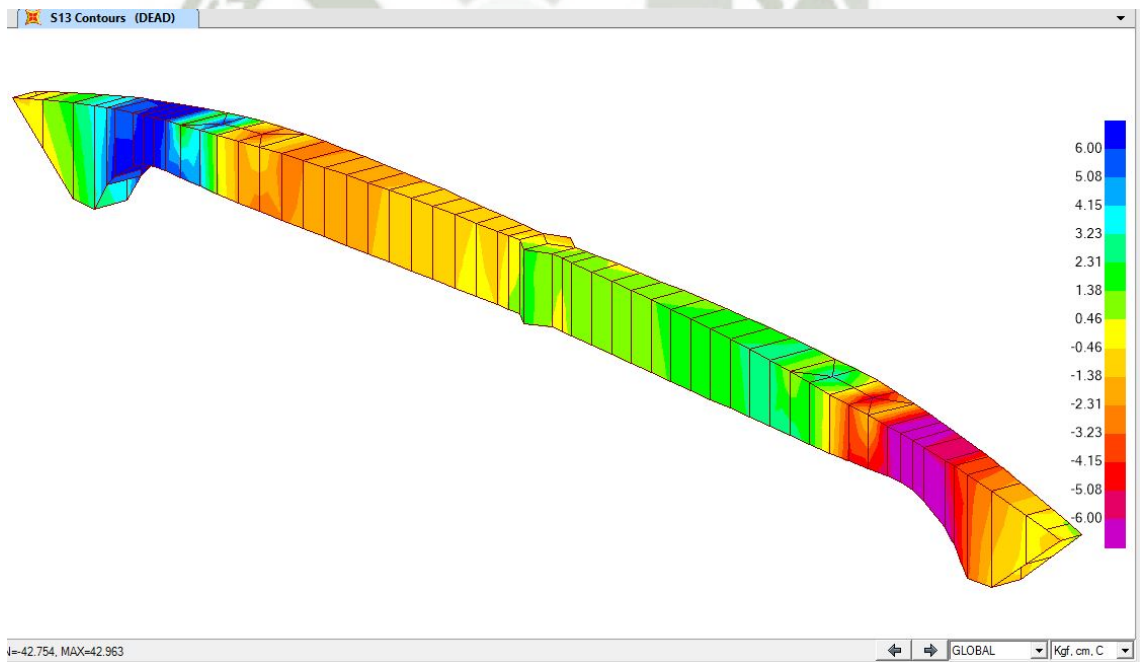


ILUSTRACIÓN 14 - ESFUERZOS 13 EN VIGA SUPERIOR

4.2. Esfuerzos por carga viva

Siguiendo la norma peruana E.020, se ha asumidos 400kg/m² para el área de las galería, 500kg/m² para las escaleras y 50kg/m² para el techo. De la misma manera se ha considerado el peso del ascensor como parte de la carga viva, para esto se ha tomado las fuerzas indicadas en un ascensor OTIS con unas dimensiones aproximadas a las requeridas, (ver Anexo 1).

A partir solo de la carga viva de la estructura resultan las fuerzas y momentos mostrados en los elementos a continuación. (Segundo Tramo de Escaleras y Viga del Balcón)

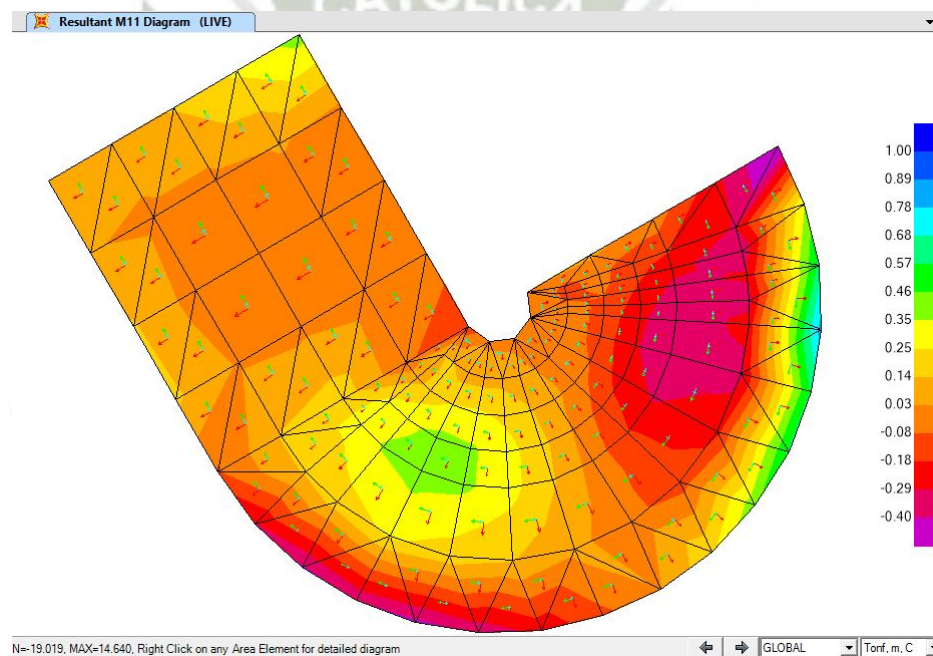


ILUSTRACIÓN 15 - MOMENTO 11 EN SEGUNDO TRAMO DE ESCALERA

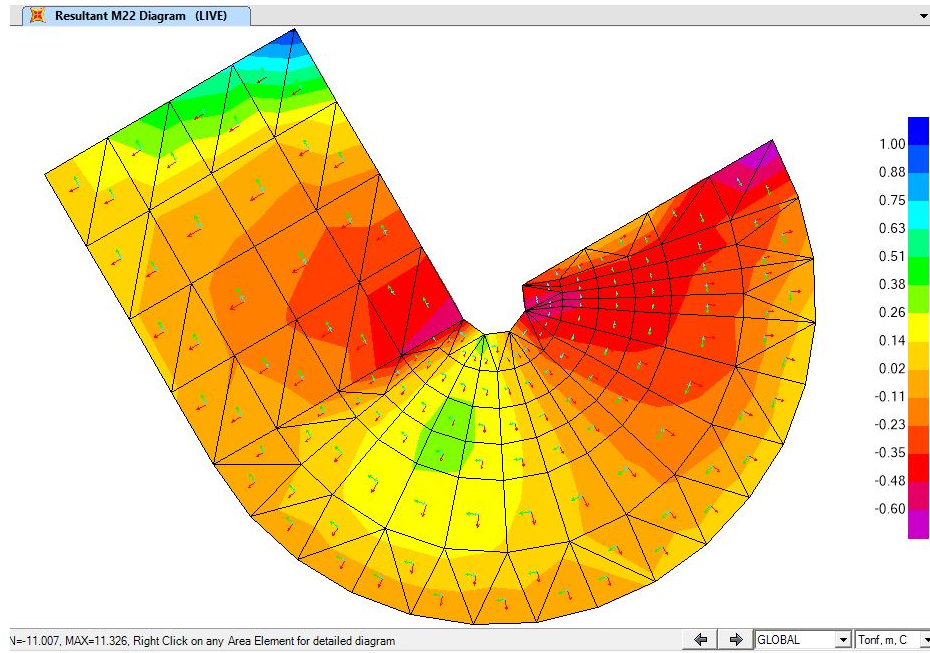


ILUSTRACIÓN 16 - MOMENTO 22 EN SEGUNDO TRAMO DE ESCALERA

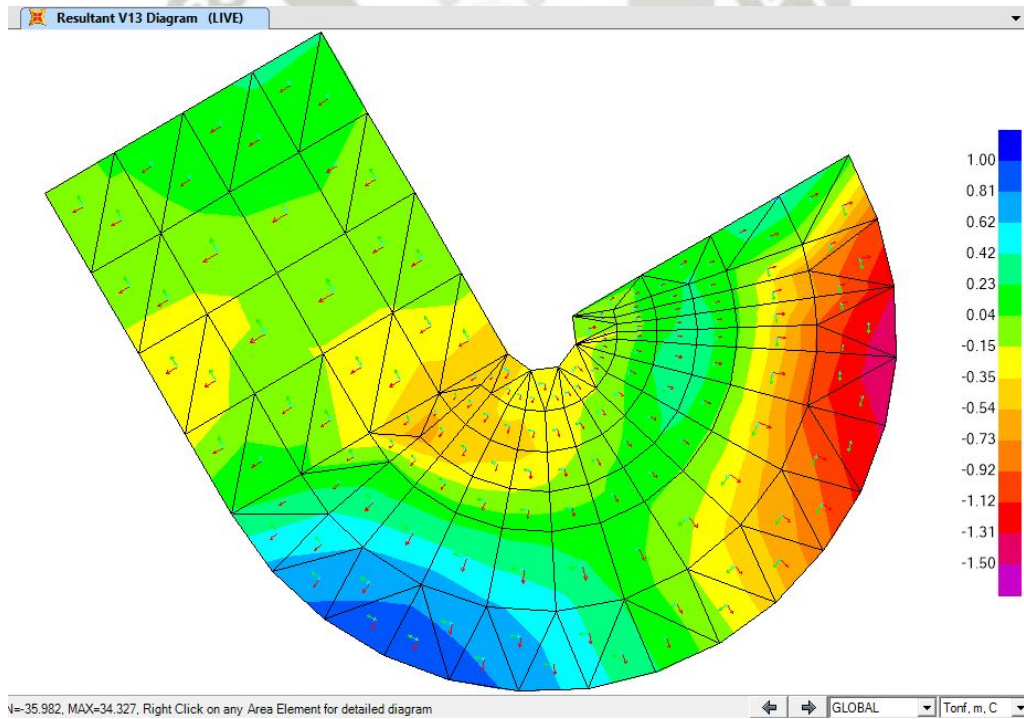


ILUSTRACIÓN 17 - CORTANTE 13 EN SEGUNDO TRAMO DE ESCALERA

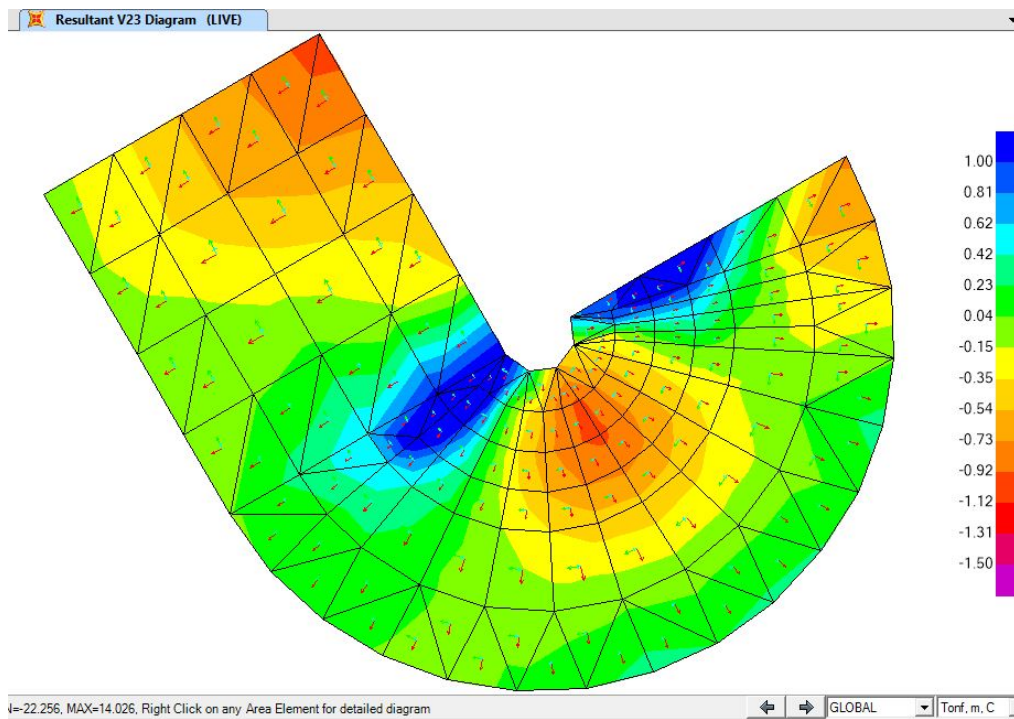


ILUSTRACIÓN 18 - CORTANTE 23 EN SEGUNDO TRAMO DE ESCALERA

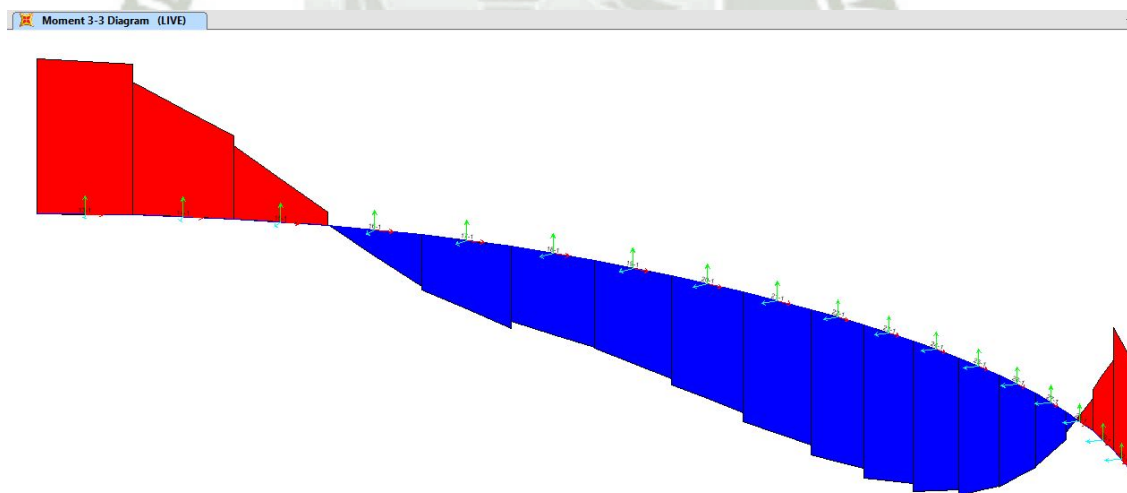


ILUSTRACIÓN 19 - MOMENTO 33 DE VIGA DE BALCÓN

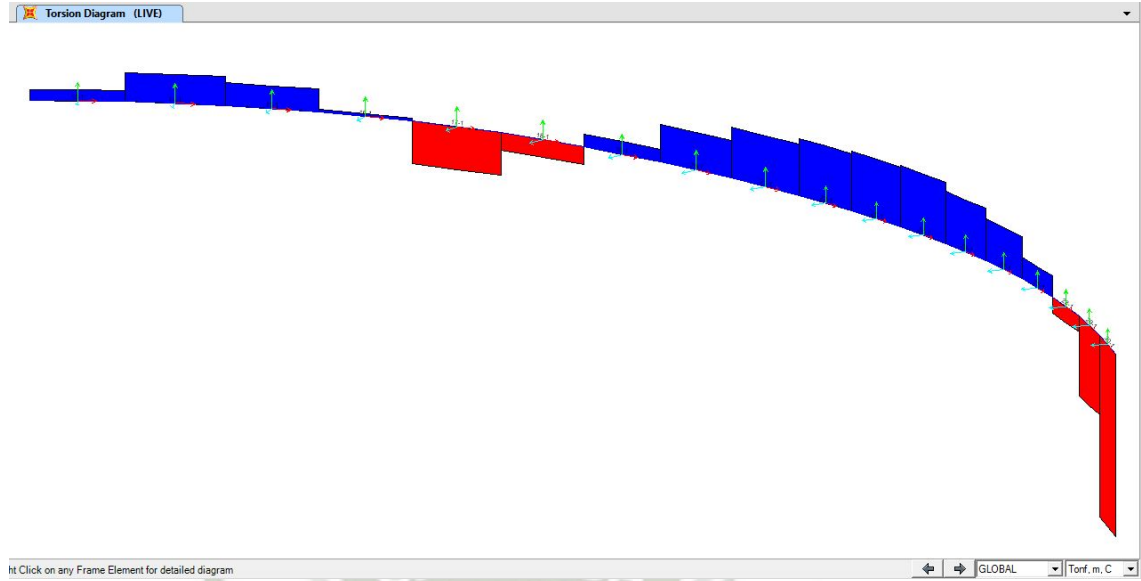


ILUSTRACIÓN 20 - MOMENTO TORSOR DE VIGA DE BALCÓN

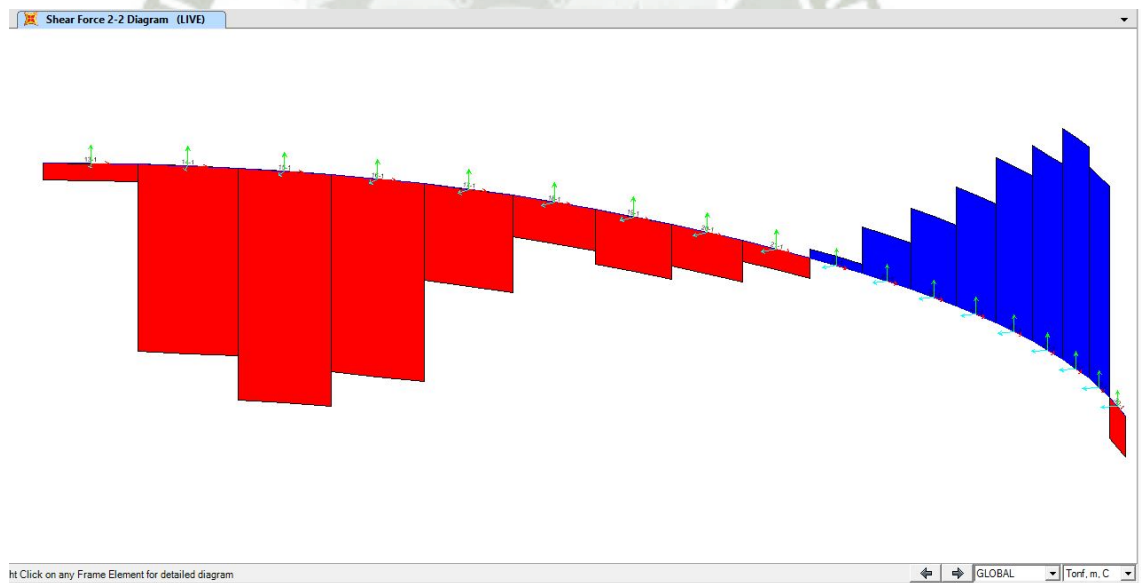


ILUSTRACIÓN 21 - CORTANTE 22 DE VIGA DE BALCÓN

Element Forces - Frames - Viga Balcon - Live							
Text	m	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Frame	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
13	0	-1.304	-0.184	0.026	0.023	0.016	-5.266
13	0.794	-1.304	-0.184	0.026	0.023	-0.005	-5.120
14	0	-0.988	-2.008	-0.033	0.062	-0.005	-4.524
14	0.849	-0.988	-2.008	-0.033	0.062	0.023	-2.819
15	0	-0.905	-2.482	0.052	0.049	0.039	-2.475
15	0.818	-0.905	-2.482	0.052	0.049	-0.003	-0.446
16	0	-2.235	-2.119	0.051	0.006	0.020	-0.018
16	0.847	-2.235	-2.119	0.051	0.006	-0.024	1.777
17	0	-3.523	-1.049	0.044	-0.090	0.011	1.886
17	0.867	-3.523	-1.049	0.044	-0.090	-0.028	2.795
18	0	-4.277	-0.453	0.022	-0.036	0.002	2.574
18	0.863	-4.277	-0.453	0.022	-0.036	-0.017	2.965
19	0	-4.659	-0.590	-0.010	0.028	-0.011	3.008
19	0.854	-4.659	-0.590	-0.010	0.028	-0.002	3.511
20	0	-4.322	-0.449	-0.010	0.080	-0.007	3.737
20	0.844	-4.322	-0.449	-0.010	0.080	0.001	4.116
21	0	-3.848	-0.220	-0.012	0.109	-0.007	4.449
21	0.851	-3.848	-0.220	-0.012	0.109	0.003	4.636
22	0	-3.399	0.098	-0.012	0.122	-0.006	4.971
22	0.717	-3.399	0.098	-0.012	0.122	0.003	4.901
23	0	-2.960	0.494	-0.016	0.128	-0.006	5.226
23	0.722	-2.960	0.494	-0.016	0.128	0.005	4.869
24	0	-2.695	0.871	-0.008	0.130	-0.004	5.122
24	0.727	-2.695	0.871	-0.008	0.130	0.002	4.490
25	0	-2.409	1.283	-0.012	0.112	-0.005	4.696
25	0.730	-2.409	1.283	-0.012	0.112	0.004	3.760
26	0	-2.174	1.779	-0.007	0.089	-0.003	3.800
26	0.732	-2.174	1.779	-0.007	0.089	0.002	2.498
27	0	-1.897	2.101	-0.011	0.046	-0.004	2.467
27	0.733	-1.897	2.101	-0.011	0.046	0.004	0.928
28	0	-1.661	2.484	-0.007	-0.035	-0.004	0.686
28	0.733	-1.661	2.484	-0.007	-0.035	0.001	-1.135
29	0	-1.255	2.260	-0.014	-0.172	-0.006	-1.435
29	0.733	-1.255	2.260	-0.014	-0.172	0.004	-3.090
30	0	-1.052	-0.446	-0.132	-0.392	-0.042	-4.184
30	0.713	-1.052	-0.446	-0.132	-0.392	0.052	-3.866

TABLA 1 - FUERZAS Y MOMENTOS DE VIGA DE BALCÓN - CARGA VIVA

4.3. Esfuerzos por carga de sismo

Se usó un análisis de respuesta espectral puesto que por la naturaleza de la estructura un análisis estático no estaría acorde con la norma E.030.

Al estar ubicado dentro del departamento de Arequipa, se encuentra en la zona sísmica 3, con lo que corresponde un factor de zona (Z) igual a 0.4.

La edificación en cuestión va a ser usada como museo por lo que corresponde un coeficiente de importancia (U) de 1.3.

Como se expuso en el título 3, Condiciones de Terreno, del Capítulo I, la estructura está cimentada sobre roca firme con lo que corresponde un Factor de Amplificación del Suelo (S) igual a 1,0 y un Periodo Fundamental del Suelo (Tp) de 0,4s. Este último valor debería ser menor pero por falta de estudios de las propiedades de la roca va a ser asumido según las tablas.

Para hallar el valor del periodo de frecuencia de la edificación (T) se usaron las cargas modales, dando como resultado 0.48s.

El valor del Factor de Amplificación sísmica se obtiene a partir de la ecuación descrita a continuación.

$$C = 2,5 * \frac{T_p}{T} \leq 2,5$$

$$C = 2.0833$$

Dado que en Norma Peruana E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones indica que los Coeficientes de Reducción (R) no aplican para cargas de tipo péndulo invertido. Se ha recurrido a la norma ASCE 7-10 en donde en la tabla 15.4-2 nos indica un valor de 2.

Substituyendo los valores anteriormente descrito en la fórmula de la Fuerza Cortante Basal (V) obtenemos:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$V = 0.5417 * P$$

El valor del peso de la estructura (P) se obtiene a partir de la suba del 100% de la carga muerta mas el 50% de la carga viva por tener una categoría de edificación tipo B.

$$P = 4533.50t$$

$$V = 2455.64 t$$

Para el análisis dinámico, el valor de la fuerza cortante en la base no puede ser menor al 90% de V, por lo que se escalar las fuerzas espectrales con los valores obtenidos a continuación.

$$Escala\ x = \frac{90\% V}{V_{Espectral\ y}} = \frac{2210.08}{1214.15} = 1.8434$$

$$Escala\ y = \frac{90\% V}{V_{Espectral\ y}} = \frac{2210.08}{1181.72} = 1.9248$$

Resultando la definición de la formular de espectro y el caso de la carga como se muestra en la imágenes a continuación.

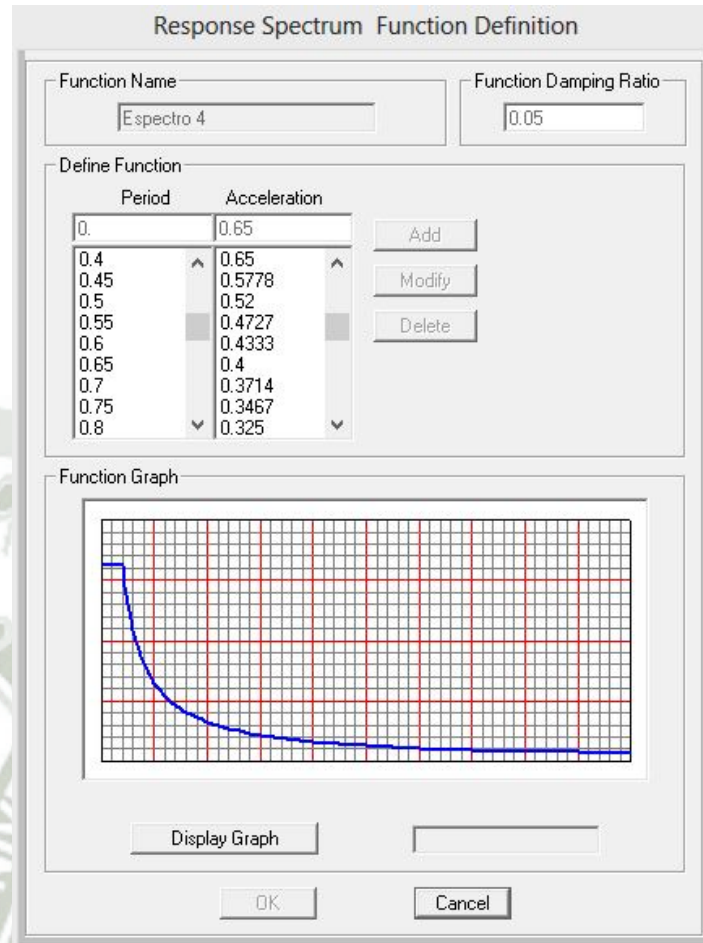


ILUSTRACIÓN 22 - RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DEFINITION

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes: Load Case Type:

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum
 GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Directional Combination: SRSS CQC3 Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro 4	17.9915
Accel	U1	Espectro 4	17.9915
Accel	U2	Espectro 4	5.3975

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping:

ILUSTRACIÓN 23 - LOAD CASE DATA - RESPONSE SPECTRUM - SX

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes: Load Case Type:

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum
 GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Directional Combination: SRSS CQC3 Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro 4	5.5446
Accel	U1	Espectro 4	5.5446
Accel	U2	Espectro 4	18.482

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping:

ILUSTRACIÓN 24 - LOAD CASE DATA - RESPONSE SPECTRUM - SX

A partir de solo el análisis por sismo de la estructura, resultan las fuerzas y momentos mostrados a continuación en los elementos, Muro 1 y Columna 1.

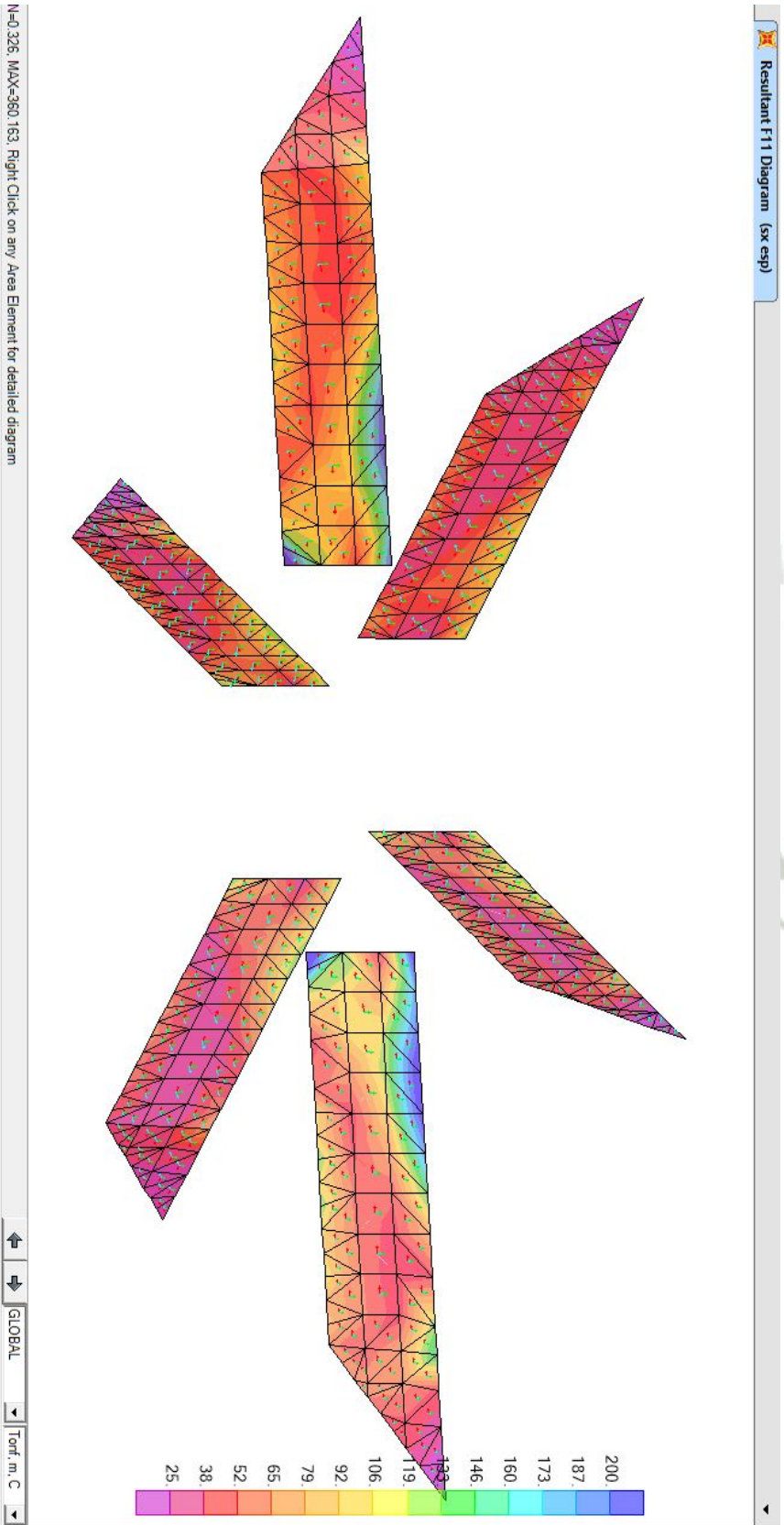


ILUSTRACIÓN 25 - FUERZA 11 EN Muros 1

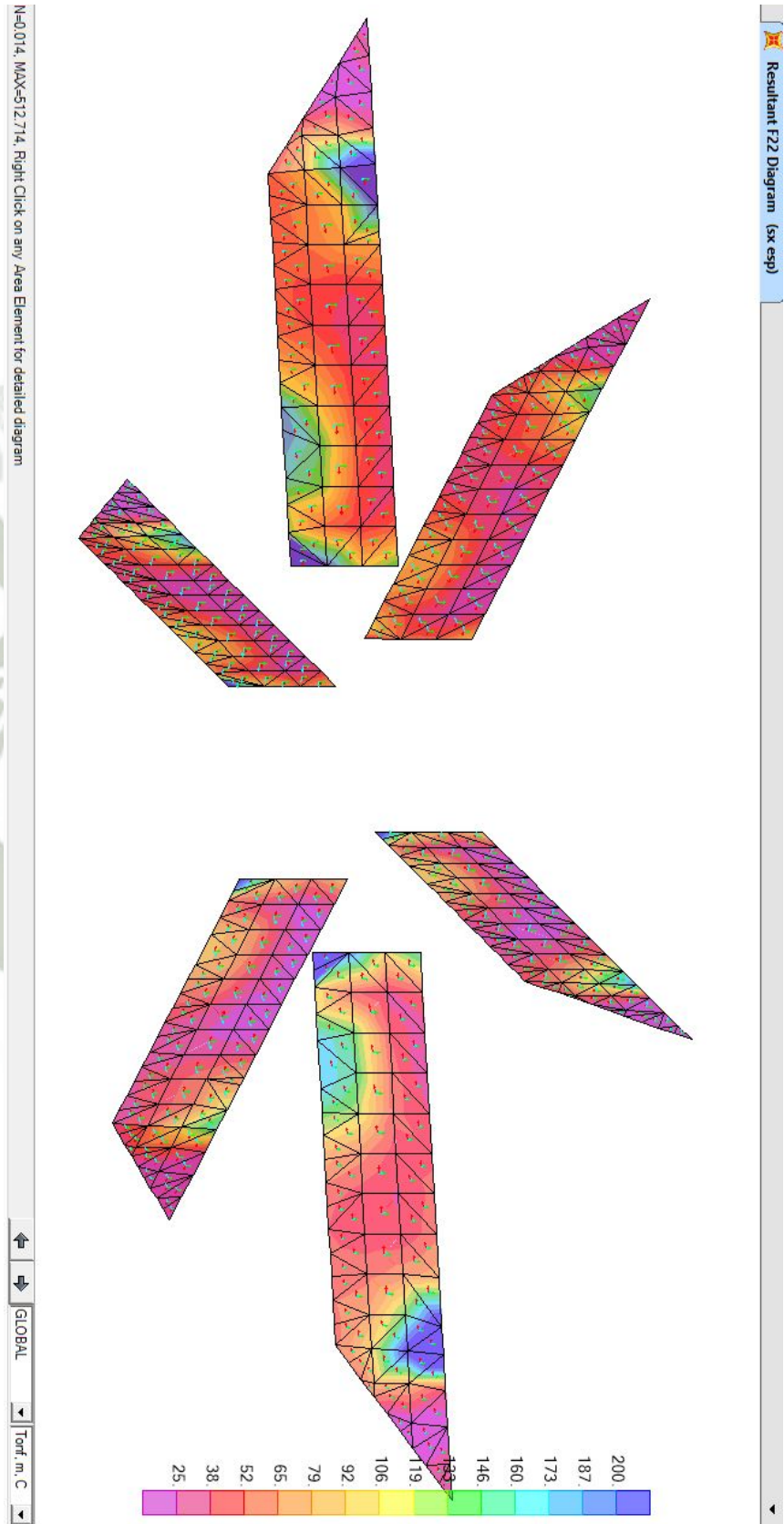


ILUSTRACIÓN 26 - FUERZA 22 EN MUROS 1

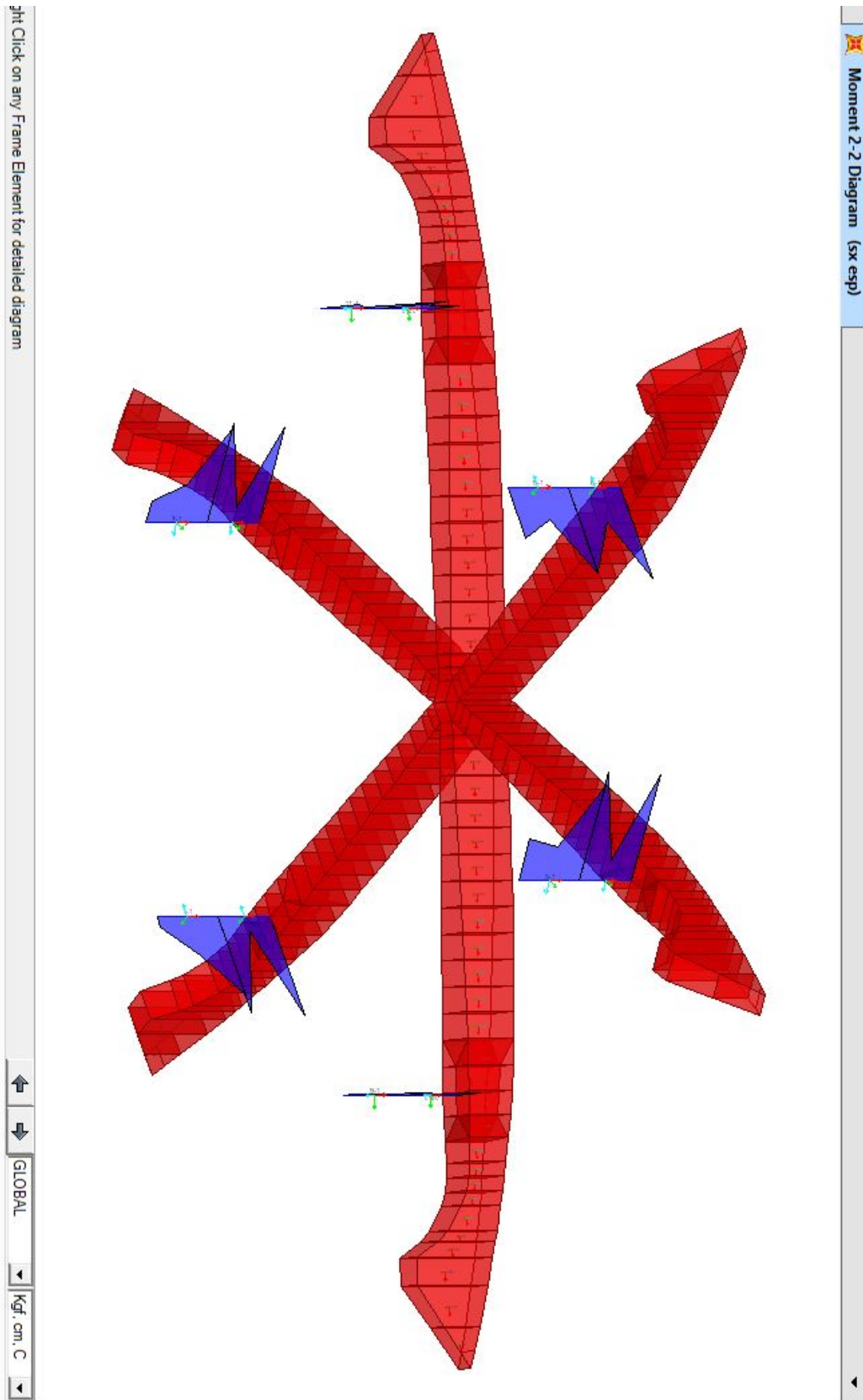


ILUSTRACIÓN 27 - MOMENTO 22 EN COLUMNAS 1

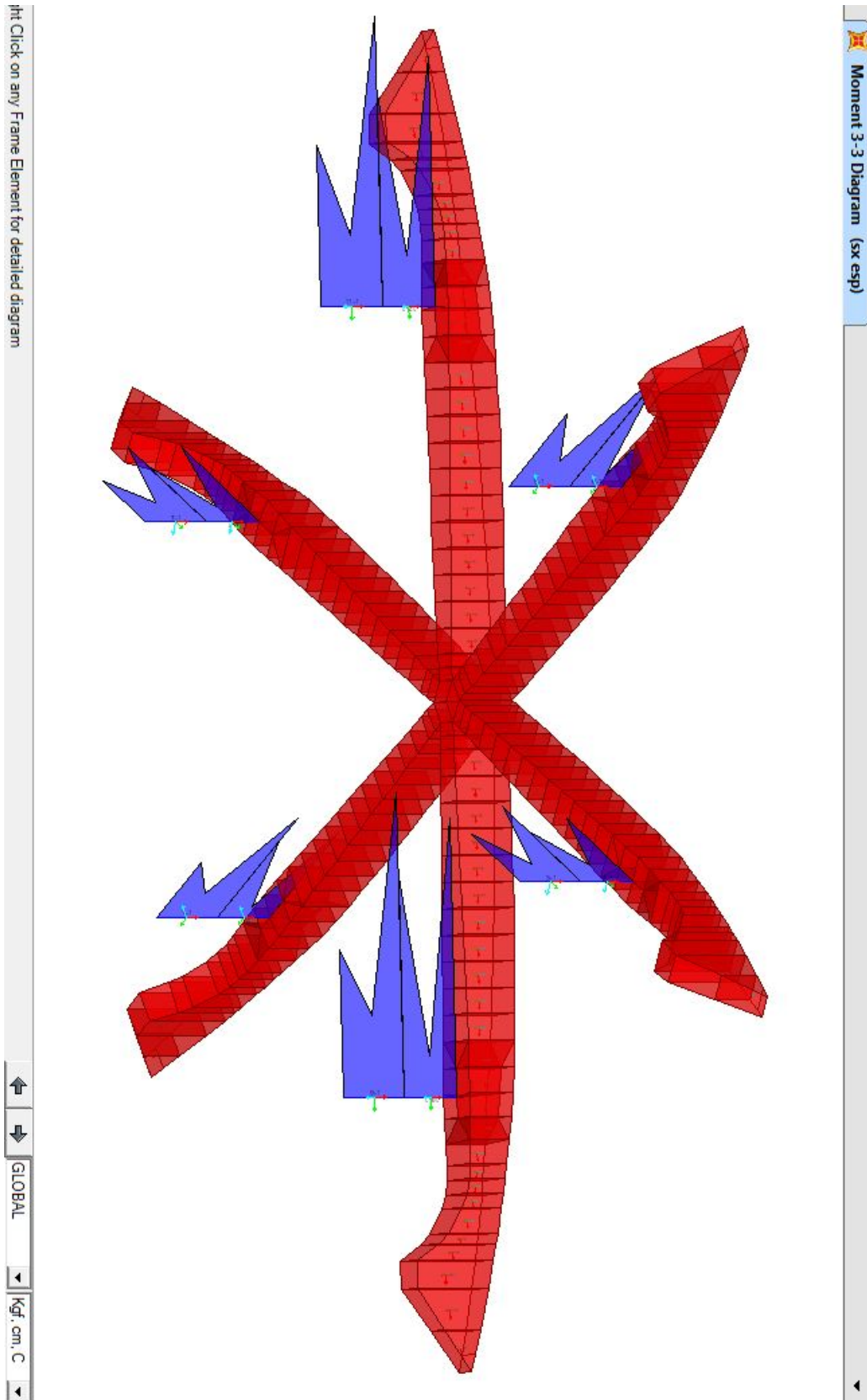


ILUSTRACIÓN 28 - MOMENTO 33 EN COLUMNAS 1

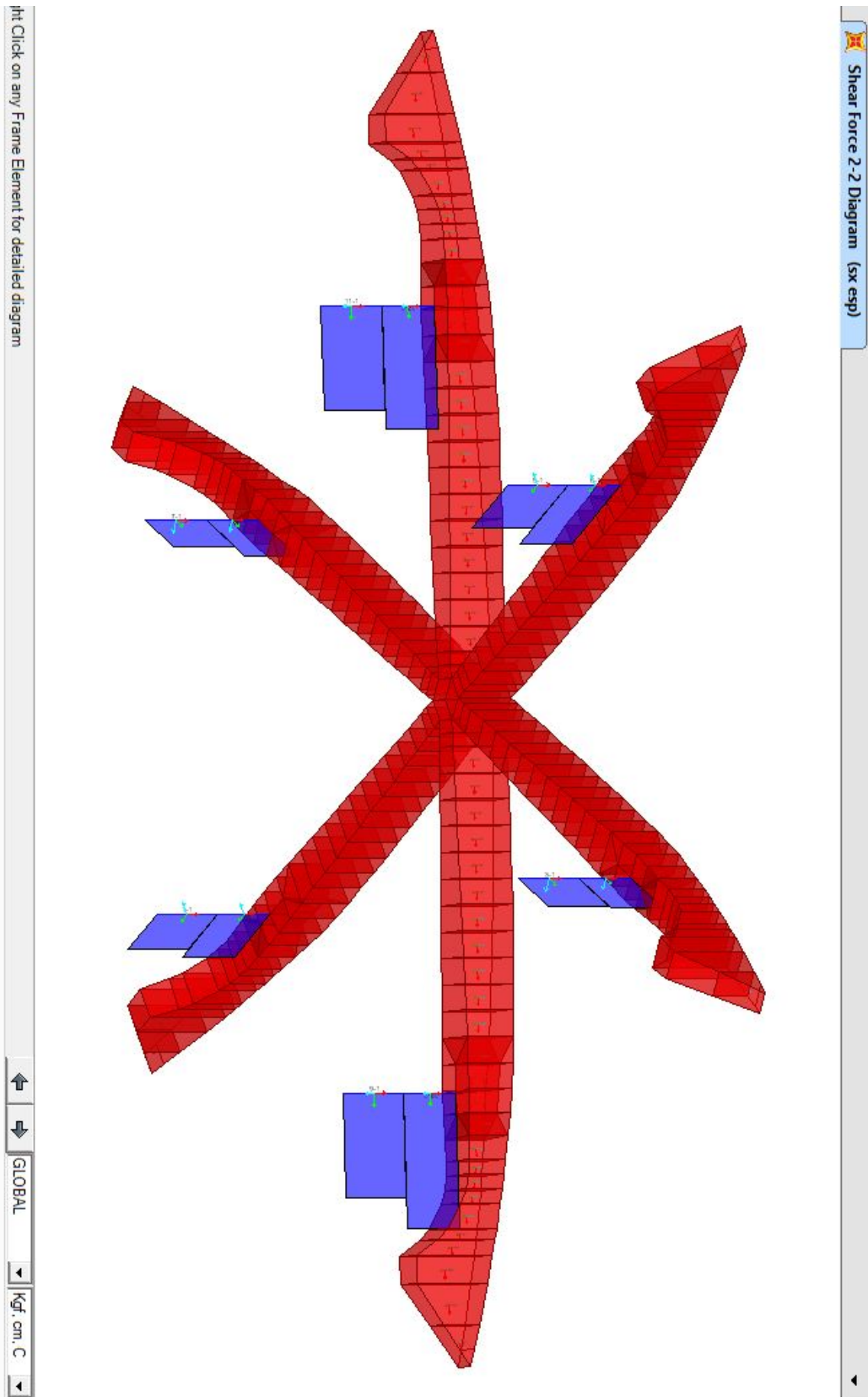


ILUSTRACIÓN 29 - CORTANTE 22 EN COLUMNAS 1

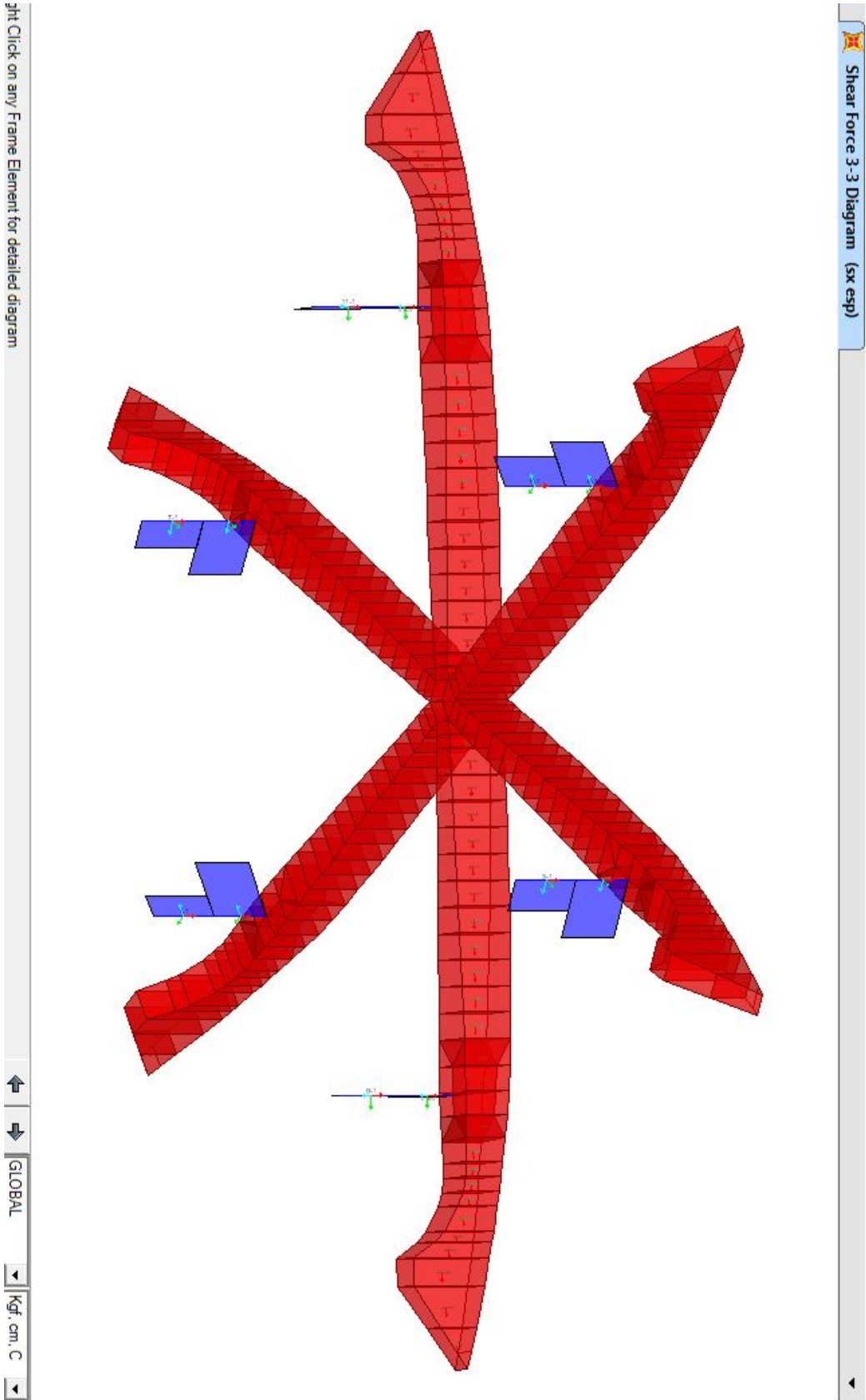


ILUSTRACIÓN 30 - CORTANTE 33 EN COLUMNAS 1

4.4. Esfuerzos por carga de viento

Considerando una velocidad de viento a 10m sobre el suelo de 60 Km/h y una altura de 60m, obtenemos una velocidad de diseño de 74.19 km/h.

Considerando que el edificio en cuestión es de Tipo 2 y con superficies con una inclinación entre 15° y 60° dando un factor de forma igual a 0.6, resulta una presión y succión igual a 19.8 kg/m².

Tomando un área de influencia de la presión descrita de 47.5m x 21m, correspondientes al diámetro de la losa superior y a la altura total, obtenemos una fuerza conjunta entre el barlovento y el sotavento de 39.5 t.

Dicho valor de 39.5 t ha sido desestimado pues la fuerza basal según el cálculo estático es de 2455.64 t el cual es considerablemente mayor.

4.5. Esfuerzos por temperatura

En la zona no existen cambios brusco de temperatura que vayan a afectar de manera significativa los esfuerzos en la estructura, por lo que se ha despreciado estos esfuerzos.

4.6. Combinaciones de carga

Las combinaciones usadas fueron:

- $U = 1.5CM + 1.8CV$
- $U = 1,25 (CM + CV \pm CSx)$
- $U = 1,25 (CM + CV \pm CSy)$
- $U = 0,9CM \pm 1,25CSx$
- $U = 0,9CM \pm 1,25CSy$

4.7. Envolvente

A partir de la envolvente de todas las combinaciones de carga obtenemos las fuerzas y momentos mostrados en los elementos a continuación. (Apoyo, Muro 1, Losa 2 y Columna 1)

En el elemento apoyo los ejes locales 2 de todos elementos Solid cruzan el eje global Z y el eje local 3 de cada elemento Solid está alineado con el eje global Z.

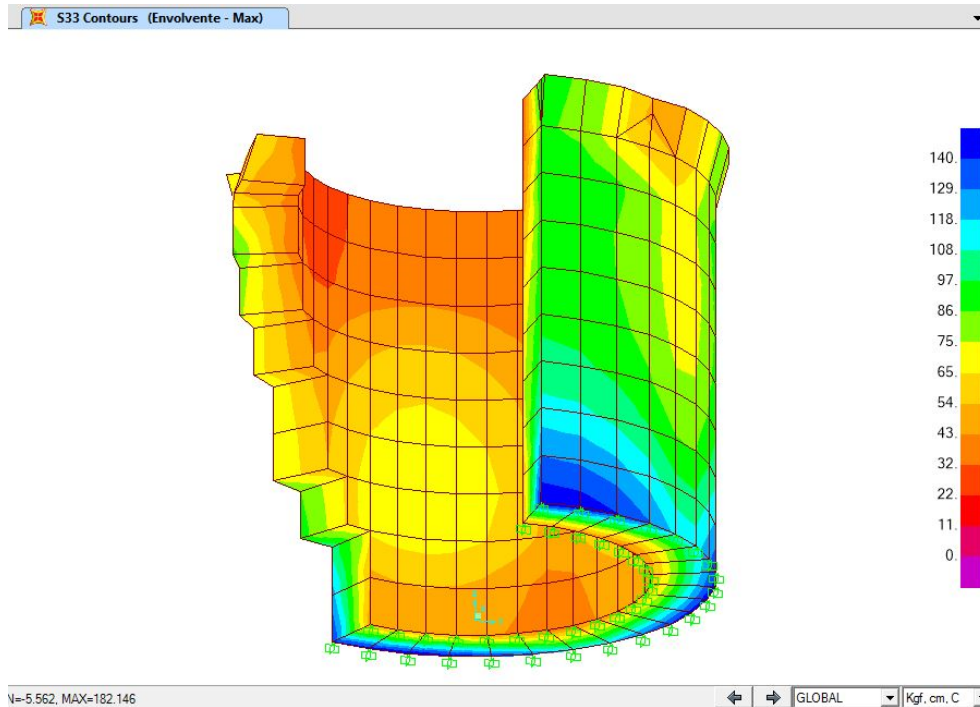


ILUSTRACIÓN 31 - ESFUERZOS 33 A TRACCIÓN DE APOYO

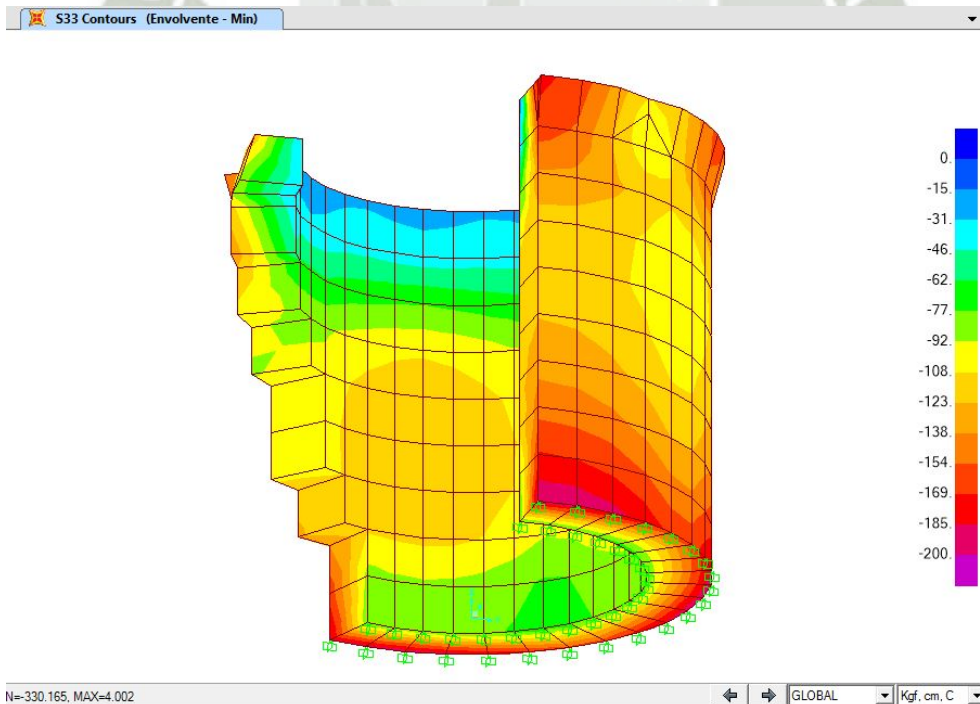
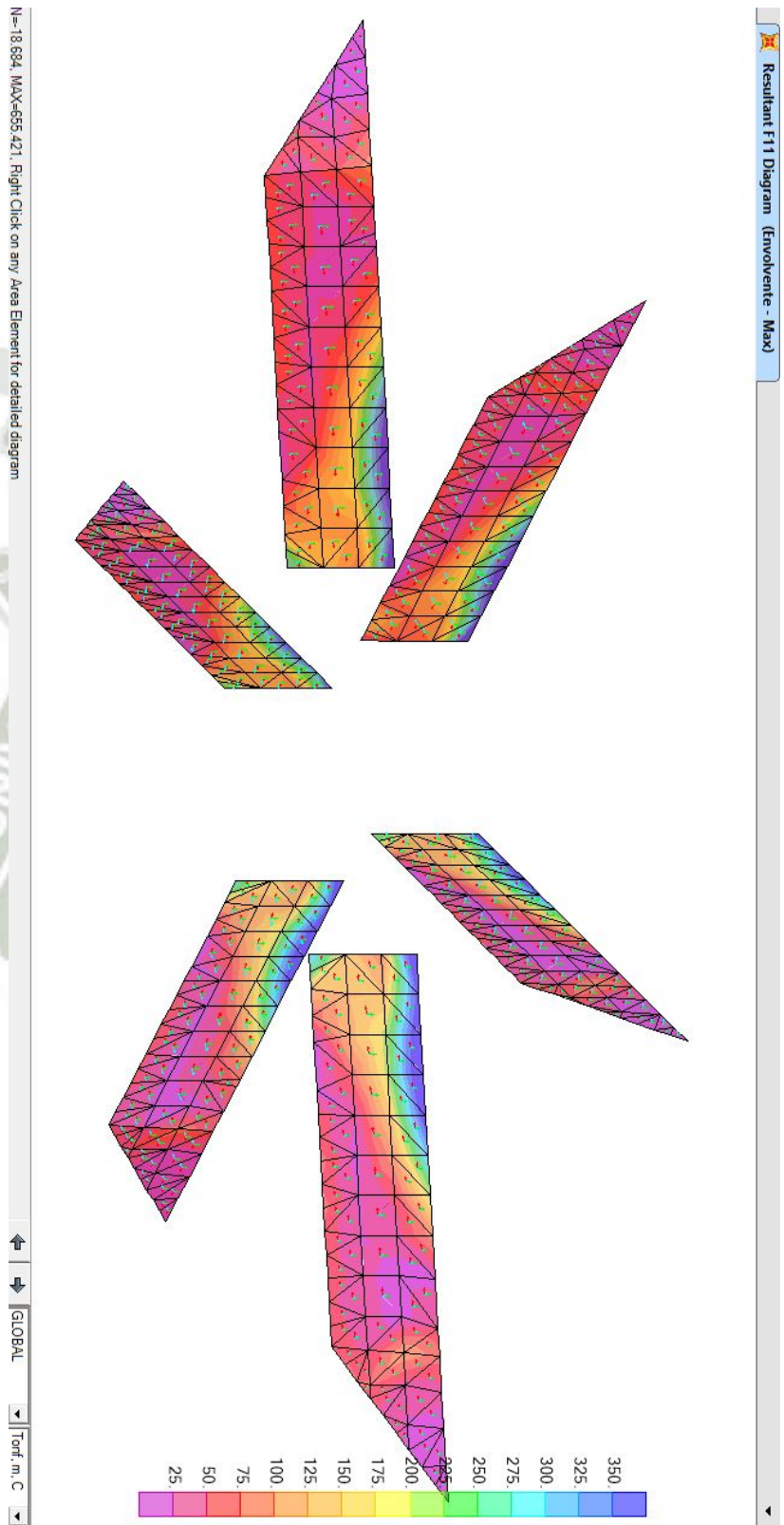


ILUSTRACIÓN 32 - ESFUERZOS 33 A COMPRESIÓN DE APOYO



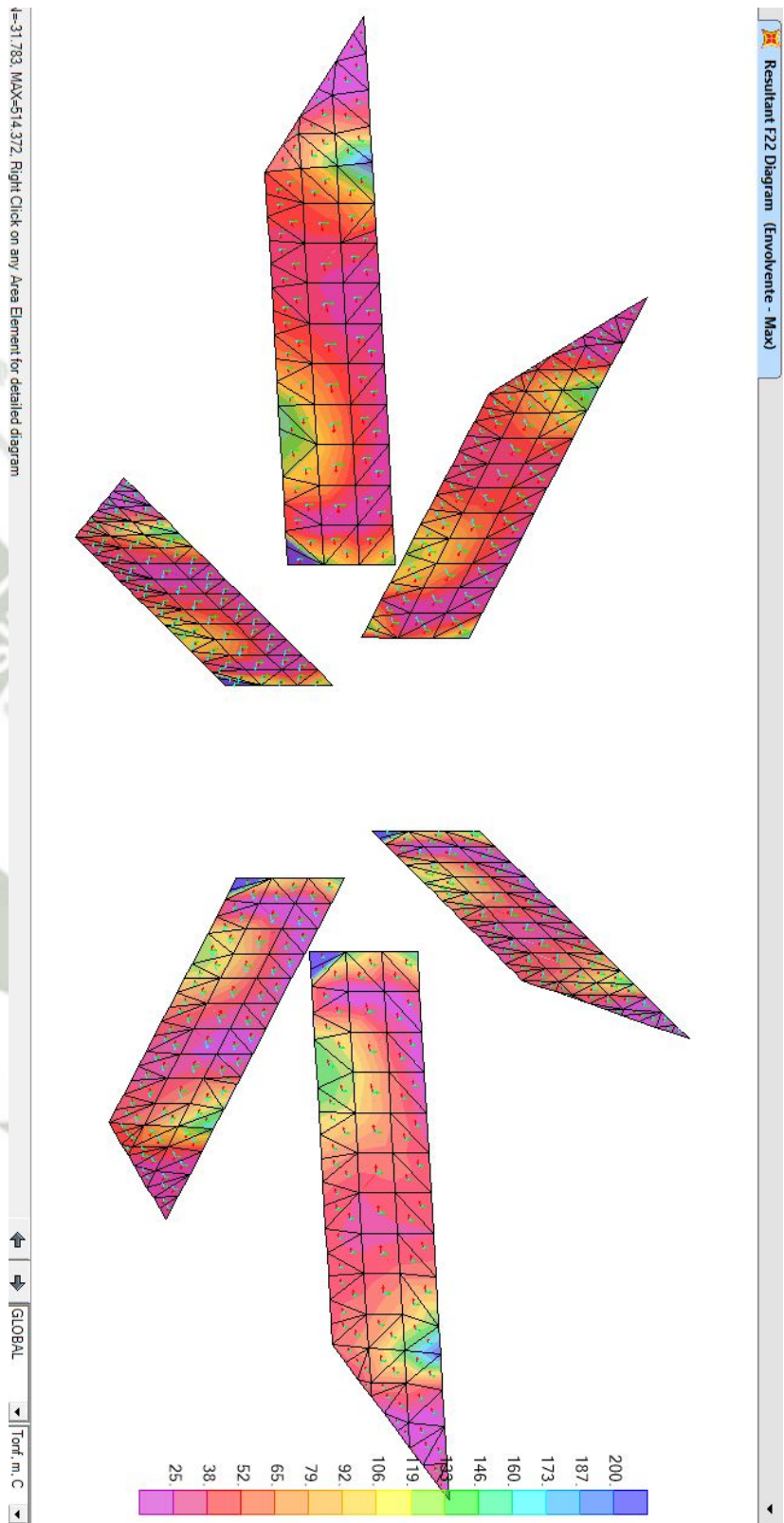


ILUSTRACIÓN 34 - FUERZA A TRACCIÓN EN 22 DE MUROS 1

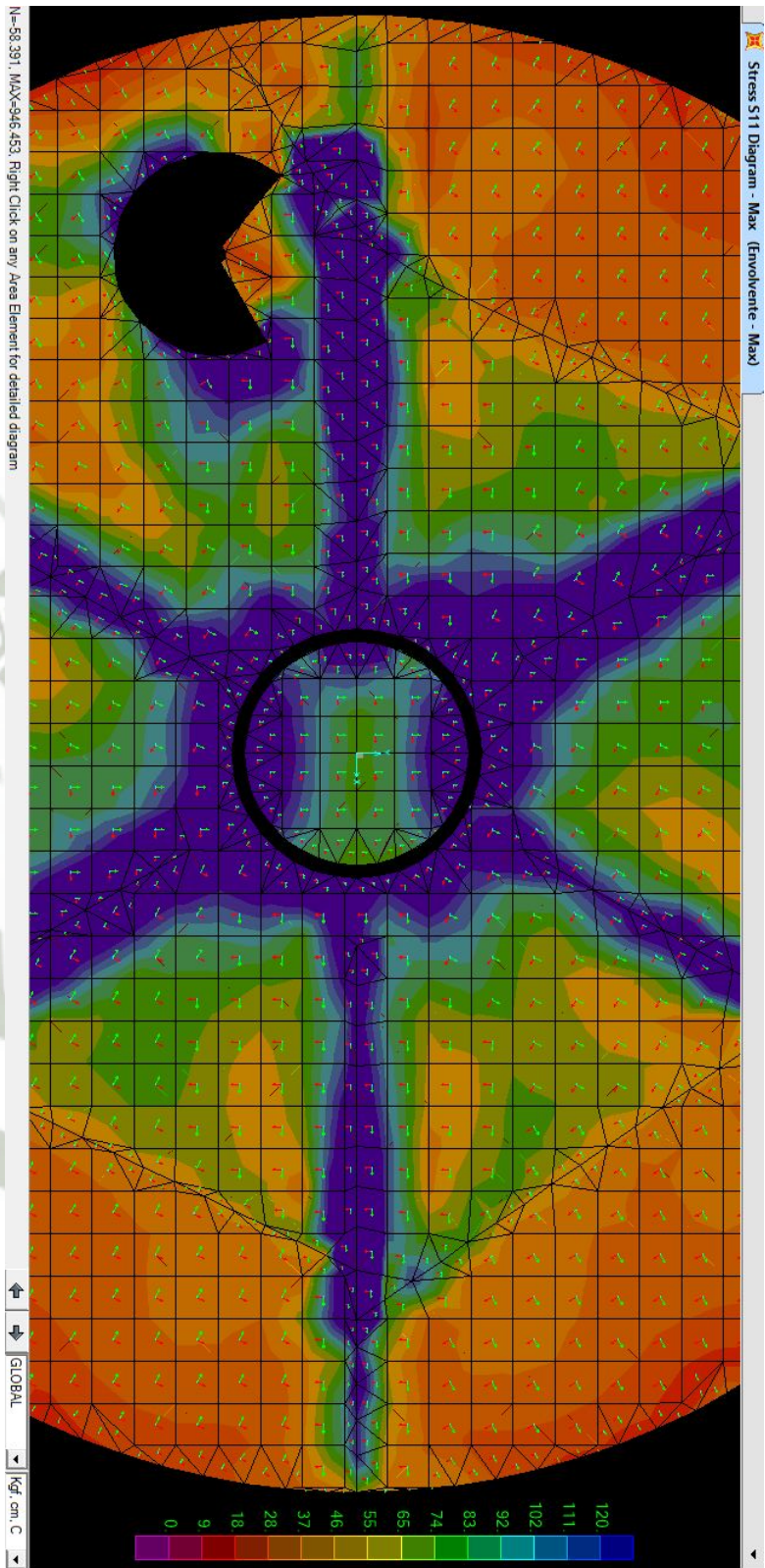


ILUSTRACIÓN 35 - ESFUERZOS A TRACCIÓN EN EL EJE LOCAL 11 DE LA LOSA 2

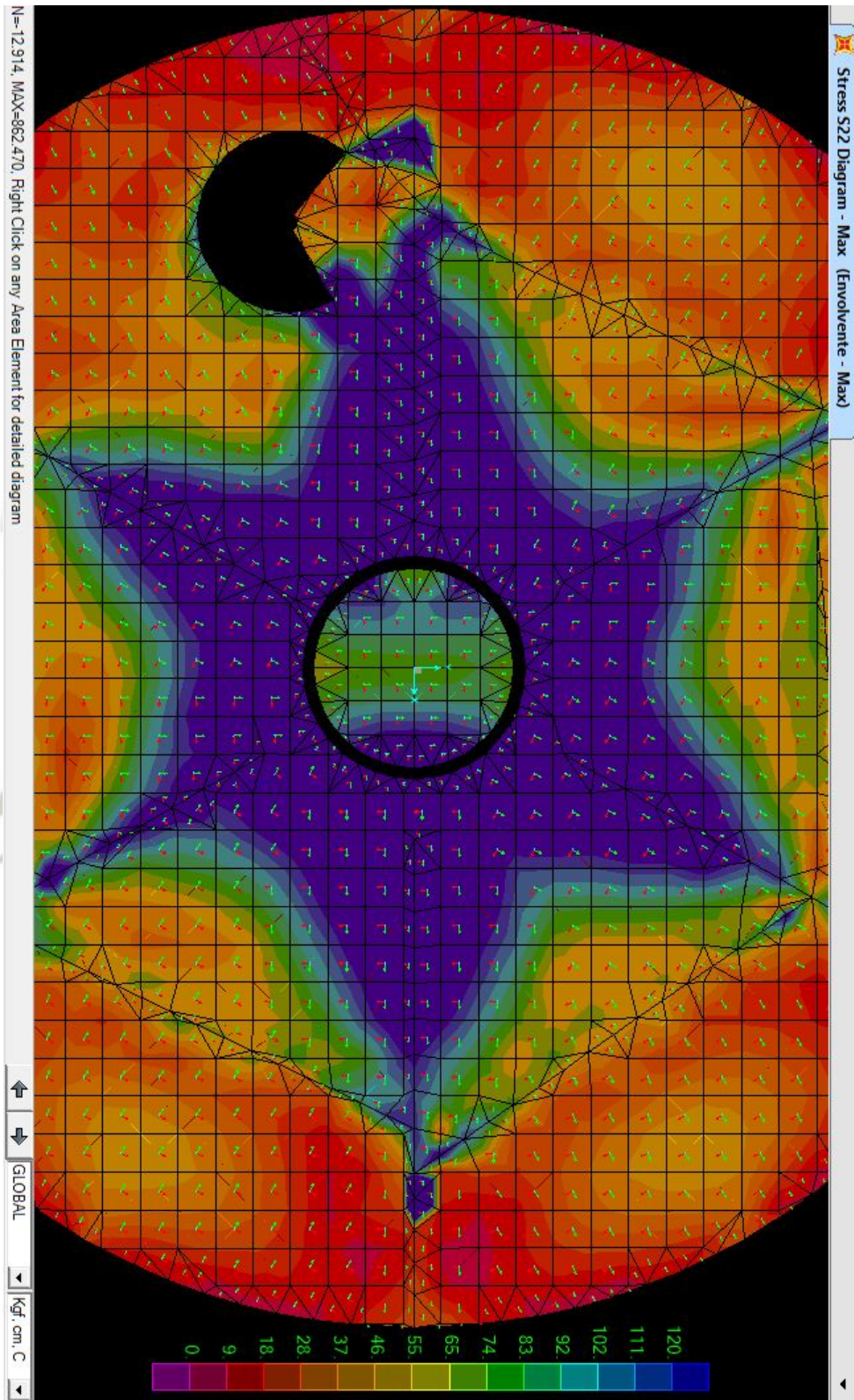


ILUSTRACIÓN 36 - ESFUERZOS A TRACCIÓN EN EL EJE LOCAL 22 DE LA LOSA 2

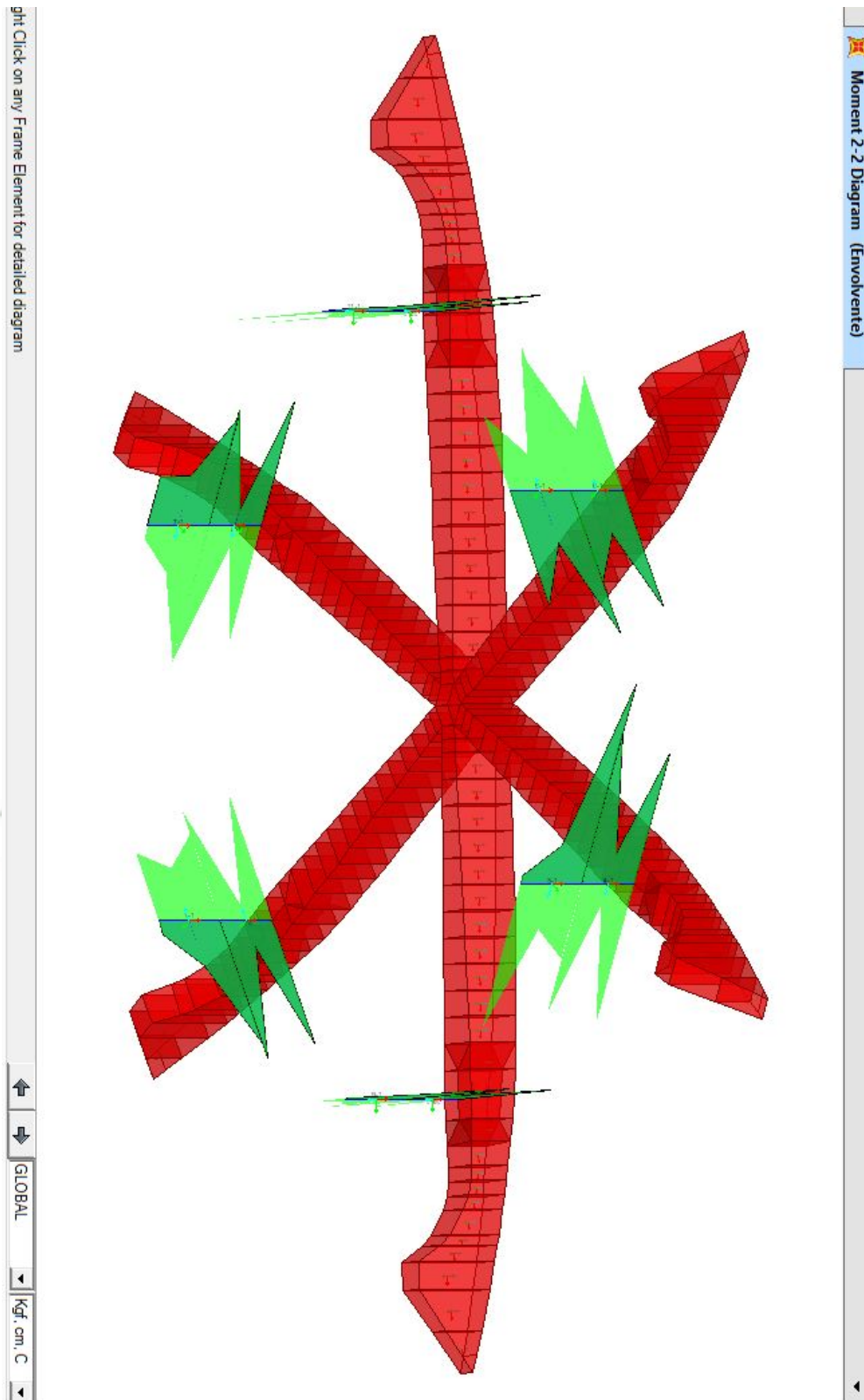


ILUSTRACIÓN 37 - MOMENTO 22 EN COLUMNAS

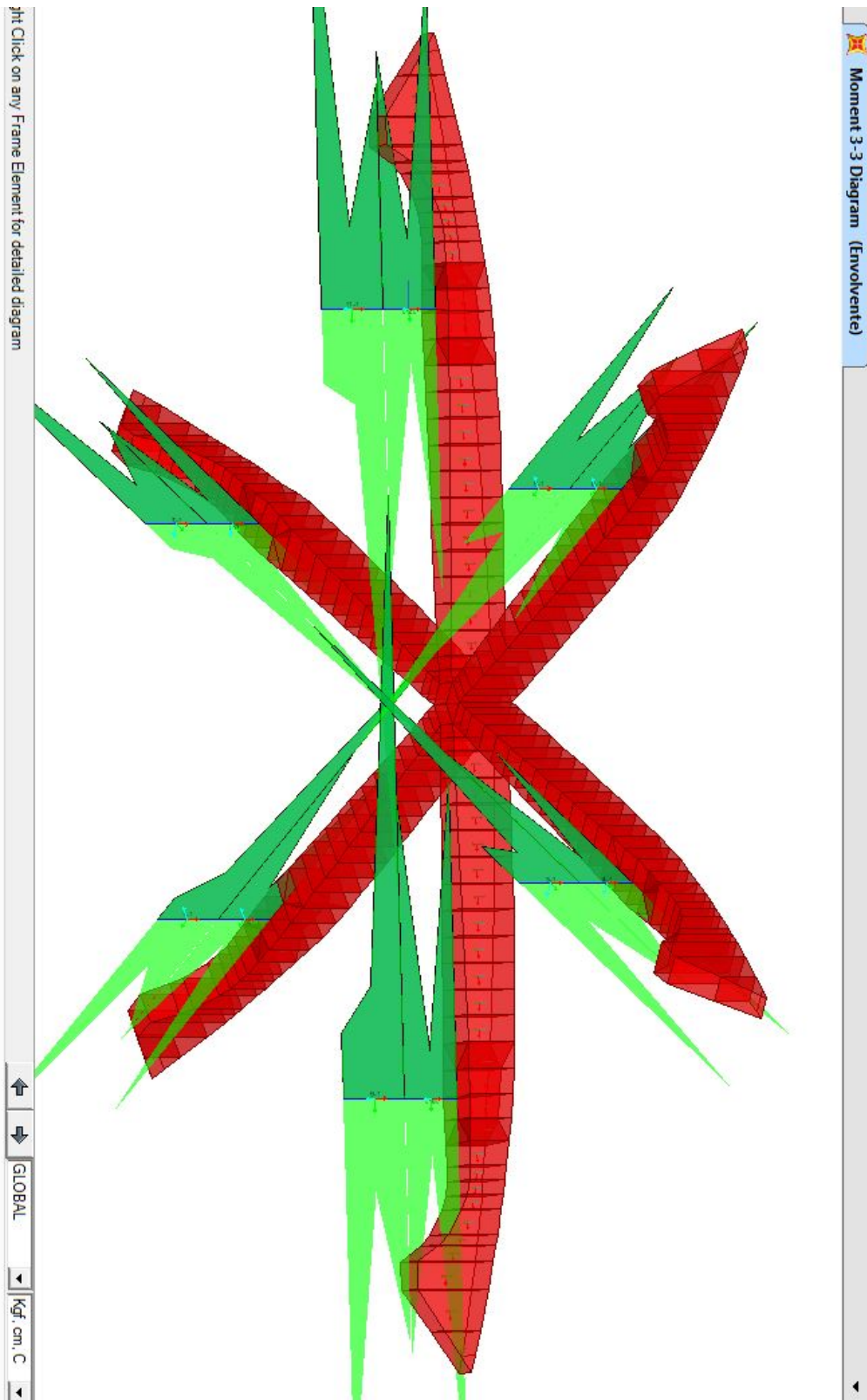
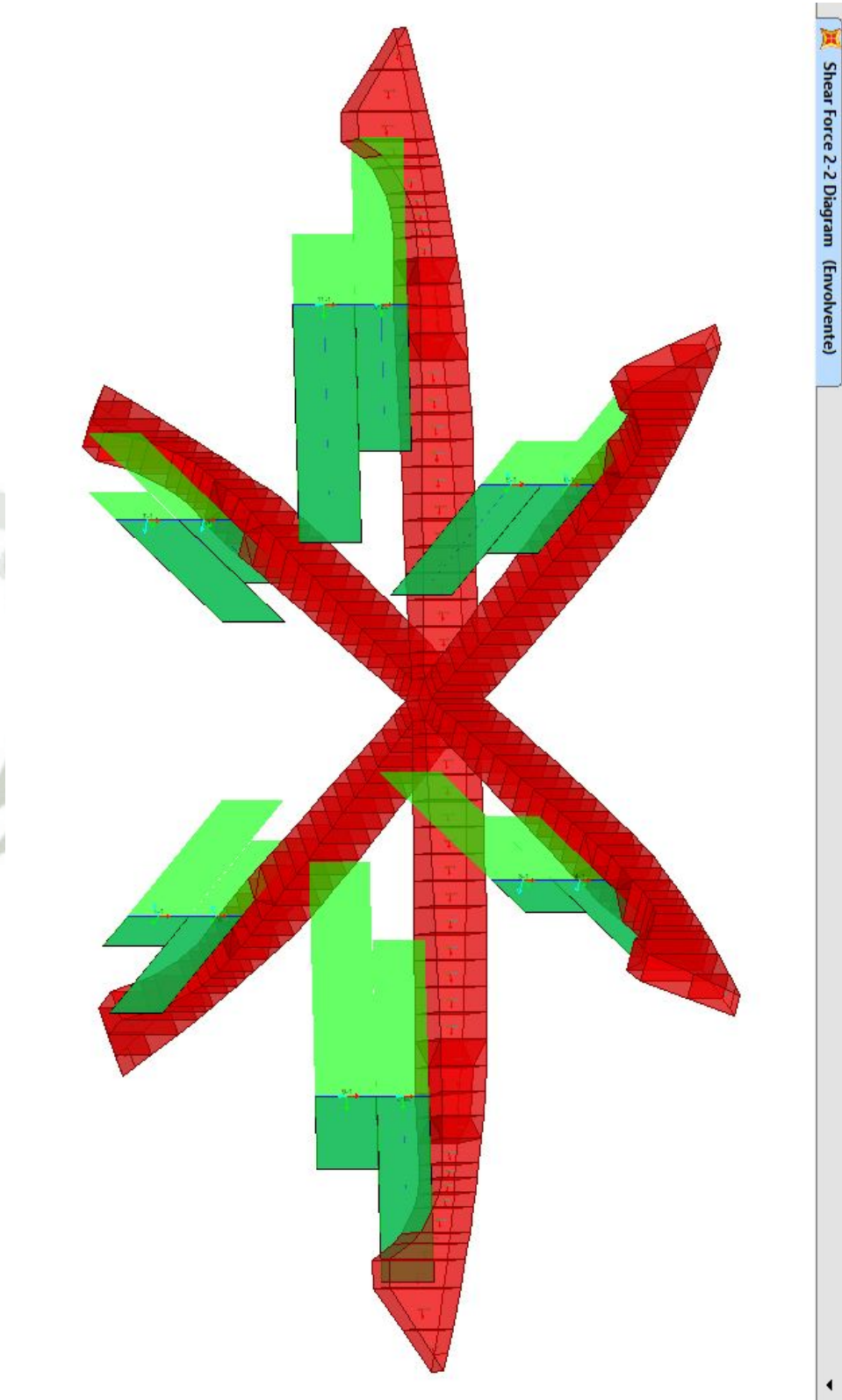


ILUSTRACIÓN 38 - MOMENTO 33 EN COLUMNAS

ILUSTRACIÓN 39 - CORTANTE 22 EN COLUMNAS 1



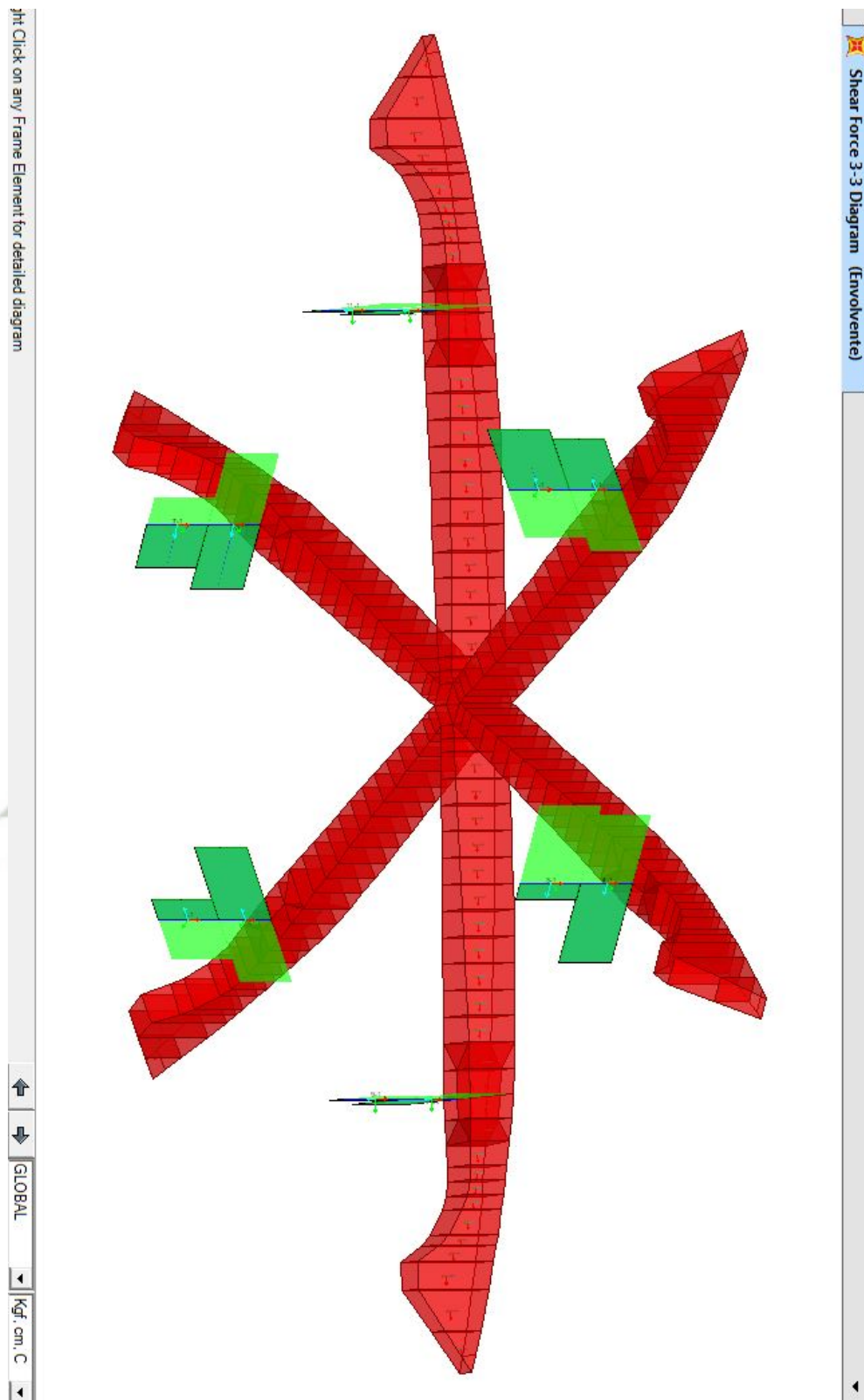


ILUSTRACIÓN 40 - CORTANTE 33 EN COLUMNAS I



CAPÍTULO 5: Diseño Estructural

5.1. Materiales

Propiedad	Unid	Concreto 350	Acero ASTM A615 g60	Acero ASTM A572 g65
f_c	Kg/cm ²	350.00		
f_y	Kg/cm ²		4,280.00	4,570.00
f_u	Kg/cm ²		6,320.00	5,625.00
Peso Especifico	Kg/m ³	2,400.00	7,849.05	7,849.05
Módulo de Elasticidad, E	Kg/cm ²	282,495.13	2,000,000.00	2,000,000.00
Poisson, U		0.20	0.27	0.28

5.2. Concreto Armado

5.2.1. Elementos Solid

Estos elementos se han calculado a partir de esfuerzos ya que al intentar obtener una fuerza a partir de los esfuerzos envolventes no se obtienen fuerzas y momentos envolventes sino fuerzas y momentos resultantes de los esfuerzos máximos y mínimos por separado.

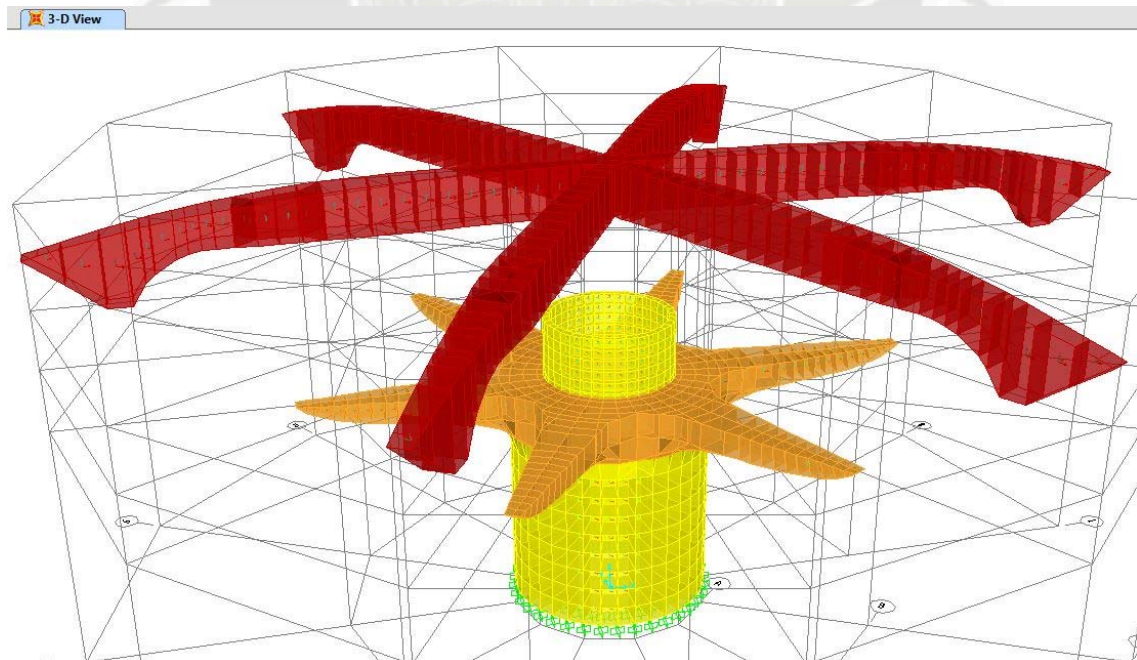
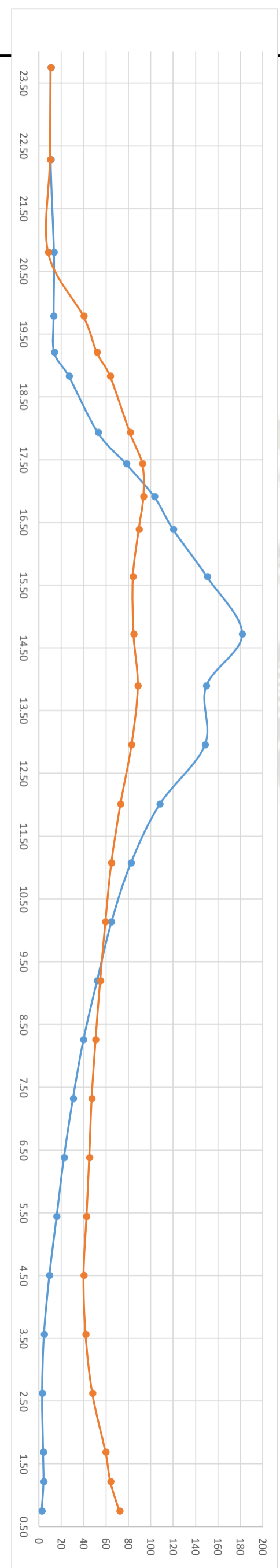


ILUSTRACIÓN 41- PERSPECTIVA DE ELEMENTOS SOLID

Calculo de Acero de Viga Superior

Seccion	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Progresiva	23.74	22.27	20.80	19.78	19.20	18.82	17.93	17.43	16.91	16.38	15.63	14.72	13.89	12.95	12.01	11.07	10.13	9.19	8.25	7.31	6.37	5.43	4.50	3.56	2.62	1.68	1.21	0.74
Y (m)	0.8000	0.9194	1.0983	1.2018	1.2603	1.3015	1.3842	1.4403	1.4936	1.5473	1.6276	1.7159	1.8000	1.7324	1.6647	1.5971	1.5295	1.4619	1.3942	1.3266	1.2590	1.1913	1.1237	1.0561	0.9887	0.9208	0.8532	0.8532
Z (m)	0.1000	1.4718	2.9205	3.1387	2.3520	2.0425	1.6170	1.5080	1.4716	1.5060	1.6100	1.7056	1.7899	1.8734	1.9450	2.0064	2.0587	2.1004	2.1351	2.1626	2.1837	2.1994	2.2104	2.2176	2.2229	2.2253	2.2258	2.265
Esfuerzo a traccion Superior (kg/cm²)⁽¹⁾	10.4	10.43	13.35	13.06	13.61	26.77	52.78	78.12	103.12	120.16	150.49	181.69	149.45	148.32	107.95	82.14	64.78	51.87	39.73	30.33	22.28	15.75	9.27	4.45	2.84	3.68	4.02	2.41
S11 (kg/cm ²)																												
Esfuerzo a traccion ⁽²⁾	7.45	8.61	12.19	12.55	12.19	26.77	52.7	77.65	100.98	120.16	149.52	181.69	148.28	127.18	107.7	81.22	64.78	50.73	39.66	29.94	22.28	14.96	9.27	4.14	2.84	3.68	4.02	2.41
Joints ⁽³⁾	243	248	255	256	261	265	269	273	277	281	285	288	293	297	301	305	309	313	317	321	325	329	333	337	341	345	349	128
Esfuerzo a traccion Inferior (kg/cm²)⁽⁴⁾	10.4	9.77	8.16	39.83	51.73	63.62	81.36	92.44	93.35	89.17	83.96	84.56	88.39	82.69	72.82	64.7	59.38	54.72	50.59	47.1	44.94	42.47	39.87	41.69	47.75	59.59	63.88	71.99
S11 (kg/cm ²)																												
Esfuerzo a traccion ⁽⁵⁾	7.45	5.96	8	36.01	49.16	60.81	78.63	92.44	93.14	88.53	83.62	83.9	80.39	74.85	72.82	64.7	59.38	54.72	50.59	47.1	44.94	42.47	39.87	41.69	47.26	57.11	60.03	66.92
Joints ⁽⁶⁾	243	246	251	252	259	263	268	271	275	279	283	289	290	295	299	303	307	311	315	319	323	327	331	335	339	343	347	127
	245	244	253	254	260	264	267	272	276	280	284	287	291	296	300	304	308	312	316	320	324	328	332	336	340	344	348	125



Calculo de Acero de Viga Superior

Seccion	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
Progresiva	23.74	22.27	20.80	19.78	19.20	18.82	17.93	17.43	16.91	16.38	15.63	14.72	13.89	12.95	12.01	11.07	10.13	9.19	8.25	7.31	6.37	5.43	4.50	3.56	2.62	1.68	1.21	0.74	
V (m)	0.8000	0.9194	1.0983	1.2018	1.2603	1.3015	1.3842	1.4403	1.4936	1.5473	1.6276	1.7159	1.8000	1.7324	1.6647	1.5971	1.5295	1.4619	1.3942	1.3266	1.2590	1.1913	1.1237	1.0561	0.9887	0.9208	0.8870	0.8532	
Z (m)	0.1000	1.4718	2.9205	3.1387	2.3520	2.0425	1.6170	1.5080	1.4716	1.5060	1.6100	1.7056	1.7899	1.8734	1.9450	2.0064	2.0587	2.1004	2.1351	2.1626	2.1837	2.1994	2.2104	2.2176	2.2229	2.2253	2.2258	2.2255	
Area de acero min (cm2) (7)	2.45	41.40	98.14	115.4	90.70	81.34	68.49	66.46	67.25	71.30	80.18	89.55	98.58	99.30	99.07	98.05	96.35	93.95	91.08	87.78	84.12	80.17	76.00	71.66	67.25	62.70	60.41	58.12	
Area de acero requerido (cm2) (8)	2.15992	35.4804	89.5576	258.964	251.405	311.896	389.718	480.856	560.537	633.162	797.457	1011.45	994.649	973.18	759.741	610.77	507.467	424.835	348.988	288.343	239.884	198.007	158.431	140.265	144.322	168.281	174.006	183.455	
V' (m) (9)	0.05	0.74391	1.57769	1.30458	0.9473	0.88247	0.75108	0.7329	0.748	0.79016	0.88115	0.9565	0.97154	1.02541	1.0355	1.04292	1.04427	1.04084	1.02476	1.00324	0.96916	0.93146	0.87579	0.81049	0.78256	0.78491	0.78586	0.76621	
d' (m) (10)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.113	0.113	0.113	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.08235	
d'' (m) (11)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0962	0.0962	0.0962	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.06757	0.06757	0.06757	0.06757	0.06757	0.06757	0.08235	0.08235	0.08235	
Area de acero sup. (12)	1.1	18.0	48.6	106.1	99.0	132.5	179.1	232.7	285.6	334.6	441.8	581.5	550.8	543.4	407.3	318.8	257.8	210.3	166.8	135.2	107.3	84.2	62.7	50.8	50.2	57.9	59.9	60.8	
# Barras de 1 3/8"	-	-	-	8.0	8.0	10.0	14.0	24.0	30.0	34.0	44.0	58.0	58.0	58.0	42.0	32.0	26.0	22.0	16.0	12.0	8.0	6.0	6.0	2.0	-	-	-	-	
# Barras de 1"	-	2.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
# Barras de 3/4"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
# Barras de 5/8"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
# Barras de 1/2"	8.0	8.0	8.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Area de acero inf. (13)	1.1	17.5	40.9	152.8	152.4	179.4	210.7	248.2	274.9	298.6	355.7	430.0	443.8	429.8	352.4	292.0	249.7	214.5	182.2	153.1	132.6	113.8	95.7	89.4	94.1	110.4	114.1	122.6	
# Barras de 1 3/8"	-	5.0	5.0	16.0	16.0	18.0	22.0	26.0	28.0	30.0	36.0	46.0	46.0	46.0	36.0	30.0	26.0	22.0	20.0	16.0	14.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	
# Barras de 1"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
# Barras de 3/4"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
# Barras de 5/8"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
# Barras de 1/2"	8.0	8.0	8.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estuerzo Cortante (kg/cm2) (14)	3.896	81.2411	264.465	603.063	550.346	608.687	521.093	584.206	701.651	826.214	1133.67	1471.37	1473.45	1084.61	894.697	729.006	600.63	495.476	433.341	417.354	420.983	425.446	424.455	407.509	372.551	306.641	205.696	164.225	
513 (Kg/cm2) (15)	3.73	5.11	5.24	18.53	20.48	23.87	23.31	27.48	32.08	35.44	43.33	57.48	31.19	39.65	27.78	22.35	18.29	15.15	14.26	14.51	15.63	16.7	17.56	17.93	17.06	13.48	10.86	7.48	
3.6	5.08	4.32	16.95	20.22	23.85	24.31	28.02	33.07	37.03	45.47	56.32	49.01	104.9	34.83	28.28	22.94	19.2	15.97	13.7	14.33	15.43	16.37	17.17	17.48	16.5	13.1	10.07	8.67	
131	132	139	140	146	150	153	157	161	165	170	173	173	177	182	185	190	193	197	202	206	210	214	218	222	226	230	234	234	125
129	130	137	138	145	149	154	158	162	166	169	173	173	177	182	185	190	193	197	202	206	210	214	218	222	226	230	234	234	125
243	248	255	256	261	265	269	273	277	281	285	288	288	293	297	301	305	309	313	317	321	325	329	333	337	341	345	349	349	128
245	250	257	258	262	266	270	274	278	282	286	292	292	294	298	302	306	310	314	318	322	326	330	334	338	342	346	350	350	126
131	134	141	142	147	151	155	159	163	166	171	174	174	179	183	187	191	195	199	203	207	211	215	219	223	227	231	235	235	126
129	136	143	144	148	152	156	160	164	167	172	178	178	180	184	188	192	196	200	204	208	212	216	220	224	228	232	236	236	111
243	246	251	252	259	263	268	271	275	279	283	289	289	290	295	299	303	307	311	315	319	323	327	331	335	339	343	347	347	127
245	244	253	254	260	264	267	272	276	280	284	287	287	291	296	300	304	308	312	316	320	324	328	332	336	340	344	348	348	125
351	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352
351	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352	352

Calculo de Acero de Viga Superior

Seccion	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Progresiva	23.74	22.27	20.80	19.78	19.20	18.82	17.93	17.43	16.91	16.38	15.63	14.72	13.89	12.95	12.01	11.07	10.13	9.19	8.25	7.31	6.37	5.43	4.50	3.56	2.62	1.68	1.21	0.74
V (m)	0.8000	0.9194	1.0983	1.2018	1.2603	1.3015	1.3842	1.4403	1.4936	1.5473	1.6276	1.7159	1.8000	1.7324	1.6647	1.5971	1.5295	1.4619	1.3942	1.3266	1.2590	1.1913	1.1237	1.0561	0.9887	0.9208	0.8870	0.8532
Z (m)	0.1000	1.4718	2.9205	3.1387	2.3520	2.0425	1.6170	1.5080	1.4716	1.5060	1.6100	1.7056	1.7899	1.8734	1.9450	2.0064	2.0587	2.1004	2.1351	2.1626	2.1837	2.1994	2.2104	2.2176	2.2229	2.2253	2.2258	2.2265
Vc (t) (17)	793	134.17	318.04	374.02	293.91	263.58	221.93	215.36	217.94	231.05	259.83	290.19	319.46	321.80	321.04	317.73	312.21	304.46	295.16	284.46	272.60	259.80	246.28	232.22	217.92	203.17	195.76	188.36
Vs Max (18)	31	532	1,260	1,482	1,165	1,044	879	853	864	915	1,030	1,150	1,266	1,275	1,272	1,259	1,237	1,206	1,169	1,127	1,080	1,029	976	920	863	805	776	746
Comprobación (19)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	102% OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
# Barras de 1/2"		4	4	4	6	6	8	8	8	10	14	14	14	10	8	8	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	4	4
# Barras de 12mm																												
# Barras de 3/8"																												
Av (cm) (20)		2.8	5.2	5.2	7.7	7.7	10.3	10.3	10.3	12.9	18.1	18.1	18.1	12.9	10.3	10.3	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	5.2	5.2
Vs requerido (t) (21)	-	-	35	430	440	548	473	564	718	871	1,252	1,672	1,645	1,124	872	654	489	356	283	272	289	307	320	311	279	206	79	31
S (cm) Teorico (22)	40.6	54.8	180.2	23.4	17.0	15.7	14.2	11.0	8.4	8.9	9.3	7.4	8.0	8.7	9.3	12.9	13.3	18.6	23.9	25.5	24.3	23.0	22.2	22.9	25.6	34.5	60.3	154.7
S (cm) Real (23)	22.5	22.5	22.5	22.5	15	15	12.5	10	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	12.5	12.5	15	17.5	20	20	20	20	22.5	25	30	30	30

- (1) Máximo esfuerzo a tracción en Joints superiores de los elementos Solid en cada sección
- (2) Esfuerzos a tracción máximo de casa joint superior en cada sección
- (3) Joints superiores correspondientes a cada sección
- (4) Máximo esfuerzo a tracción en Joints inferiores de los elementos Solid en cada sección
- (5) Esfuerzos a tracción máximo de casa joint inferior en cada sección
- (6) Joints inferiores correspondientes a cada sección
- (7) Acera de acero correspondiente a Rho mínimo
- (8) Area de acero requerido en cada sección para contrarrestar los esfuerzos de tracción.
- (9) Distancia en Z desde la base de la sección hasta el centroide del trapecio en tracción
- (10) Recubrimiento superior
- (11) Recubrimiento inferior
- (12) Area de acero superior requerida
- (13) Area de acero inferior requerida
- (14) Esfuerzo cortante vertical promedio en cada sección. En este cortante también esta contemplado el momento torsor.
- (15) Esfuerzo cortante vertical en cada joint. En este cortante también esta contemplado el momento torsor.
- (16) Joints correspondientes a cada sección
- (17) Esfuerzo cortante absorbido por el concreto.
- (18) Esfuerzo cortante máximo que puede soportar el acero de refuerzo
- (19) Comprobación de el esfuerzo al que está sometida la sección es menor a la suma de los dos valores anteriores
- (20) Area de acero trasversal a ser colocada en cada sección
- (21) Fuerza cortante a ser absorbida por los estribos
- (22) Espaciamiento entre estribos teórica
- (23) Espaciamiento entre estribos real

Cálculo de acero de Muros 1 - Solid

Este muro se encuentra en el primer nivel y trabaja como anillo de la Losa 2 ya que esta trabaja principalmente a tracción.

En el cálculo del acero se uso la fórmula a continuación:

$$\text{Esfuerzo último a tracción} = \frac{f_y \times \text{área de acero} \times \phi}{\text{Espaciamiento}}$$

Acero vertical a tracción

S11

Espesor de pared = 20 cm ϕ = 0.9

Diametro Ø	area (cm2)	Cantidad	Cantidad	Angulo	S interno	S medio	S externo	Esf. Traccion U
Pulg.	cm	de barillas	de capas	°	cm	cm	cm	kg/cm2
1	2.54	5.06	360	2	9.31	9.72	10.13	192.41
1	2.54	5.06	180	4	18.62	19.44	20.26	96.21

Acero para cortante

S22

Espesor de pared = 20 cm ϕ = 0.75

Diametro Ø	area (cm2)	Cantidad	S	Esf. Traccion U
Pulg.	cm	de capas	cm	kg/cm2
1	2.54	5.06	2	10.00
3/8	9.53	0.71	2	17.50

Acero para cortante

S33

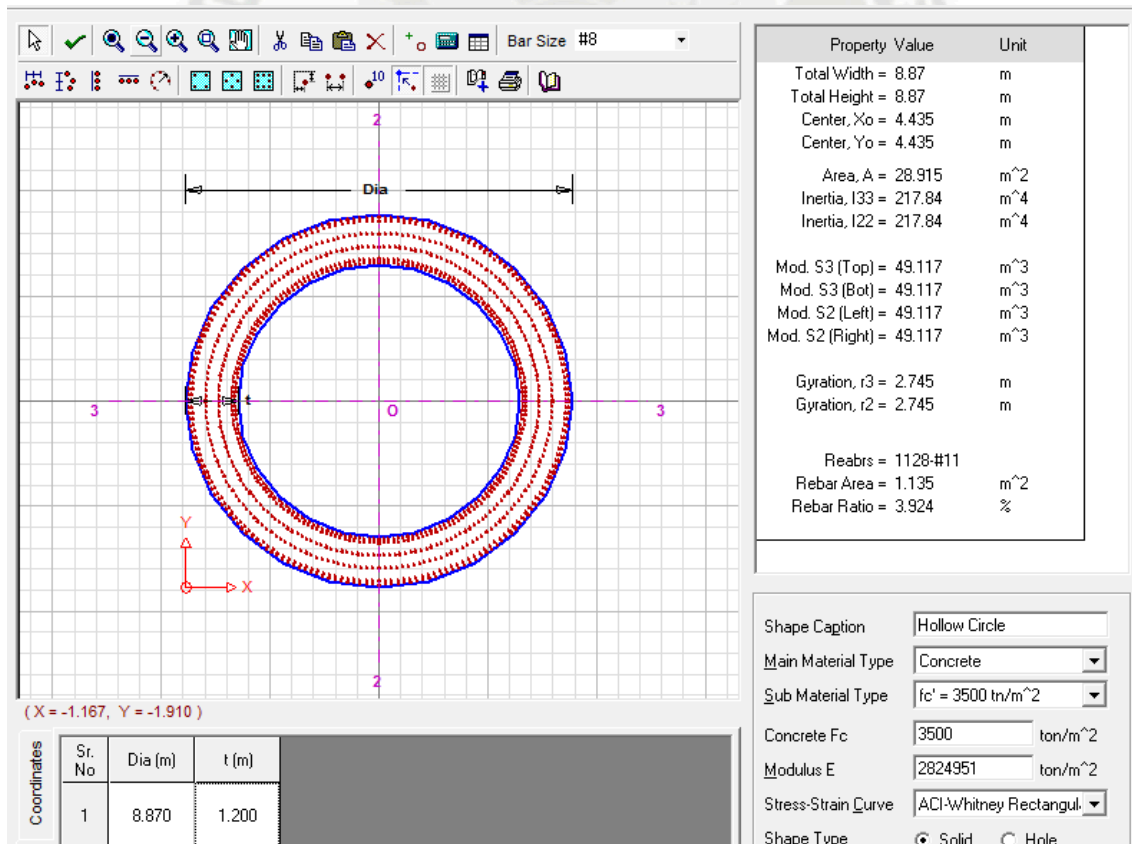
ϕ = 0.75

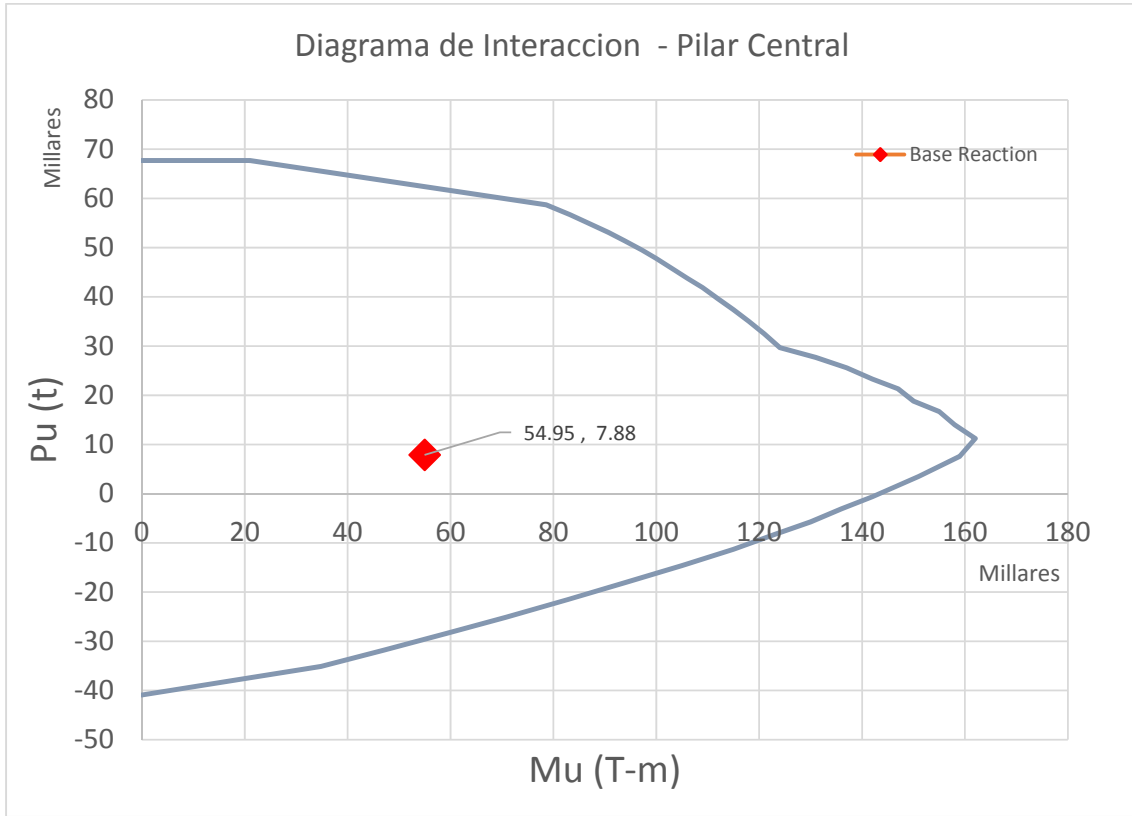
Diametro Ø	area (cm2)	Cantidad	Angulo	S _H	S _V	Esf. Traccion U
Pulg.	cm	de capas	°	cm	cm	kg/cm2
5/8	15.88	1.99	4.00	18.54	10.00	34.46
3/8	9.53	0.71	4.00	18.54	10.00	12.30

Calculo de Acero de Pilar Central

Acero Vertical					
Area	28.92 m ²	φ=	0.9	RNE Art. 8=	125%
Esfuerzo a traccion	120.86 kg/cm ²	Esfuerzo último a tracción	151.08 kg/cm ²		
As =	$\frac{T_u}{\phi \cdot F_y} =$	$\frac{43,690,890.00}{3,852.00} =$	11,342.39	cm ²	
Rho min =	0.7 RAIZ (fc) / fy		0.003		
Rho =	11,342.39 / 289,200.00		0.039		
Cantidad de capas de acero=			6		

Diametro Ø Pulg. cm	Area cm ²	Cantidad Teorica	Cantidad Real	Angulo °	Espaciamento min	Espaciamento max
					cm	cm
1 3/8 3.49	10.06	1,127.47	1,128.00	1.91	7.55	11.11





Acero Horizontal				
Area=	28.92 m2	=	289,200.00 cm2	$\phi = 0.75$ RNE Art. 8= 125%
V=	2822 tn	=	2,822,000.00 kg	
Vu=	4703.333 tn	=	4,703,333.33 kg	
fc=	350			
Nu=	1013.431 tn	=	1,013,431.10 Kg	
Ag=	27.79 m2	=	277,852.32 cm2	
Vc=	0.53 *	$\text{Raiz}(fc) * \left 1 + \frac{Nu}{140 * Ag} \right * \text{area}$		
Vc=		2,942,238.22 <	4,703,333.33 Kg	
		2,942.24 <	4,703.33 T	
			$\Delta = V_s = 1,761.10 T$	

Diametro		Diámetro de doblado	anclaje 180°	anclaje 90°
Pulg.	cm			
3/8	0.9525	5.715	10	12.5

As min=	0.062	$*\text{raiz}(fc) * bw * s$	=	3.252	
		fy			
Vs MAX=	0.66	$*\text{raiz}(fc) * \text{area}$	=	3,570,888.14 Kg	
				3,570.89 T	OK 49%

S<= 16°db long = 55.84 cm
 48°db est = 60.96 cm
 menos dim de sección = 120 cm

Cortante EJE 11

	Altura m	S11 MAX kg/cm2	U kg/cm2	As/m2 cm/m2	Diametro Ø		Area cm2	#/m2 und	S cm	S real cm
					Pulg.	cm				
1	0- 0.91	29.72	37.15	115.73	1/2	1.27	1.29	89.71	6.69	10.00
2	0.91- 1.82	13.60	17.00	52.96	1/2	1.27	1.29	41.05	14.61	10.00
3	1.82- 2.73	8.77	10.96	34.15	1/2	1.27	1.29	26.47	22.66	10.00
4	2.73- 3.64	5.75	7.19	22.39	1/2	1.27	1.29	17.36	34.57	25.00
5	3.64- 4.55	5.51	6.89	21.46	1/2	1.27	1.29	16.63	36.07	25.00
6	4.55- 5.46	6.99	8.74	27.22	1/2	1.27	1.29	21.10	28.44	25.00
7	5.46- 6.37	10.44	13.05	40.65	1/2	1.27	1.29	31.51	19.04	10.00
8	6.37- 7.28	15.90	19.88	61.92	1/2	1.27	1.29	48.00	12.50	10.00
9	7.28- 8.19	30.32	37.90	118.07	1/2	1.27	1.29	91.53	6.56	10.00

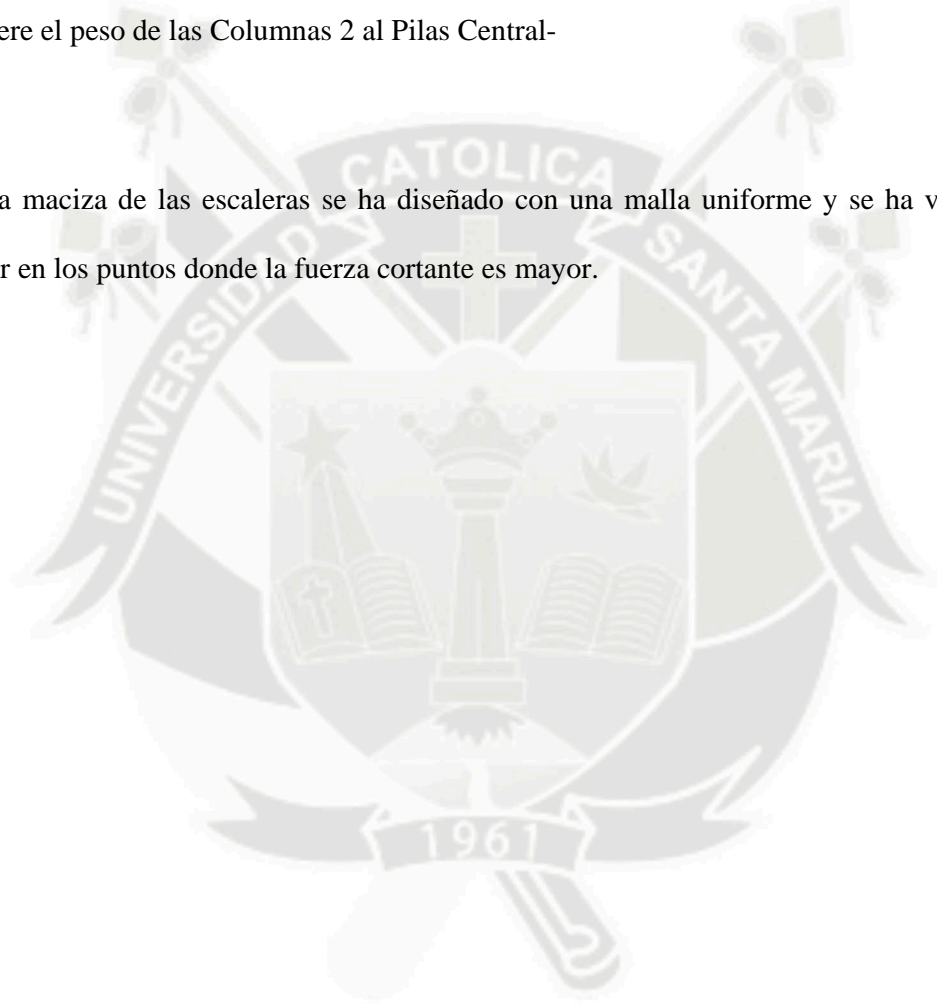
Cortante EJE 22

	Altura m	S22 MAX kg/cm2	U kg/cm2	As/m2 cm/m2	Diametro Ø		Area cm2	#/m2 und	S cm	Esp cm
					Pulg.	cm				
1	0- 0.91	29.72	37.15	115.73	1/2	1.27	1.29	89.71	10.04	10.00
2	0.91- 1.82	8.80	11.00	34.27	1/2	1.27	1.29	26.56	33.89	20.00
3	1.82- 2.73	3.45	4.31	13.43	1/2	1.27	1.29	10.41	86.45	50.00
4	2.73- 3.64	3.33	4.16	12.97	1/2	1.27	1.29	10.05	89.57	50.00
5	3.64- 4.55	3.80	4.75	14.80	1/2	1.27	1.29	11.47	78.49	50.00
6	4.55- 5.46	4.65	5.81	18.11	1/2	1.27	1.29	14.04	64.14	50.00
7	5.46- 6.37	5.22	6.53	20.33	1/2	1.27	1.29	15.76	57.14	50.00
8	6.37- 7.28	13.44	16.80	52.34	1/2	1.27	1.29	40.57	22.19	20.00
9	7.28- 8.19	30.15	37.69	117.41	1/2	1.27	1.29	91.01	9.89	10.00

5.2.2. Losas

Las nervaduras de las Losas 4, 3 y 2 han sido diseñadas con las dimensiones de los casetones Atex 700, mientras las nervaduras de la Losa 1 no tienen las dimensiones de ningún casetón industrializado a causa de la geometría del fondo de losa. La mayor parte del área de la Losa 2 ha sido calculada a tracción ya que esta forma parte de una viga I que soporta los volados y transfiere el peso de las Columnas 2 al Pilas Central-

La losa maciza de las escaleras se ha diseñado con una malla uniforme y se ha variado su espesor en los puntos donde la fuerza cortante es mayor.



Diseño por Momento Flector en el eje local 1 - Losa 4

Momento max 11 15.00 T-m/m
 Momento min 11 -29.55 T-m/m
 Ancho tributario= 0.7 m
 Momento max 11 10.50 T-m
 Momento min 11 -20.68 T-m

φ= 0.90

Area de la Seccion = 449.00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) * Area >= 14.1*area
 fy

1.57 cm >= 1.48 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d'= 2.9525 cm
 d= 42.0475 cm
 Mu= 10.50 T-m = 350.00 kg/cm²
 fc= 70 cm
 b= 1.049,928.60 kg-cm

a= 1.35

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{d'}{2})}$$

fy= 4280 Kg/cm²

As= 6.59 cm²

As= 8.52 cm² Area de acero en compresion
 As2= 8.52 cm² Area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 7.10 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

b prom= 12.98375 cm
 b max= 13.9675 cm
 b min= 12 cm

a= 7.87 cm

d= 41.2441 cm
 d'= 2.95 cm
 d'= 3.76 cm

a'= 4.03

$$Mn1 = (As - As2) * fy * (d - a')$$

$$Mn2 = (As2) * fy * (d - d')$$

$$Mn = 1,396,327.49 \text{ kg-cm}$$

$$Mn = 2,527,102.59 \text{ kg-cm}$$

$$Mu = 2,068,289.30 <= 2,274,392.33 \text{ OK}$$

$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + fy}{6117}\right)$$

$$f's = 5,372.72 < fy \text{ entonces el acero en compresion fluye}$$

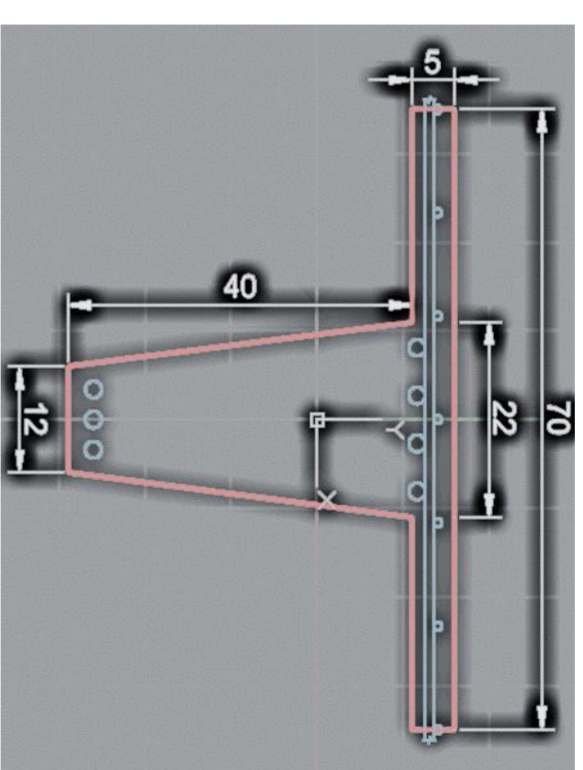
Diámetro de Barra	Seccion Pulg.	Seccion mm	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial	# de barras real	Area	d" parcial
3/8	9.53	0.71	9.28	-	-	-	6	4.26	2.0235
-	12.00	1.13	5.83	-	-	-	-	-	-
1/2	12.70	1.29	5.11	-	-	-	-	-	-
5/8	15.88	1.99	3.31	-	-	-	-	-	-
3/4	19.05	2.94	2.32	3	8.52	2.95	4	11.36	4.4056
1	25.40	5.10	1.29	-	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.65	-	-	-	-	-	-

Σ= 8.52 cm²

Σ= 15.62 cm²

Seccion	Momento Positivo					Momento Negativo																			
	Pulg.	mm	Cantidad	Area	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M					
SECCION 1	3/4	19.05	3	8.52	1,335,519.2	13.36	19.1	2.95	3/4	9.53	4	15.62	8.52	7.10	13.9675	12.00	12.98	7.87	4.03	41.24	1,130,774.0	1,396,326.2	2,274,390.1	32.5	5372.72039
SECCION 2	3/4	19.05	2	5.68	890,346.2	8.90	12.7	2.95	1/2	12.70	2	6.84	5.68	1.16	12.3425	12.00	12.17	1.37	0.69	41.20	201,119.2	929,758.5	1,017,789.9	14.5	5371.88394
SECCION 3	5/8	15.88	2	3.98	623,869.3	6.24	8.9	2.79	1/2	12.70	2	6.84	3.98	2.86	12.8275	12.00	12.41	3.31	1.68	41.20	483,782.5	654,189.9	1,024,175.2	14.6	5411.94733
SECCION 4	1/2	12.70	2	2.58	404,417.8	4.04	5.8	2.64	1/2	12.70	0	5.68	2.58	3.10	13.595	12.00	12.80	3.48	1.78	42.98	546,613.0	443,714.0	891,294.3	12.7	5479.53313

*Ver planos E-L04-02 y E-L04-03



Diseño por Momento Flector en el eje local 2 - Losa 4

Momento maximo 22 7.61 T-m/m
 Momento minimo 22 -17.92 T-m/m
 ancho tribulario= 0.7 m
 Momento maximo 22 5.33 T-m
 Momento minimo 22 -12.54 T-m

φ= 0.90
 Area de la Seccion = 449.00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) *Area >= 14.1*Area
 fy fy
 1.57 cm >= 1.48 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d= 4.5400
 d= 40.46 cm
 Mu= 5.33 T-m = 530.00 kg/cm²
 fc= 350.00 kg/cm²
 b= 70 cm

a= 0.71

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

fy= 4280 kg/cm²

As= 3.45 cm²

Diametro de Barra	Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg. 3/8	9.53 mm	0.71	4.86	-	-
-	12.00	1.13	3.05	-	-
1/2	12.70	1.29	2.67	3.87	4.54
5/8	15.88	1.99	1.73	-	-
3/4	19.05	2.84	1.21	-	-
1	25.40	5.10	0.68	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.34	-	-

Σ= 3.87

As= 2.58 cm² Area de acero en compresion
 As2= 2.58 cm² Area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 6.84 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

a= 7.60 cm

d= 40.9129 cm
 d'= 4.54 cm
 a= 3.89

$$Mn1 = (As - As2) * Fy * (d - a)$$

Mn1= 1,083,785.61

$$Mn2 = (As2) * Fy * (d - d')$$

Mn2= 401,644.05

Mn= 1,485,429.67

Mu= 1,254,290.80 <=

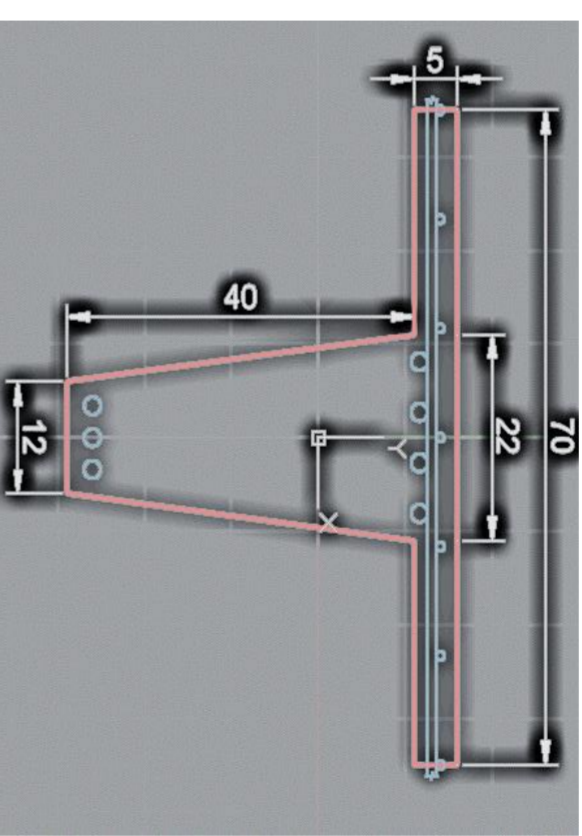
$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + fy}{6117} \right)$$

fs= 4,963.27 < fy entonces el acero en compresion fluye

Diametro de Barra	Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial	# Real 2	Area	d' parcial
Pulg. 3/8	9.53 mm	0.71	4.86	-	-	6	4.26	2.9765
-	12.00	1.13	3.05	-	-	-	-	-
1/2	12.70	1.29	2.67	2	2.58	4	5.16	5.004
5/8	15.88	1.99	1.73	-	-	-	-	-
3/4	19.05	2.84	1.21	-	-	-	-	-
1	25.40	5.10	0.68	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.34	-	-	-	-	-

Σ= 2.58 cm²

Σ= 9.42 cm²



SECCION	Pulg.	Momento Positivo					Momento Negativo														
		Barra de refuerzo	Area	M	M (sap)	d' parcial	Pulg.	Barra de refuerzo	Area	As=As2	As-As2=As1	b max=	b min=	b prom	a	a'	d	Mn1	Mn2	φMn=Mu	M (SAP)
SECCION 1	1/2	12.70	3.87	592,577.08	8.5	4.54	3/8	4.97	3.87	1.10	12.2	12.00	12.10	1.31	0.66	42.02	194,759.43	620,861.70	734,059.02	10.5	4993.76229
SECCION 2	1/2	12.70	2.58	395,051.39	5.6	4.54	1/2	9.42	2.58	6.84	13.9	12.00	12.95	7.60	3.89	40.91	1,083,785.76	401,644.11	1,336,886.89	19.1	4963.27147
SECCION 3	1/2	12.70	2.58	395,051.39	5.6	4.54	3/8	4.97	2.58	2.39	12.8275	12.00	12.41	2.77	1.40	41.26	407,719.58	405,462.57	731,863.94	10.5	4972.94117

*Ver planos E-L04-04 y E-L04-05

Diseño por Cortante en los ejes local 1 y 2 - Losa 4

Area= 0.079 m² = 790.00 cm²

Cortante máximo 13 17.17 T/m
Cortante mínimo 13 -19.09 T/m

Cortante máximo 23 19.96 T/m
Cortante mínimo 23 -9.07 T/m

Ancho tributario= 0.7 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13 12.02 T 16.0235 T 16,023.47 kg
Cortante mínimo 13 -13.36 T -17.8145 T -17,814.53 kg

Cortante máximo 23 13.97 T 18.6256 T 18,625.60 kg
Cortante mínimo 23 -6.35 T -8.4663 T -8,466.27 kg

Vc= 0.53 *Raiz(fc)* *area

Vc= 7,833.16 < 18,625.60 Kg
7.83 < 18.63 T

$\Delta = V_s = 10.79$

As min= 0.2 *raiz(fc) * bw*s = 0.372 cm²
fy

S max para = $\frac{As*fy}{bw*raiz(fc)*0.2} = 18.84$ cm
acero de 6mm

Vs MAX= 2.1 *raiz(fc) *area = 31,037.05 Kg
31.04 T

S<= 16*db long = 30.48 cm
48*db est = 45.74 cm
menos dim de seccion = 120.00 cm
d/2 = 21.02 cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

d= 42.05 cm

Diametro de Barra		Seccion	Av	S	Vs		V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg	T	T
-	6.00	28.00	0.56	10	10,077.94	10.08	19.19
-	6.00	28.00	0.56	20	5,038.97	5.04	13.79

*Ver plano E-L01-06

Diseño por Momento Flector en el eje local 1 - Losa 3

Momento maximo 11 14.68 T-m/m
 Momento minimo 11 -23.66 T-m/m
 ancho tributario= 0.7 m
 Momento maximo 11 10.28 T-m
 Momento minimo 11 -16.56 T-m
 $\phi = 0.90$

Area de la Seccion = 1.260,00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) *Area >= 14.1*area
 fy fy

4.41 cm >= 4.15 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d= 2.8371 cm
 d= 42.16 cm
 Mu= 10.28 T-m = 1.027.803.00 Kg-cm
 fc= 350.00 kg/cm²
 b = 70 cm

a= 1.32 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

fy= 4280 Kg/cm²

As= 6.43 cm²

Diametro de Barra	Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg	mm	cm ²			
-	6.00	0.28	22.96	-	-
-	8.00	0.50	12.86	-	-
3/8	9.53	0.71	9.06	-	-
-	12.00	1.13	5.69	-	-
1/2	12.70	1.29	4.98	-	-
5/8	15.88	1.99	3.23	2	3.98
3/4	19.05	2.84	2.26	1	2.84
1	25.40	5.10	1.26	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.64	-	-

$\Sigma = 6.82 \text{ cm}^2$

As= 2.58 cm² area de acero en compresion
 As2= 2.58 cm² area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 10.16 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

b prom= 13.2599 cm
 b max= 14.52 cm
 b min= 12 cm

a= 11.02 cm

d= 40.7159 cm
 d= 2.64 cm
 d'= 4.28 cm
 a= 5.69

Mn1 = (As - As2) * fy * (d - a')

Mn1= 1.523.260.44 Kg-cm

Mn2 = (As2) * fy * (d - d')

Mn2= 420.449.52 Kg-cm

Mn= 1.943.709.96 Kg-cm

Mu= 1.655.975.30 <=

$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + f'y}{6117} \right)$$

f's= 5.442.86 < fy entonces el acero en compresion fluye

$\phi * Mn = 1.749.338.97 \text{ Kg-cm}$

OK

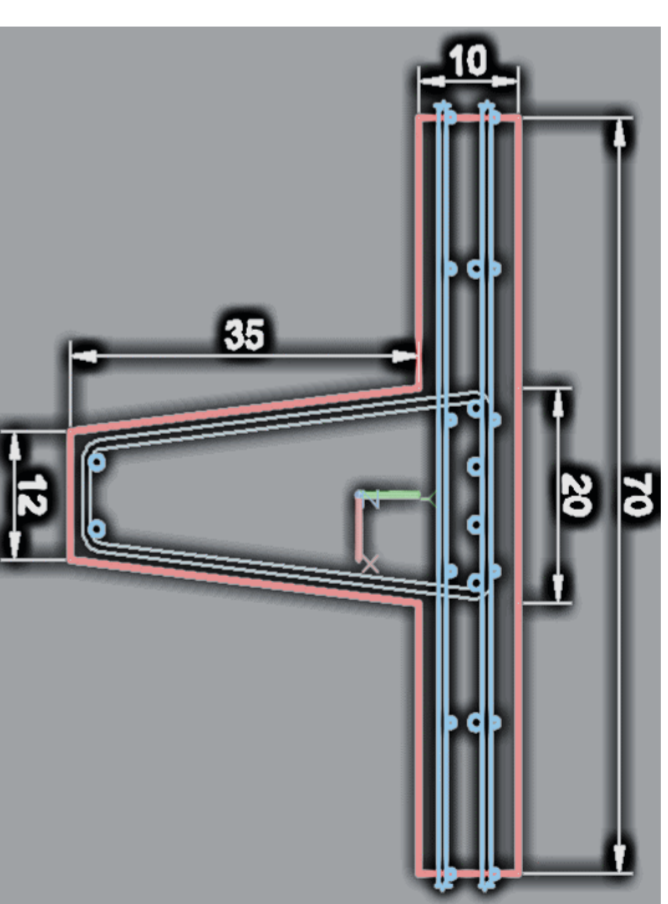
Diametro de Barra	Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial	# Real 2	Area	d' parcial
Pulg	mm	cm ²						
-	6.00	0.28	22.96	-	-	-	-	-
-	8.00	0.50	12.86	-	-	10	5.00	4.8
3/8	9.53	0.71	9.06	-	-	-	-	-
-	12.00	1.13	5.69	-	-	-	-	-
1/2	12.70	1.29	4.98	2	2.58	6	7.74	4.08
5/8	15.88	1.99	3.23	-	-	-	-	-
3/4	19.05	2.84	2.26	-	-	-	-	-
1	25.40	5.10	1.26	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.64	-	-	-	-	-

$\Sigma = 2.58 \text{ cm}^2$

$\Sigma = 12.74 \text{ cm}^2$

Seccion	Momento Positivo					Momento Negativo																		
	Pulg	mm	Cantidad	Area	M	M (sap)	d' parcial	Pulg	mm	Cantidad	Area	As=As2	As=As2=As1	b max=	b min=	b prom	a	a'	d	Mn1	Mn2	$\phi Mn = Mu$	M (SAP)	Fs
SECCION 1	5/8	15.88	2	6.82	###	15.3	2.84	3/8	8.00	10	5.00	-	5.00	13.3006	12.00	12.65	5.69	2.89	40.40	802.675	-	722.407	10.3	5.387
SECCION 2	5/8	15.88	2	3.98	626.140.50	8.9	2.79	1/2	8.00	2	7.58	3.98	3.60	12.9486	12.00	12.47	4.15	2.10	40.58	592.819	-	1.112.791	15.9	5.401
SECCION 3	1/2	12.70	2	2.58	405.890.07	5.8	2.64	1/2	8.00	4.666	11.02	2.58	8.44	14.5198	12.00	13.26	9.16	4.72	40.72	1.300.044	420.505	1.548.493	22.1	5.444
SECCION 4	1/2	12.70	2	2.58	405.890.07	5.8	2.64	1/2	8.00	6	12.74	2.58	10.16	14.5198	12.00	13.26	11.02	5.69	40.72	1.523.260	420.505	1.749.389	25.0	5.444

*Ver planos E-L03-02 Y E-L01-04



Diseño por Momento Flector en el eje local 2 - Losa 3

Momento maximo 22 8.91 T-m/m
 Momento minimo 22 -22.75 T-m/m
 ancho tribulario= 0.7 m
 Momento maximo 22 6.24 T-m
 Momento minimo 22 -15.93 T-m

φ= 0.90

Area de la Seccion = 1.260.00 cm²

As min = 0.8 * raiz(fc) * Area >= 14.1' area fy
 4.41 cm >= 4.15 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d= 4.6195
 d= 40.3805 cm
 Mu= 6.24 T-m = 623.623 00 kg-cm
 fc= 350.00 kg/cm²
 b = 70 cm

a= 0.83 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

fy= 4280 kg/cm²

As= 4.05 cm²

Diametro de Barra	Seccion	#	#	Area	d' parcial
Pulg.	mm	cm ²			
-	6.00	0.28	14.47	-	-
-	8.00	0.50	8.10	-	-
3/8	9.53	0.71	5.71	-	-
-	12.00	1.13	3.58	-	-
1/2	12.70	1.29	3.14	2	2.58
5/8	15.88	1.99	2.04	1	1.99
3/4	19.05	2.84	1.43	-	-
1	25.40	5.10	0.79	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.40	-	-

Σ= 4.57

As= 2.26 cm² area de acero en compresion
 As2= 2.26 cm² area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 10.48 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

a= 11.34 cm

d= 39.378 cm
 d= 4.62 cm
 d= 5.62 cm
 a= 5.85

$$Mn1 = (As - As2) * fy * (d - a)$$

Mn1= 1.503.709.72

$$Mn2 = (As2) * fy * (d - d')$$

Mn2= 396.214.43

M= 1.899.924.16

Mu= 1.592.500.00 <=

$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + f'y}{6117} \right)$$

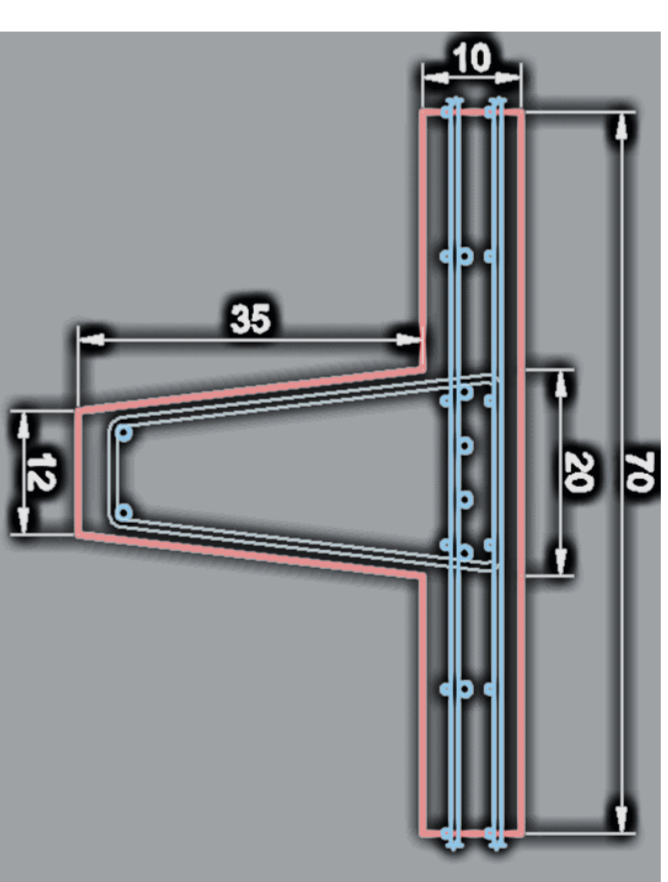
f's= 4.897.32 < fy entonces el acero en compresion fluye

φ*Mn= 1.655.931.74 OK

Diametro de Barra	Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial	#	Area	d" parcial
Pulg.	mm	cm ²						
-	6.00	0.28	14.47	-	-	Real 2	-	-
-	8.00	0.50	8.10	-	-	10	5.00	5.4
3/8	9.53	0.71	5.71	-	-	-	-	-
-	12.00	1.13	3.58	2	2.26	6	7.74	5.765
1/2	12.70	1.29	3.14	-	-	-	-	-
5/8	15.88	1.99	2.04	-	-	-	-	-
3/4	19.05	2.84	1.43	-	-	-	-	-
1	25.40	5.10	0.79	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.40	-	-	-	-	-

Σ= 2.26

Σ= 12.74



Momento Positivo	Barras de refuerzo		Area	M	M (SAP)	d' parcial	Barras de refuerzo		Area	As=As2	As-As2=As1	b max=	b min=	Momento Negativo		a	a'	d	Mn1	Mn2	φMn=Mn	M (SAP)	fs
	Pulg.	mm					mm	mm						kg-cm	T-m								
SECCION 1	5/8	15.88	2	6.82	1.038.949.30	10.39	14.8	1/2	12.70	5.00	-	13.3006	12.00	12.65	5.69	2.89	39.60	785.555	-	706.999	10.1	4.904	
SECCION 2	5/8	15.88	2	3.98	606.307.66	6.06	8.7	1/2	12.70	7.58	3.98	3.60	12.9466	12.00	12.47	4.15	2.10	39.48	575.855	595.114	1.053.872	15.1	4.921
SECCION 3	1/2	12.70	2	2.58	393.033.61	3.93	5.6	1/2	12.70	12.74	2.58	10.16	14.592	12.00	13.30	10.99	5.68	39.38	1.465.668	384.698	1.665.239	23.8	4.918

*Ver planos E-L03-03 y E-L01-04

Diseño por Cortante en los ejes local 1 y 2 - Losa 3

Area= 0.077 m² = 771.42 cm²

Cortante máximo 13 35.00 T/m
Cortante mínimo 13 -9.51 T/m

Cortante máximo 23 28.87 T/m
Cortante mínimo 23 -31.95 T/m

ancho tributario= 0.7 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13 24.50 T 32.6704 T 32,670.40 kg
Cortante mínimo 13 -6.66 T -8.8769 T -8,876.93 kg

Cortante máximo 23 20.21 T 26.9453 T 26,945.33 kg
Cortante mínimo 23 -22.37 T -29.8219 T -29,821.87 kg

Vc= 0.53 *Raiz(fc)* *area

Vc= 7,648.93 < 32,670.40 Kg
7.65 < 32.67 T

$\Delta = V_s = 25.02$

As min= 0.2 *raiz(fc) * bw*s / fyt = 0.372 cm²

S max para = As*fy / bw*raiz(fc)*0.2 = 18.84 cm
acero de 6mm

Vs MAX= 2.1 *raiz(fc) *area = 30,307.09 Kg
30.31 T

S<= 16*db long = 30.48 cm
48*db est = 45.74 cm
menos dim de sección = 120.00 cm
d/2 = 21.08 cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

d= 42.16 cm

Diametro de Barra		Seccion	Av	S	Vs		V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg	T	T
-	8.00	50.00	1	5	36,091.44	36.09	46.86
-	6.00	28.00	0.56	10	10,105.60	10.11	19.02
-	6.00	28.00	0.56	20	5,052.80	5.05	13.61

*Ver planos E-L03-03 y E-L01-04

Diseño por Momento Flector en el eje local 1 - Losa 2

Momento máximo 11 7.14 T-m/m
 Momento mínimo 11 -12.72 T-m/m
 ancho tributario= 0.7 m
 Momento máximo 11 5.00 T-m
 Momento mínimo 11 -8.90 T-m

φ= 0.90

Area de la Seccion = 1,180.00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) * Area / fy >= 14.1*area / fy

4.13 cm >= 3.89 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d= 4.6990 cm
 d= 35.30 cm
 Mu= 5.00 T-m = 350.00 Kg/cm2
 b = 70 cm

a= 0.76 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

fy= 4280 Kg/cm²

As= 3.72 cm²

Diametro de Barra Pulg.	mm	Seccion cm2	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
-	6.00	0.28	13.27	-	-	-
-	8.00	0.50	7.43	-	-	-
3/8	9.53	0.71	5.23	-	-	-
-	12.00	1.13	3.29	-	-	-
1/2	12.70	1.29	2.88	-	-	-
5/8	15.88	1.99	1.87	2	3.98	4.70
3/4	19.05	2.84	1.31	-	-	-
1	25.40	5.10	0.73	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.37	-	-	-
Σ=					3.98	cm ²

As= 3.98 cm² Area de acero en compresion
 As2= 3.98 cm² Area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 3.60 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

b prom= 13.296 cm
 b max= 14.592 cm
 b min= 12 cm

a= 3.90 cm

d= 34.476 cm
 d= 4.70 cm
 d= 5.52 cm
 a= 2.01 cm

$$Mn1 = (As - As2) * fy * (d - a)$$

Mn1= 500.218.35

$$Mn2 = (As2) * fy * (d - d')$$

Mn2= 507.229.33 kg-cm

Mn= 1,007,447.68 kg-cm

Mu= 890,400.00 kg-cm

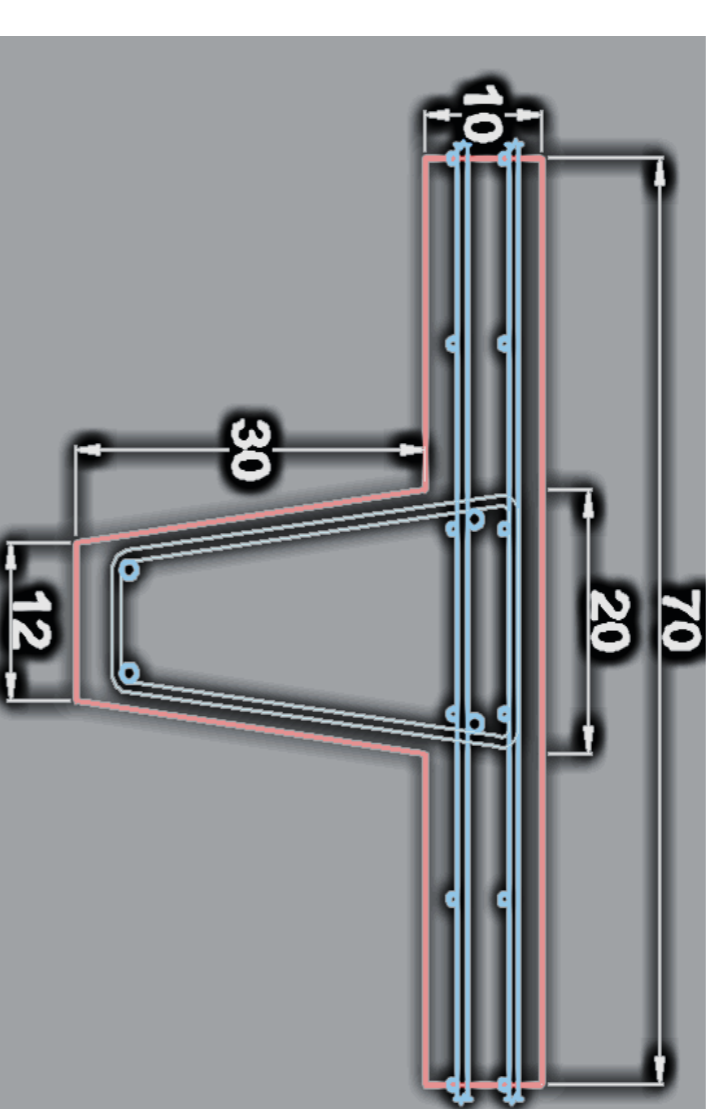
φ*Mn= 906,702.91 kg-cm

OK

$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + fy}{6117} \right)$$

fs= 4,699.90 Kg/cm² < fy entonces el acero en compresion fluye

Diametro de Barra Pulg.	mm	Seccion cm2	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial	# Real / 2	Area	d' parcial
-	6.00	0.28	13.27	-	-	-	-	-	-
-	8.00	0.50	7.43	-	-	-	10	5.00	5.4
3/8	9.53	0.71	5.23	-	-	-	-	-	-
-	12.00	1.13	3.29	-	-	-	-	-	-
1/2	12.70	1.29	2.88	-	-	-	2	2.98	5.765
5/8	15.88	1.99	1.87	2	3.98	4.54	-	-	-
3/4	19.05	2.84	1.31	-	-	-	-	-	-
1	25.40	5.10	0.73	-	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.37	-	-	-	-	-	-
Σ=					3.98	cm ²	Σ=	7.58	cm ²



Diseño por Momento Flector en el eje local 2 - Losa 2

Momento maximo 22 7.80 T-m/m
 Momento minimo 22 -1.24 T-m/m
 Ancho tributario= 0.7 m
 Momento maximo 22 5.46 T-m
 Momento minimo 22 -7.87 T-m

φ= 0.90

Area= 1,180.00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) *fy >= 14.1*area
 fy

4.13 cm >= 3.89 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d= 2.7940
 d= 37.21 cm
 Mu= 5.46 T-m = 546.000.00 Kg-cm
 fc= 350.00 kg/cm²
 b = 70 cm

a= 0.79

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

fy= 4280 Kg/cm²

As= 3.85 cm²

Diametro de Barra	Seccion	# de barras	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg.	mm	teorico			
-	6.00	0.28	13.75	-	-
-	8.00	0.50	7.70	-	-
3/8	9.53	0.71	5.42	-	-
-	12.00	1.13	3.41	-	-
1/2	12.70	1.29	2.99	-	-
5/8	15.88	1.99	1.94	2	3.98
3/4	19.05	2.84	1.36	-	-
1	25.40	5.10	0.76	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.38	-	-
Σ=				3.98	cm ²

As= 3.98 cm² Area de acero en compresion
 As2= 3.98 cm² Area de acero a traccion equivalente a As
 As1= 3.60 cm² Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

b prom= 13.2599 cm
 b max= 14.52 cm
 b min= 12 cm

a= 3.91 cm
 d= 36.5770 cm
 d= 2.79 cm
 d= 4.42 cm
 a= 2.01 cm

Mn1 = (As - As2) * fy * (d - a')
 Mn1 = 517,126.35 kg-cm

Mn2 = (As2) * fy * (d - d')

Mn2 = 558,506.74 kg-cm

Mn = 1,075,633.08 kg-cm

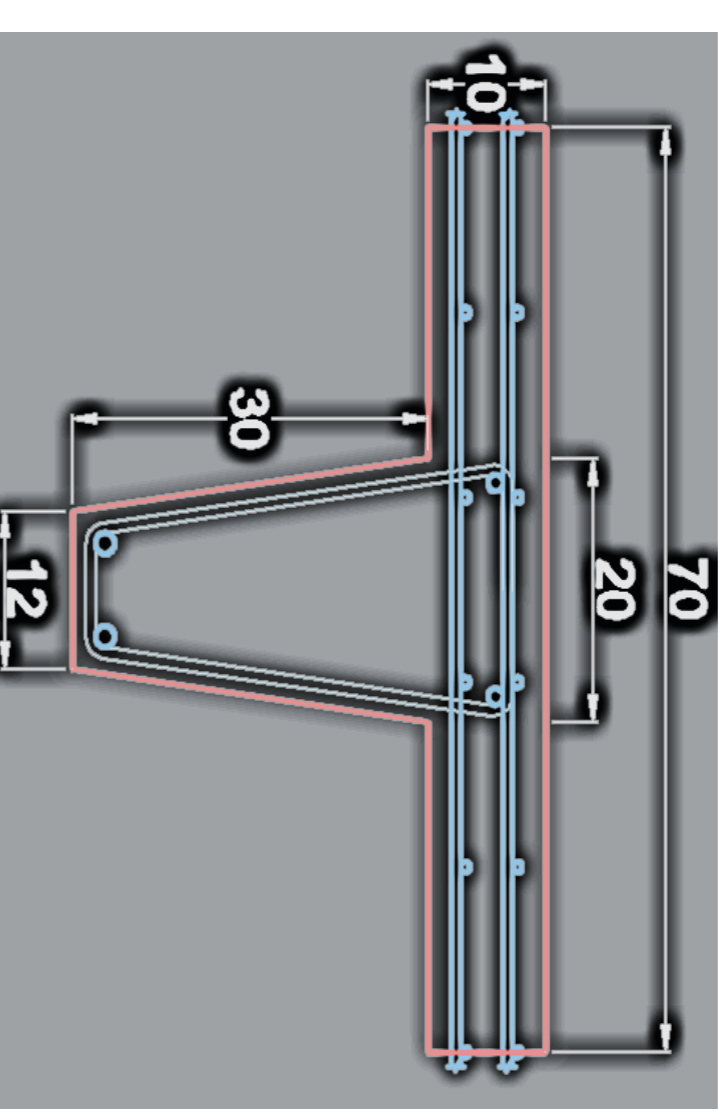
Mu = 786,800.00 kg-cm

φ*Mn = 968,069.78 kg-cm OK

$$f'c * s = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + fy}{6117} \right)$$

fs = 5,301.65 Kg/cm² < fy entonces el acero en compresion fluye

Diametro de Barra	Seccion	# de barras	# de barras real	Area	d' parcial	#	Area	d' parcial
Pulg.	mm	teorico				Real / 2		
-	6.00	0.28	13.75	-	-	-	-	-
-	8.00	0.50	7.70	-	-	10	5.00	4.6
3/8	9.53	0.71	5.42	-	-	-	-	-
-	12.00	1.13	3.41	-	-	-	-	-
1/2	12.70	1.29	2.99	-	-	2	2.58	4.08
5/8	15.88	1.99	1.94	3.98	2.79	-	-	-
3/4	19.05	2.84	1.36	-	-	-	-	-
1	25.40	5.10	0.76	-	-	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.38	-	-	-	-	-
Σ=				3.98	cm ²	Σ=	7.58	cm ²



Diseño por Cortante en los ejes local 1 y 2 - Losa 2

Area= 0.07 m² = 693.75 cm²

Cortante máximo 13 7.24 T/m
Cortante mínimo 13 -7.78 T/m

Cortante máximo 23 8.02 T/m
Cortante mínimo 23 -6.83 T/m

ancho tributario= 0.7 m ϕ = 0.75

V_u

Cortante máximo 13 5.07 T 6.75733333 T 6,757.33 kg
Cortante mínimo 13 -5.45 T -7.26133333 T -7,261.33 kg

Cortante máximo 23 5.61 T 7.48533333 T 7,485.33 kg
Cortante mínimo 23 -4.78 T -6.37466667 T -6,374.67 kg

$V_c = 0.53 \cdot \text{Raiz}(f'_c) \cdot \text{area}$

$V_c = 6,878.80 < 7,485.33 \text{ Kg}$
 $6.88 < 7.49 \text{ T}$

$\Delta = V_s = 0.61$

$A_s \text{ min} = 0.2 \cdot \text{raiz}(f'_c) \cdot \frac{bw \cdot s}{f_y} = 0.372 \text{ cm}^2$

S max para = $\frac{A_s \cdot f_y}{bw \cdot \text{raiz}(f'_c) \cdot 0.2} = 18.84 \text{ cm}$
acero de 6mm

$V_s \text{ MAX} = 2.1 \cdot \text{raiz}(f'_c) \cdot \text{area} = 27,255.64 \text{ Kg}$
27.26 T

$S \leq 16 \cdot db \text{ long} = 30.48 \text{ cm}$
 $48 \cdot db \text{ est} = 45.744 \text{ cm}$
menos dim de seccion = 120 cm
 $d/2 = 18.603$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

d= 37.206 cm

Diametro de Barra	Seccion	A_v	S	V_s	V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg T
-	8.00	50.00	1	20	7,962.08 7.96 15.90

Diseño por Tracción en los eje local 1 y 2 - Losa 2 (Losa Macisa)

$$E_u \times \text{area de la losa en un metro de largo}$$

$$\phi \times f_y$$

$$\phi =$$

$$0.90$$

$$\text{Cantidad de barras} = \frac{\text{Area de la seccion de una barra de acero}}{\phi \times f_y}$$

Diametro de Barra	Sección	Traslape a traccion
Pulg.	mm ²	mm
1/2	129	440
5/8	199	550
3/4	284	660
1	510	1,100
1 3/8	1,006	1,510

Esfuerzo a traccion (kg/cm ²)	Cantidad de barras traccion por metro en una direccion									
	541	500	400	300	200	125				
-	-	-	-	-	-	43				
-	-	-	-	-	-	28				
-	-	-	-	-	-	20				
-	-	35	26	18	11	11				
24	22	18	14	9	6	6				

Diseño por Cortante en los eje local 1 y 2 - Losa 2 (Losa Macisa)

$$\phi =$$

$$0.75$$

Espesor	Vc	V sap
cm	kg	t
20	17847.71	17.85
40	37678.49	37.68
		28.26

Se concluye que no se requiere refuerzo para el esfuerzo al cortante

Diseño del Acero Positivo por Momento Flector - Losa 1

Momento máximo 22 26.00 T-m

$\phi =$ 0.90

Área de la Sección = 1,180.00 cm²

As min = $0.8 \cdot \sqrt{f_c}$ *Área
 f_y 4.13 cm \geq

$\frac{14.1 \cdot \text{Área}}{f_y}$
 3.89 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d = 2.794 cm
 d = 85.00 cm
 Mu = 26.00 T-m = 2,600,000.00 kg-cm
 f_c = 350.00 kg/cm²
 b = 15 cm

a = 7.99

$$As = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

f_y = 4280 kg/cm²

As = 8.33 cm²

Diámetro de Barra Pulg.	mm	Sección cm ²	# de barras teórico	# de barras real	Área (cm ²)	d' parcial (cm)
-	6.00	0.28	29.76	-	-	-
-	8.00	0.50	16.67	-	-	-
3/8	9.53	0.71	11.74	-	-	-
-	12.00	1.13	7.37	-	-	-
1/2	12.70	1.29	6.46	-	-	-
5/8	15.88	1.99	4.19	5	9.95	2.79
3/4	19.05	2.84	2.93	-	-	-
1	25.40	5.10	1.63	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	0.83	-	-	-

$\Sigma =$ 9.95

Diseño del Acero Negativo por Momento Flector - Losa 1

Momento máximo 22

39.52 T-m

$\phi = 0.90$

Área de la Sección = 1,180.00 cm²

As min = 0.8*raiz(fc) * Área

$f_y = 4.13 \text{ cm}$

>=

14.1*área

f_y

>=

3.89 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

d_i = 4.2928

d = 85.00 cm

Mu = 39.52 T-m =

fc = 350.00 kg/cm²

b = 15 cm

3,952,000.00 kg-cm

a = 12.49

$$As = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$f_y = 4280 \text{ kg/cm}^2$

As = 13.03 cm²

Diámetro de Barra Pulg.	mm	Sección cm ²	# de barras teórico	# de barras real	Área (cm ²)	d' parcial (cm)
-	6.00	0.28	46.53	-	-	-
-	8.00	0.50	26.06	8	4.00	5.00
3/8	9.53	0.71	18.35	-	-	-
-	12.00	1.13	11.53	-	-	-
1/2	12.70	1.29	10.10	-	-	-
5/8	15.88	1.99	6.55	2	3.98	4.00
3/4	19.05	2.84	4.59	2	5.68	4.00
1	25.40	5.10	2.55	-	-	-
1 3/8	34.93	10.06	1.29	-	-	-

$\Sigma = 13.66$

Diseño por Cortante en los ejes local 1 y 2 - Losa 1

Area= 0.14 m² = 1,350.00 cm²

Cortante máximo 13 7.24 T/m
 Cortante mínimo 13 -7.78 T/m

Cortante máximo 23 8.02 T/m
 Cortante mínimo 23 -6.83 T/m

ancho tributario= 2.4 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13 17.38 T 23.168 T 23,168.00 kg
 Cortante mínimo 13 -18.67 T -24.896 T -24,896.00 kg

Cortante máximo 23 19.25 T 25.664 T 25,664.00 kg
 Cortante mínimo 23 -16.39 T -21.856 T -21,856.00 kg

Vc= 0.53 * Raiz(f'c) * area

Vc= 13,385.78 < 25,664.00 Kg
 13.39 < 25.66 T

Δ = Vs = 12.28

As min= 0.2 $\frac{*raiz(f'c)*bw*s}{fy}$ = 0.372 cm²

S max para = $\frac{As*fy}{bw*raiz(f'c)*0.2}$ = 18.84 cm
 acero de 6mm

Vs MAX= 2.1 * raiz(f'c) * área = 53,037.99 Kg
 53.04 T

S<= 16*db long = 30.48 cm
 48*db est = 45.744 cm
 menos dim de seccion = 120 cm
 d/2 = 42.5 cm

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$$

d= 85 cm

Diametro de Barra		Seccion	Av	S	Vs		V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg	T	T
-	8.00	50.00	1	12.5	29,104.00	29.10	13.28
-	8.00	50.00	1	20	18,190.00	18.19	9.87

Diseño por Momento Flector - Losa de Escalera

Momento U 9.53 T-m

$\phi =$ 0.90

espesor de losa = 40.00 cm²

Area de la Seccion = 4,000.00 cm²

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot Area \geq \frac{14.1 \cdot Area}{f_y}$$

13.99 cm
13.18 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

d' = 2.50 cm

d = 37.00 cm

Mu = 9.53 T-m = 952,543.00 kg-cm

f'c = 350.00 kg/cm²

b = 100.00 cm

a = 0.97 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

f_y = 4280 kg/cm²

As = 6.77 cm²

Diametro de Barra		Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg.	mm	cm ²				
3/8	9.53	0.71	9.54	10	7.10	2.50
-	12.00	1.13	5.99	-	-	
1/2	12.70	1.29	5.25	-	-	
5/8	15.88	1.99	3.40	-	-	
3/4	19.05	2.84	2.38	-	-	-
1	25.40	5.10	1.33	-	-	
1 3/8	34.93	10.06	0.67	-	-	

Σ = 7.10

Diseño por Momento Flector - Losa de Escalera

Momento U 5.20 T-m

$\phi =$ 0.90

espesor de losa = 22.50 cm2

Area de la Seccion = 2,250.00 cm2

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot Area \geq \frac{14.1 \cdot Area}{fy}$$

7.87 cm
7.41 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

d' = 2.50 cm

d = 19.50 cm

Mu = 5.20 T-m = 520,000.00 kg-cm

f'c = 350.00 kg/cm2

b = 100.00 cm

a = 1.02 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

fy = 4280 kg/cm²

As = 7.11 cm2

Diametro de Barra		Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg.	mm	cm2				
3/8	9.53	0.71	10.01	10	7.10	2.50
-	12.00	1.13	6.29	-	-	
1/2	12.70	1.29	5.51	-	-	
5/8	15.88	1.99	3.57	-	-	
3/4	19.05	2.84	2.50	-	-	-
1	25.40	5.10	1.39	-	-	
1 3/8	34.93	10.06	0.71	-	-	

Σ = 7.10

Diseño por Momento Flector - Losa de Escalera

Momento U 2.75 T-m

$\phi =$ 0.90

espesor de losa = 15.00 cm²

Area de la Seccion = 1,500.00 cm²

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Area}{fy} \geq \frac{14.1 \cdot area}{fy}$$

5.25 cm
4.94 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

d' = 2.50 cm

d = 12.00 cm

Mu = 2.75 T-m = 275,000.00 kg-cm

f'c = 350.00 kg/cm²

b = 100.00 cm

a = 0.89 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

fy = 4280 kg/cm²

As = 6.18 cm²

Diametro de Barra		Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area	d' parcial
Pulg.	mm	cm ²				
3/8	9.53	0.71	8.70	10	7.10	2.50
-	12.00	1.13	5.47	-	-	
1/2	12.70	1.29	4.79	-	-	
5/8	15.88	1.99	3.10	-	-	
3/4	19.05	2.84	2.18	-	-	-
1	25.40	5.10	1.21	-	-	
1 3/8	34.93	10.06	0.61	-	-	

Σ = 7.10

Diseño por Cortante - Losa de Escalera

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \text{Area de neta}$$

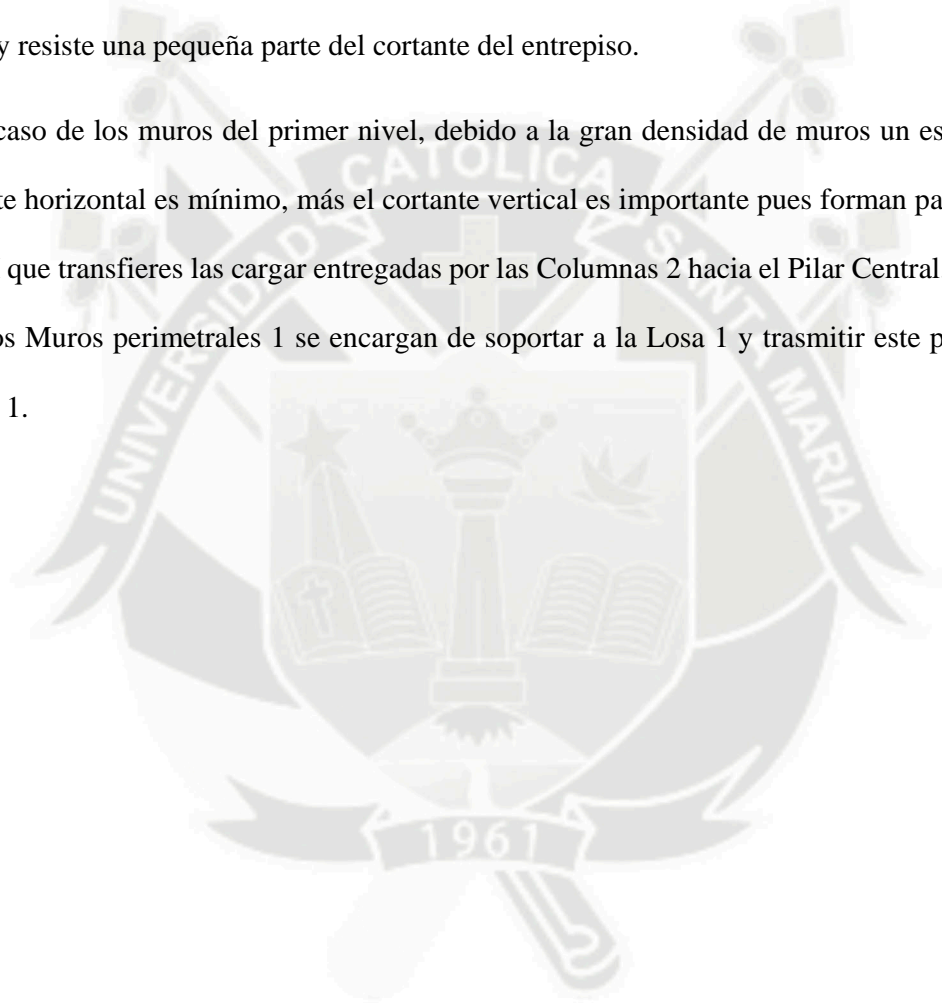
Espesor de losa	Vc	Vu
cm	t	t
40.0	37.68	28.26
22.5	20.33	15.24
15.0	12.89	9.67

5.2.3. Muros

Los muros del tercer nivel, Muro Perimetral 2 trabajan principalmente a compresión, soportando las Losas 4 y 3, y brinda resistencia al cortante del entrepiso. También se encarga de transmitir la carga de las Losas 3 y 4 a las Vigas Superiores.

Los muros de segundo nivel, Muros 2 trabajan a compresión principalmente soportando la Losa 3 y 2, y resiste una pequeña parte del cortante del entrepiso.

En el caso de los muros del primer nivel, debido a la gran densidad de muros un esfuerzo al cortante horizontal es mínimo, más el cortante vertical es importante pues forman parte de las vigas I que transfieren las cargas entregadas por las Columnas 2 hacia el Pilar Central. Por otro lado los Muros perimetrales 1 se encargan de soportar a la Losa 1 y transmitir este peso a los Muros 1.



Diseño por Momento Flector - Muro Perimetral 2

Momento máximo 11 3.18 T-m/m
 Momento mínimo 11 -5.59 T-m/m

Momento máximo 22 6.17 T-m/m
 Momento mínimo 22 -12.11 T-m/m

Ancho tributario= 1 m
 Espesor de muro= 0.15 cm

ϕ = 0.90

Área= 1,500.00 cm²

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \text{raíz}(f'c) \cdot \text{Área}}{f_y} \geq \frac{14.1 \cdot \text{área}}{f_y}$$

$$5.25 \text{ cm} \geq 4.94 \text{ cm}$$

Área= 1,500.00 cm²

d= 12 cm
 d'= 3 cm
 b= 100 cm
 f_y= 4280 kg/cm²
 f'c= 350.00 kg/cm²

Barras de refuerzo			Area	a	Mu	
Pulg.	mm	Cantidad por metro	cm ²	cm	kg-cm	t-m
1/2	12.70	6.6666				
1	25.40	6.6666	42.60	6.13	1,466,290	14.66
1/2	12.70	5.84				
1	25.40	5.84	37.32	5.37	1,339,099	13.39
1/2	12.70	13.3333	17.20	2.47	713,078	7.13
1/2	12.70	6.6666	8.60	1.24	377,030	3.77
1/2	12.70	5.84	7.53	1.08	332,507	3.33

Diseño por Cortante - Muro Perimetral 2

Area= 0.15 m² = 1,500 cm²

Cortante máximo 13 5.73 T/m
 Cortante mínimo 13 -4.91 T/m

Cortante máximo 23 2.54 T/m
 Cortante mínimo 23 -7.91 T/m

Ancho tributario= 1 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13	5.73 T	7.644 T	7,644.00 kg
Cortante mínimo 13	-4.91 T	-6.548 T	-6,548.00 kg

Cortante máximo 23	2.54 T	3.38 T	3,380.00 kg
Cortante mínimo 23	-7.91 T	-10.54 T	-10,540.00 kg

Vc=	0.53 *	Raiz(f'c)*	*área
Vc=	14,873.09 <		10,540.00 Kg
	14.87 <		10.54 T

$\Delta = V_s = -4.33$

No requiere acero perpendicular al plano de muro

Diseño por Cortante - Muro 2

Area= 0.2 cm² = 2,000.00 cm²

Cortante máximo 13 32.35 T/m
Cortante mínimo 13 -24.21 T/m

Cortante máximo 23 33.84 T/m
Cortante mínimo 23 -25.44 T/m

Ancho tributario= 1 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13 32.35 T 43.128 T 43,128 kg
Cortante mínimo 13 -24.21 T -32.285 T -32,285 kg

Cortante máximo 23 33.84 T 45.124 T 45,124 kg
Cortante mínimo 23 -25.44 T -33.924 T -33,924 kg

Vc= 0.53 * Raiz(f'c) * área

Vc= 19,830.78 < 45,124 Kg
19.83 < 45.12 T

$\Delta = V_s = 25.29$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

d= 17 cm

Diametro de Barra		Seccion	Cantidad por metro	Av	S	Vs		V sap
Pulg.	mm	mm ²		cm ²	cm	kg	T	T
0	8.00	50	6.67	3.33	15.0	16,169	16.17	27.00
0	6.00	28	6.67	1.87	15.0	9,054	9.05	21.66

Diseño por Cortante - Muro Perimetral 1

Área= 0.15 cm² = 1,500.00 cm²

Cortante máximo 13 44.67 T/m
Cortante mínimo 13 -48.80 T/m

Cortante máximo 23 21.20 T/m
Cortante mínimo 23 -8.75 T/m

Ancho tributario= 1 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13	44.67 T	59.5546667 T	59,554.67 kg
Cortante mínimo 13	-48.80 T	-65.068 T	-65,068.00 kg

Cortante máximo 23	21.20 T	28.272 T	28,272.00 kg
Cortante mínimo 23	-8.75 T	-11.664 T	-11,664.00 kg

Vc= 0.53 * Raiz(fc)* *area

Vc=	14,873.09 <	65,068.00 Kg
	14.87 <	65.07 T

$\Delta = V_s = 50.19$

No requiere acero perpendicular al plano de muro, dado que los valores que exceden la resistencia del concreto al corte solo se dan en la base del encuentro con los muros radiales del mismo nivel, área en la cual se cuenta con el acero horizontal de los muro radiales.

Diseño por Cortante - Muro Perimetral 1

Área= 0.15 cm² = 1,500.00 cm²

Cortante máximo 13 44.67 T/m
 Cortante mínimo 13 -48.80 T/m

Cortante máximo 23 21.20 T/m
 Cortante mínimo 23 -8.75 T/m

Ancho tributario= 1 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante máximo 13	44.67 T	59.5546667 T	59,554.67 kg
Cortante mínimo 13	-48.80 T	-65.068 T	-65,068.00 kg

Cortante máximo 23	21.20 T	28.272 T	28,272.00 kg
Cortante mínimo 23	-8.75 T	-11.664 T	-11,664.00 kg

Vc= 0.53 * Raiz(fc)* *area

Vc=	14,873.09 <	65,068.00 Kg
	14.87 <	65.07 T

$\Delta = V_s = 50.19$

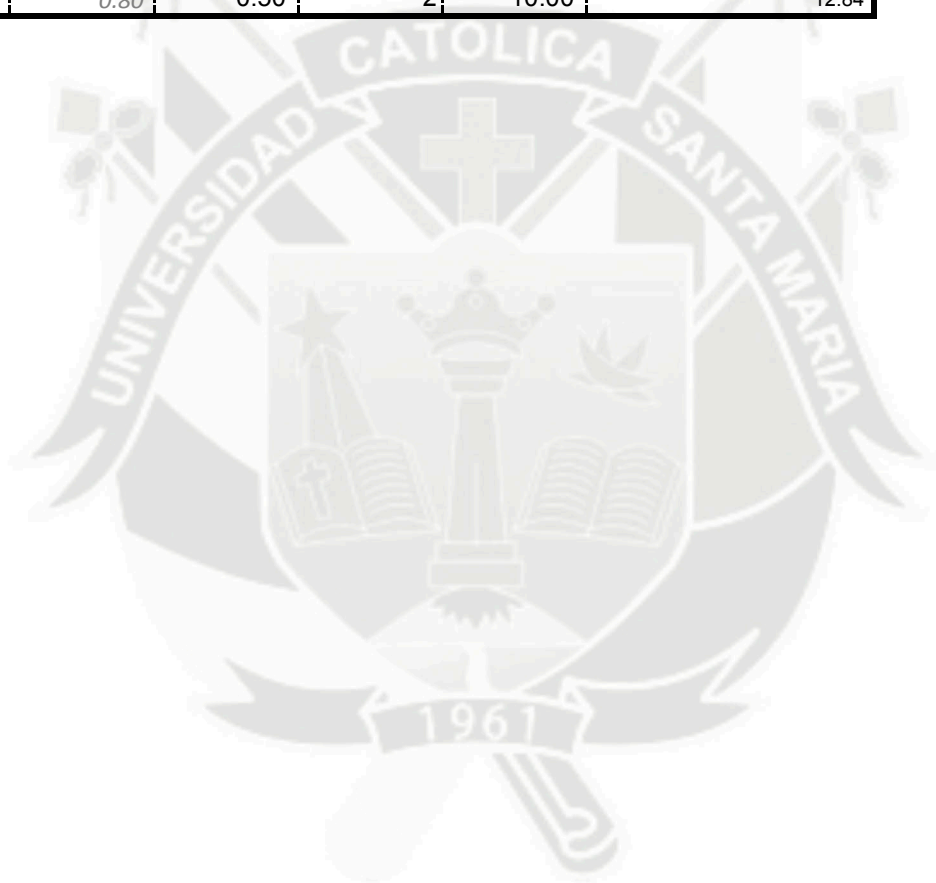
No requiere acero perpendicular al plano de muro, dado que los valores que exceden la resistencia del concreto al corte solo se dan en la base del encuentro con los muros radiales del mismo nivel, área en la cual se cuenta con el acero horizontal de los muro radiales.

Diseño por esfuerzos - Muro 1

S11 S22

Espesor de Muro = 30 cm ϕ = 0.9

Diametro Ø		area (cm2)	Cantidad de capas	S	Esf. Traccion U
Pulg.	cm	cm2		cm	kg/cm2
1	2.54	5.06	2	8.50	152.87
3/4	1.91	2.84	2	10.00	72.93
5/8	1.59	1.99	2	10.00	51.10
1/2	1.27	1.29	2	10.00	33.13
1/2	0.80	0.50	2	10.00	12.84



Diseño por Momento Flector Vertical - Muro de Escaleras

Momento U 5.40 T-m

$\phi =$ 0.90

Espesor de losa= 15.00 cm

Area= 1,500.00 cm²

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot Area \geq \frac{14.1 \cdot Area}{f_y}$$

5.25 cm
>=
4.94 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

d'= 3.0000 cm

d= 12.00 cm

Mu= 5.40 T-m = 540,000.00 kg-cm

f'c= 350.00 kg/cm²

b= 100 cm

a= 1.82 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

f_y= 4280 kg/cm²

As= 12.64 cm²

Diametro de Barra		Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area (cm ²)	d' parcial (cm)
Pulg.	mm	cm ²				
3/8	9.53	0.71	17.80	-	-	
-	12.00	1.13	11.19	-	-	
1/2	12.70	1.29	9.80	10	12.90	3.00
5/8	15.88	1.99	6.35	-	-	
3/4	19.05	2.84	4.45	-	-	
1	25.40	5.10	2.48	-	-	
1 3/8	34.93	10.06	1.26	-	-	

Σ= 12.90 cm²

Diseño por Momento Flector Horizontal - Muro de Escaleras

Momento U 3.10 T-m

$\phi =$ 0.90

Espesor de losa= 15.00 cm

Area= 1,500.00 cm²

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot Area \geq \frac{14.1 \cdot Area}{f_y}$$

5.25 cm
4.94 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}}$$

d' = 3.0000 cm

d = 12.00 cm

Mu = 3.10 T-m = 310,000.00 kg-cm

f_c = 350.00 kg/cm²

b = 100 cm

a = 1.01 cm

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

f_y = 4280 kg/cm²

As = 7.00 cm²

Diametro de Barra		Seccion	# de barras teorico	# de barras real	Area (cm ²)	d' parcial (cm)
Pulg.	mm	cm ²				
3/8	9.53	0.71	9.86	10	7.10	3.00
-	12.00	1.13	6.19	-	-	
1/2	12.70	1.29	5.43	-	-	
5/8	15.88	1.99	3.52	-	-	
3/4	19.05	2.84	2.46	-	-	
1	25.40	5.10	1.37	-	-	
1 3/8	34.93	10.06	0.70	-	-	

Σ = 7.10 cm²

Diseño por Cortante - Muro de Escaleras

Area= 0.15 cm² = 1,500.00 cm²

Cortante maximo 13 23.75 T/m
Cortante minimo 13 -21.15 T/m

Cortante maximo 23 20.60 T/m
Cortante minimo 23 -28.38 T/m

Ancho tributario= 1 m ϕ = 0.75

Vu

Cortante maximo 13 23.75 T 31.668 T 31,668 kg
Cortante minimo 13 -21.15 T -28.193 T -28,193 kg

Cortante maximo 23 20.60 T 27.468 T 27,468 kg
Cortante minimo 23 -28.38 T -37.845 T -37,845 kg

Vc= 0.53 * Raiz(f'c)* *area

Vc= 14,873.09 < 37,845 Kg
14.87 < 37.85 T

$\Delta = V_s = 22.97$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

d= 17 cm

Diametro de Barra		Seccion	Cantidad por metro	Av	S	Vs		V sap
Pulg.	mm	mm ²		cm ²	cm	kg	t	t
0	8.00	50	6.67	3.33	10.0	24,253	24.25	29.34

5.2.4. Columnas

En el caso de las columnas de sección circular de los niveles 2 y 3, debido a los elevados momentos a los que está sometido se le ha aumentado el diámetro que originalmente era 65 a 70 cm y se le ha adicionado un perfil W y un tubo de acero ASTM A572 de grado 65.

Por otro lado en la losa del segundo nivel se registraron deflexiones importantes por lo que se decidió añadirle unas columnas sobre los muros perimetrales, denominadas Columnas 1.



Diseño de Acero - Columna 2

$$D = 0.75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Area Secc} = 0.442 \text{ m}^2 = 4417.86094 \text{ cm}^2$$

$$I_g = 1,553,156 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rho max} = 0.06$$

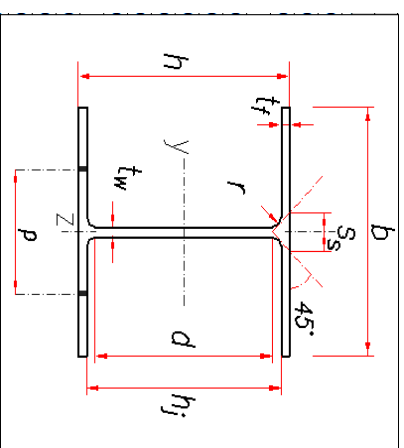
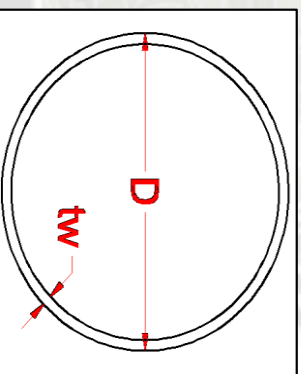
$$A_s = 2607'' = 132.6000 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 282,495 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

Carga Axial	Max	Min
M2	352.6	-1181.7 t
M3	175.1	-175.4 t-m
V	206.9	-212.9 t-m
	138.4	-116.8 t

Diametro	Seccion	Cantidad	Angulo	Esp.	Rho
Pulg	cm2		°	cm	
1	5.06	26.00	13.846	7.19	0.03



Perfiles Embebidos

Det.	Seccion		h		D / b		tf		tw		Ix	Iy	rx	ry
	cm ²	pulg ²	cm	pulg	cm	pulg	cm	pulg	cm	pulg				
Tuberia	294.17	45.60			75.00	29.53			1.27	0.50	199,952	199,952	26.07	26.07
HP	294.00	45.57	37.20	14.65	40.20	15.83	2.60	1.02	2.60	1.02	69,781	28,198	15.45	9.82

$$\Sigma = 588.17$$

$$269732.8 \quad 228150$$

Diseño de Acero - Columna 2

Verificación de la Esbeltez

$$r \leq \sqrt{\frac{\left(E_c * \frac{I_g}{5}\right) + E_s * I_{sx}}{\left(E_c * \frac{I_g}{5}\right) + E_s * A_{sx}}} < 22$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

	X	18.75	≤	20.9728563		si k=0.7				
						lu=2.55 m				
	Y	18.75	≤	19.5329868				9.52	<	22

Diseño al Contante

φ= 0.75

VC= 0.53 * Raiz(f'c) * *area

VC= 43,804.82 kg
43.80 T

Vs MAX= 2.1 *raiz(f'c) * *area = 173,566 kg
173.6 T

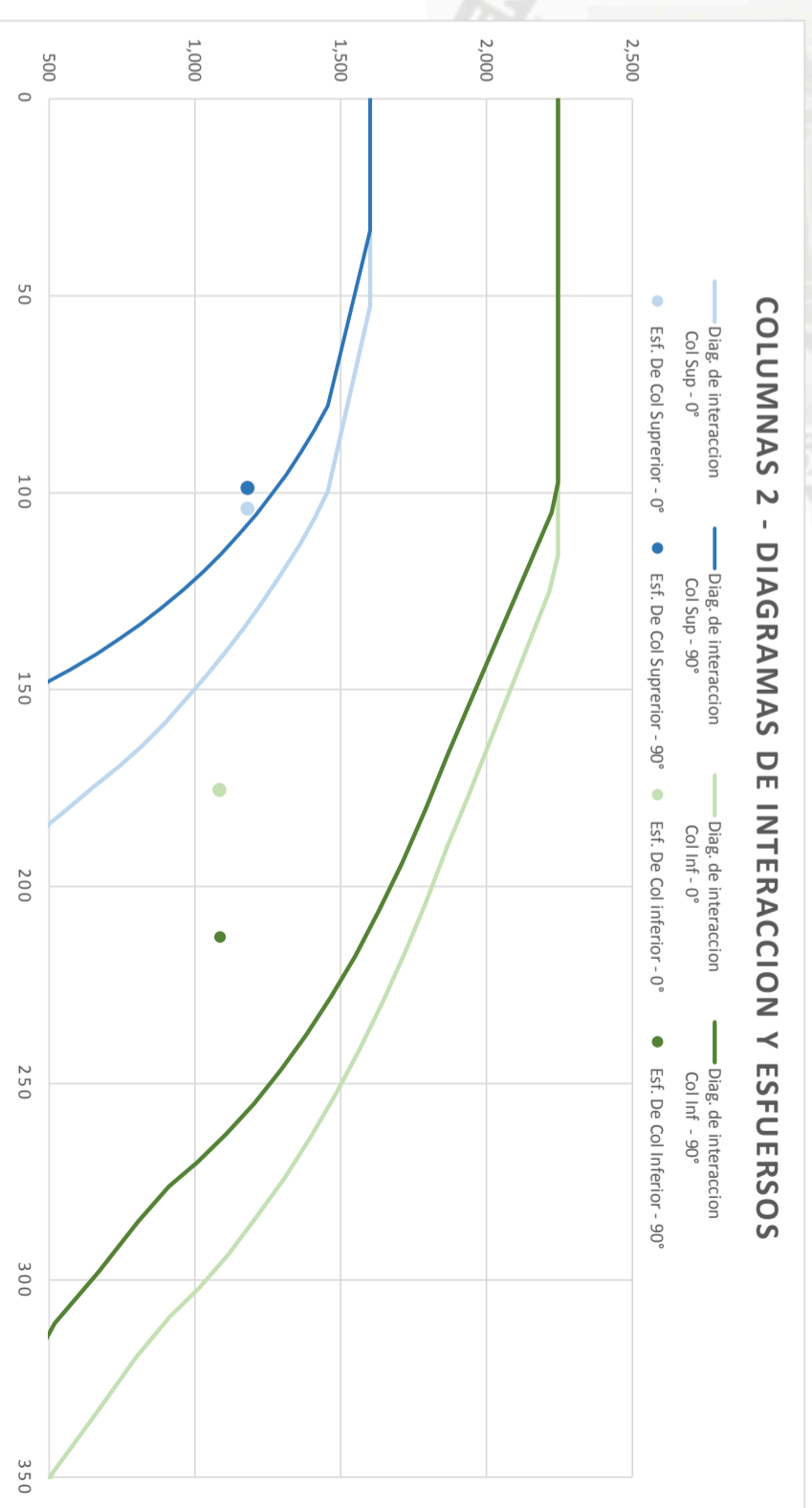
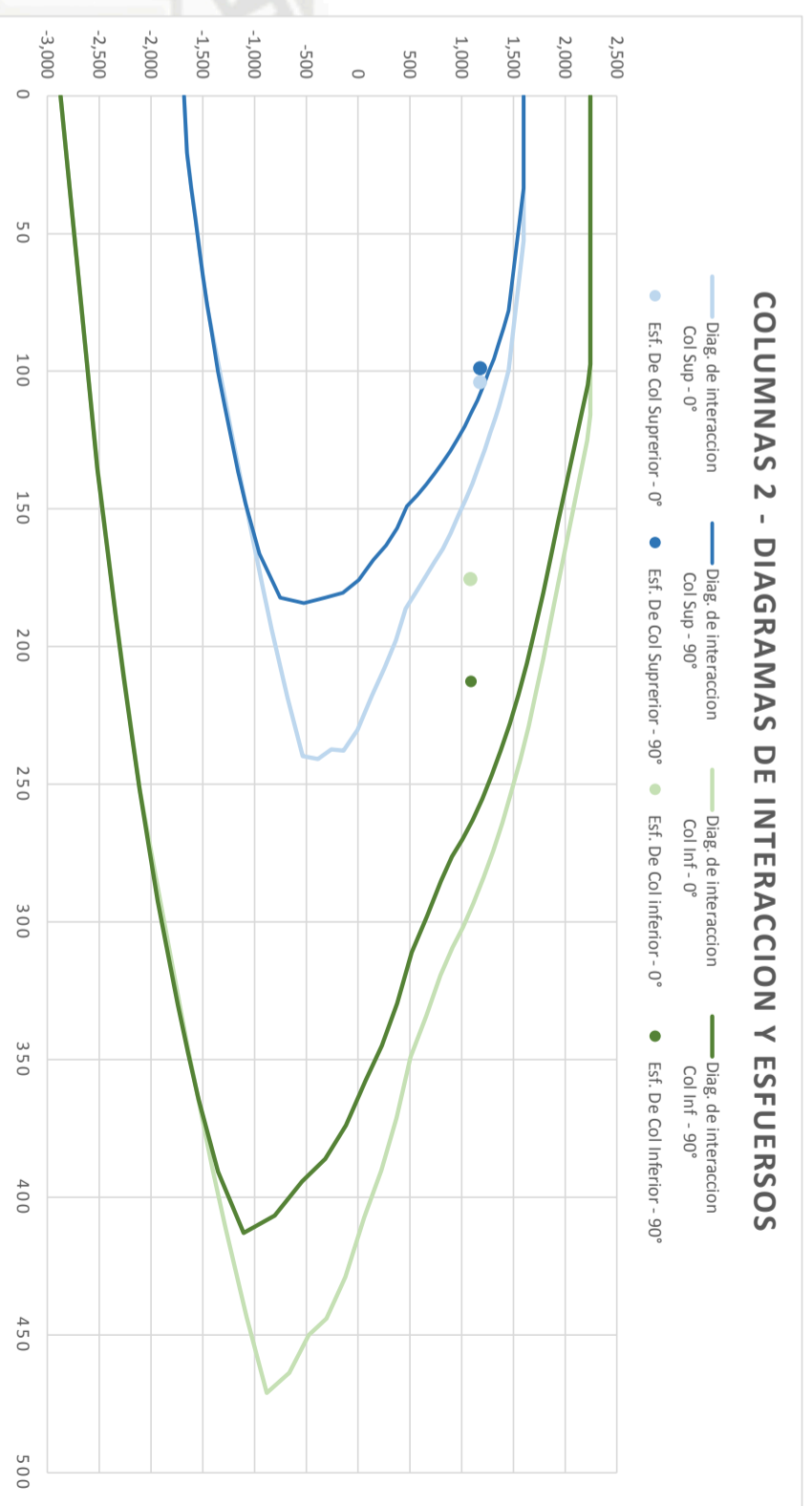
Diámetro de Barra	Seccion	Av	S	Vs		Vs (tubo)		Vs (HP)		V sap			
				mm	mm2	cm2	cm	kg	T		kg	T	kg
Pulg.	mm	mm2	cm2	S	cm	kg	T	kg	T	kg	T	kg	T
-	8.00	50.00	1	1	20	12,840	12.84	652,272	652.27	-	-	531.69	T
-	8.00	50.00	1	1	20	12,840	12.84	-	-	667,680	667.68	543.24	T

Anclaje superior

El la parte superior la columna se encuentra con una viga que tiene un refuerzo inferior de dos capas con acero 1 3/8". Por lo que el alma del perfil se eliminará y en su lugar se colocará una planchas de media pulgada de espesor en las cara externas de las alas para reemplazar el área. A su ves se soldaran 29 barras cilíndricas lisas de 1" de diámetro del mismo material que el perfil entre las alas como se muestra en los planos para asegurar un correcto anclaje. Siguiendo la misma lógica se realizara un anclaje similar en el encuentro con en Muro 1.

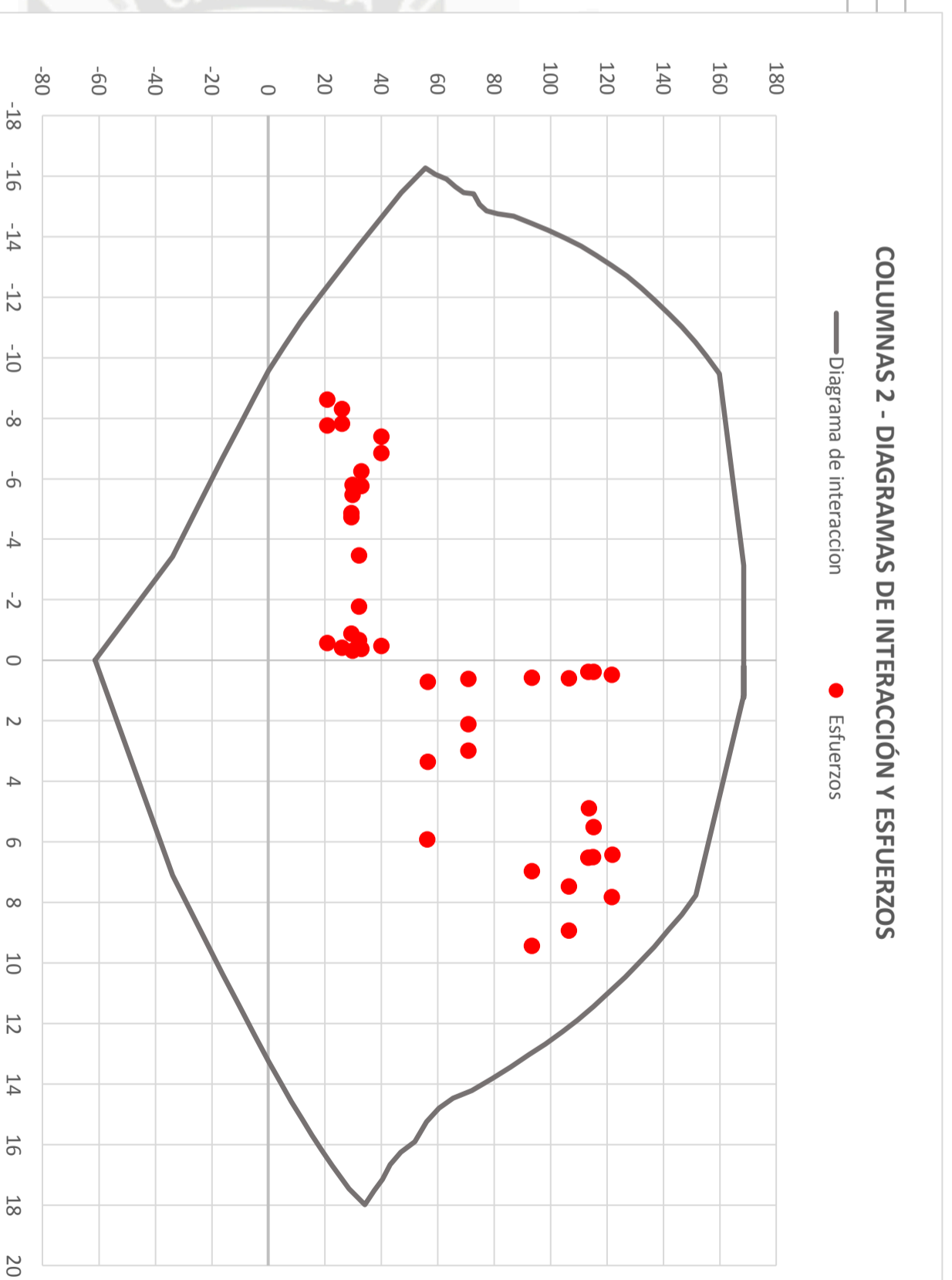
Diseño de Acero Longitudinal- Columna 2

Point	Diag. de interaccion Col Sup - 0°		Diag. de interaccion Col Sup - 90°		Diag. de interaccion Col Inf - 0°		Diag. de interaccion Col Inf - 90°	
	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)
1	-1,679.30	0	-1,679.30	0	-2,872.10	0	-2,872.10	0
2	-1,650.90	20.1	-1,648.30	20.9	-2,514.20	134.8	-2,514.20	135.7
3	-1,609.20	33	-1,607.20	33.5	-2,423.30	163	-2,423.00	164
4	-1,571.10	44.4	-1,569.00	44.9	-2,338.80	188.2	-2,339.50	188.8
5	-1,536.30	54.6	-1,533.90	55.1	-2,259.70	210.9	-2,262.40	210.9
6	-1,498.80	65.1	-1,498.50	65.1	-2,182.80	231.9	-2,188.20	231.4
7	-1,454.90	76.2	-1,458.30	75.6	-2,102.00	252.4	-2,111.00	251.4
8	-1,347.10	98	-1,406.60	87.7	-1,958.80	282.7	-2,023.20	272
9	-1,228.30	121.1	-1,348.70	100.3	-1,806.40	313.5	-1,931.20	292.4
10	-1,117.20	142.1	-1,286.60	112.7	-1,661.90	341.7	-1,836.20	311.8
11	-1,016.90	160.8	-1,223.20	124.6	-1,528.60	366.9	-1,740.60	330.1
12	-921.00	178	-1,154.10	136.6	-1,401.50	389.8	-1,640.10	347.8
13	-830.90	193.7	-1,083.80	147.8	-1,281.00	410.7	-1,539.30	364.3
14	-677.50	218.6	-950.80	166.3	-1,074.30	443.5	-1,353.00	390.6
15	-532.60	239.8	-751.30	182.3	-877.90	471	-1,102.00	412.9
16	-386.7	240.8	-519.2	184.2	-665	463.6	-802.5	406.5
17	-257.9	237.4	-317	182.1	-475.1	450	-539.3	394.2
18	-139.9	237.8	-144.7	180.4	-306.6	444.1	-316.1	386.1
19	-4.6	230.2	10.2	175.8	-123.9	428.9	-113.7	373.8
20	135.4	217.6	149.8	168.6	60.6	407.3	70.8	357.7
21	257.6	207.9	270.4	163.2	223.6	390.3	233.4	344.8
22	365.2	197.7	376.7	156.9	372.3	371.1	381	329.5
23	461.6	186.3	471.7	149	510.5	349.1	518.1	310.9
24	562.2	180.3	571.4	145	659.5	334.1	666.5	298
25	656.1	174.4	663.7	141	799.1	319.4	804.6	285.1
26	739.7	169.4	737.6	137.2	914.2	309.3	910.3	276.2
27	818.10	164.4	813.40	133.3	1,014.40	301.9	1,008.10	270
28	895.40	158.7	889.30	129.1	1,114.00	293.4	1,106.60	262.9
29	972.50	152.2	961.80	124.6	1,213.70	283.7	1,201.90	255.2
30	1,041.50	146.3	1,028.90	120	1,306.30	274	1,292.90	246.8
31	1,105.30	140.5	1,092.30	115.4	1,394.50	263.9	1,380.60	237.8
32	1,166.60	134.5	1,152.80	110.5	1,480.80	253	1,466.20	228
33	1,223.90	128.5	1,209.30	105.6	1,564.40	241.4	1,549.20	217.6
34	1,279.20	122.3	1,263.80	100.4	1,647.00	228.9	1,630.90	206
35	1,325.40	117.1	1,314.20	95.4	1,722.30	216.6	1,710.20	193.9
36	1,362.50	112.9	1,363.30	89.7	1,789.50	204.4	1,789.40	180.5
37	1,409.30	106.5	1,409.50	84.1	1,866.50	189.8	1,865.70	166.7
38	1,455.30	99.6	1,455.40	77.9	1,934.10	177.5	1,933.20	155
39	1,600.50	52.6	1,600.50	33.4	2,215.30	125.1	2,222.50	105
40	1,600.50	44.7	1,600.50	27.1	2,244.90	115.9	2,244.90	97.4
41	1,600.50	37.9	1,600.50	21.8	2,244.90	106.9	2,244.90	89.9
42	1,600.50	31.4	1,600.50	17	2,244.90	97.5	2,244.90	82.2
43	1,600.50	25	1,600.50	12.4	2,244.90	87.5	2,244.90	74
44	1,600.50	18.2	1,600.50	8	2,244.90	76.4	2,244.90	65.3
45	1,600.50	10.8	1,600.50	4.2	2,244.90	63.8	2,244.90	56.2
46	1,600.50	2.7	1,600.50	1.2	2,244.90	49.5	2,244.90	47
47	1,600.50	0.1	1,600.50	0.1	2,244.90	39.5	2,244.90	38.4
48	1,600.50	0.1	1,600.50	0.1	2,244.90	30.5	2,244.90	29.5
49	1,600.50	0.1	1,600.50	0.1	2,244.90	19.7	2,244.90	18.7
50	1,600.50	0	1,600.50	0	2,244.90	0	2,244.90	0



Diseño de Acero Longitudinal - Columna 1

Point	Diag. de interaccion Col Sup - 0°		Diag. de interaccion Col Sup - 180°	
	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)
1	-61.34	0	-61.34	0
2	-33.87	7.11	-33.87	-3.43
3	-23.83	8.96	-23.83	-5.28
4	-16.12	10.37	-16.12	-6.69
5	-10.41	11.4	-10.41	-7.72
6	-4.87	12.38	-4.87	-8.7
7	0.12	13.24	0.12	-9.56
8	4.43	13.96	5.71	-10.39
9	8.25	14.58	11.64	-11.2
10	11.95	15.15	18.49	-12.06
11	15.55	15.69	25.52	-12.91
12	19.07	16.2	31.98	-13.68
13	22.53	16.68	37.98	-14.39
14	28.63	17.47	47.18	-15.46
15	34.22	17.99	55.62	-16.27
16	37.5	17.52	59.32	-16.05
17	40.59	17.15	63.25	-15.91
18	43.19	16.67	66.25	-15.64
19	46.91	16.25	69.34	-15.46
20	52.02	15.9	72.84	-15.41
21	56.15	15.25	74.8	-15.06
22	60.4	14.8	77.39	-14.86
23	65.48	14.48	81.25	-14.75
24	72.16	14.21	87.05	-14.67
25	79.19	13.82	93.29	-14.44
26	85.93	13.44	99.32	-14.21
27	92.42	13.04	105.16	-13.95
28	98.12	12.69	110.84	-13.68
29	104.2	12.27	116.38	-13.38
30	109.6	11.89	121.8	-13.05
31	115.37	11.43	127.1	-12.7
32	121	10.96	132.18	-12.3
33	126.52	10.46	137.18	-11.88
34	131.93	9.94	142.11	-11.43
35	136.76	9.47	146.48	-11.03
36	141.99	8.89	151.29	-10.51
37	146.53	8.4	155.34	-10.06
38	151.61	7.76	159.93	-9.47
39	168.49	1.15	168.49	-3.14
40	168.49	0.19	168.49	-2.37
41	168.49	0.3	168.49	-2.02
42	168.49	0.67	168.49	-1.75
43	168.49	0.92	168.49	-1.54
44	168.49	1.08	168.49	-1.38
45	168.49	1.21	168.49	-1.26
46	168.49	1.23	168.49	-1.23
47	168.49	1.23	168.49	-1.23
48	168.49	1.23	168.49	-1.23
49	168.49	1.23	168.49	-1.23
50	168.49	0	168.49	0



Verificación del cortante

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

$$V_c = 14,518.97 \text{ kg} \\ 14.52 \text{ t}$$

Solo se los colocará estribos con fines constructivos.

5.2.5. Vigas

Para reducir el peso de la estructura y mejorar su eficiencia se han utilizado elementos arquitectónicos como barandas y asientos como vigas.



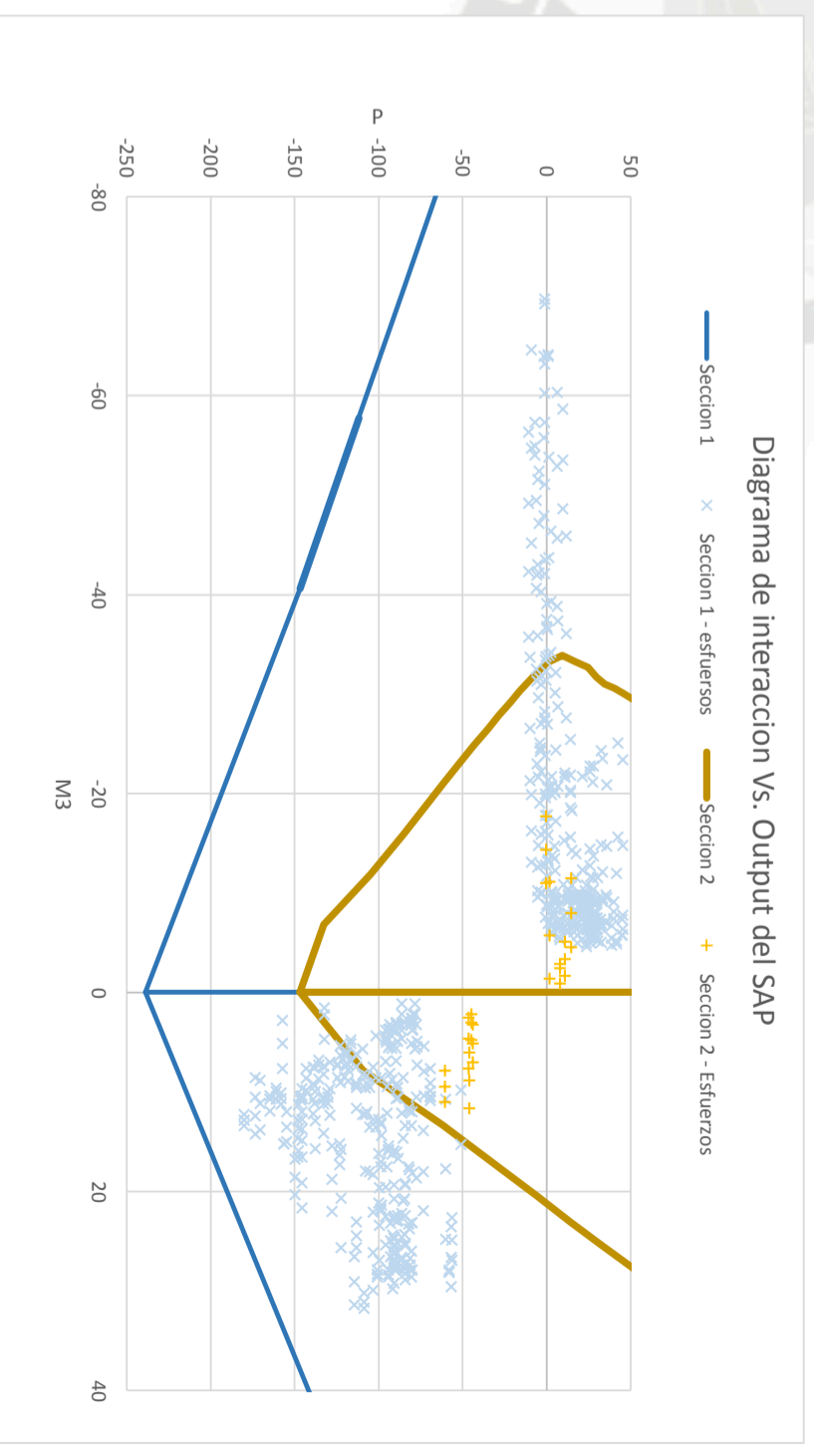
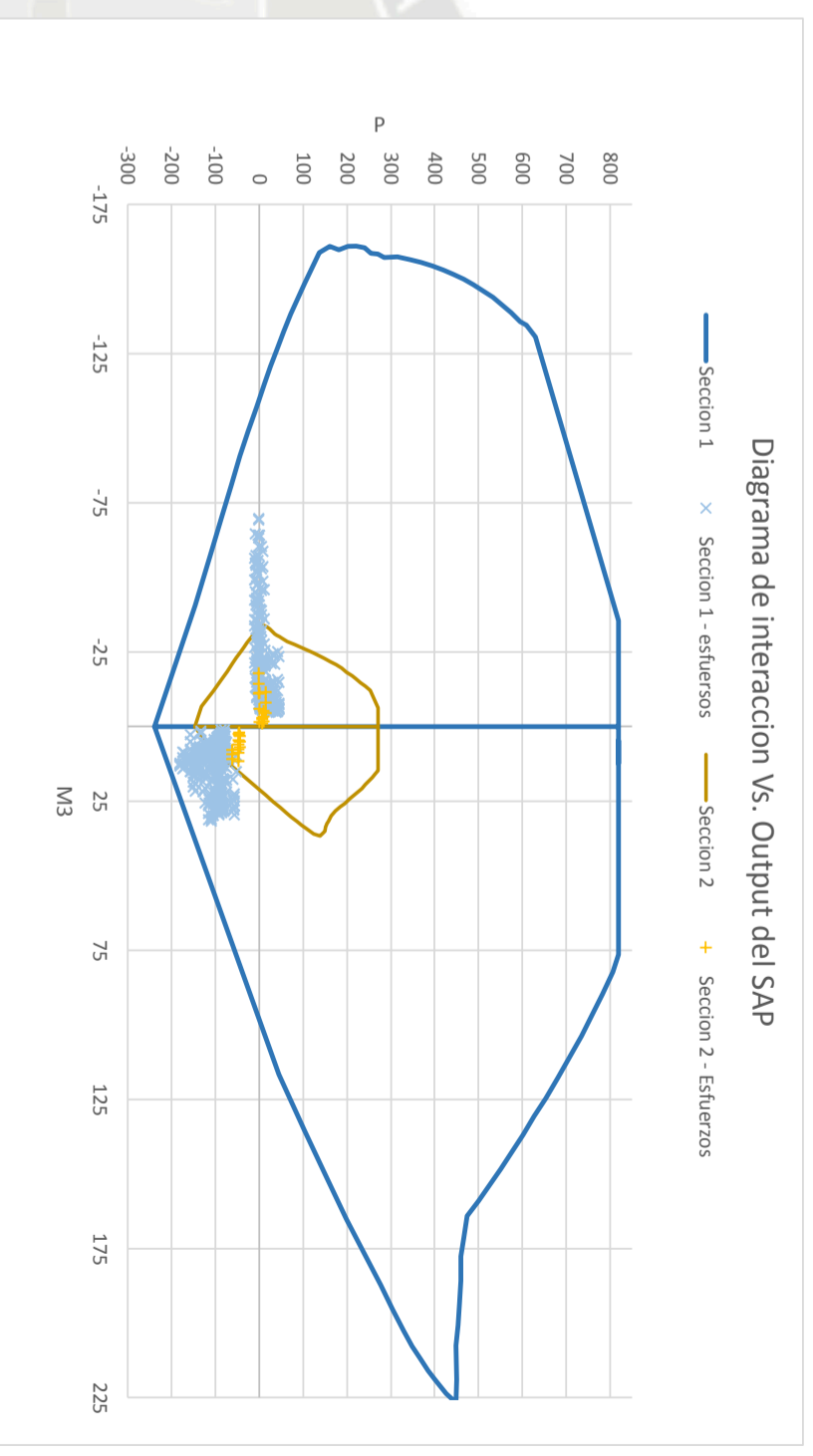
Diseño de Acero - Viga Balcon

Progresiva	0.00	0.40	0.79	1.22	1.64	2.05	2.46	2.88	3.31	3.74	4.17	4.61	5.04	5.46	5.89	6.31	6.74	7.16	7.59	7.94	8.30	8.66	9.03	9.39	9.75	10.12	10.48	10.85	11.21	11.58	11.95	12.31	12.68	13.05	13.41	13.77	14.12	
Momento s (-t-m)	8.27	8.72	9.13	7.22	6.28	4.67	3.90	3.17	5.94	8.39	14.61	18.48	25.72	29.17	34.34	36.61	40.07	40.98	42.83	42.46	43.05	41.51	40.79	38.25	36.46	33.05	29.78	25.68	22.18	18.50	15.62	14.42	15.32	15.24	18.52	16.24	14.28	
b (cm) (1)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
a (cm) (2)	2.3	2.4	2.5	2.0	1.7	1.3	1.1	0.9	1.6	2.3	4.0	5.1	7.2	8.2	9.8	10.4	11.5	11.8	12.3	12.2	12.4	11.9	11.7	10.9	10.4	9.4	8.4	7.2	6.2	5.1	4.3	4.0	4.2	4.2	5.2	4.5	3.9	
As (cm2) (3)	1.97	2.08	2.18	1.72	1.49	1.11	0.93	0.75	1.41	2.00	3.51	4.47	6.28	7.15	8.48	9.07	9.98	10.22	10.71	10.61	10.77	10.36	10.17	9.50	9.03	8.15	7.31	6.27	5.39	4.47	3.76	3.47	3.69	3.67	4.48	3.91	3.43	
Diametro (pulg) (4)	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	
Cantidad (5)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
As Real (cm ²) (6)	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	
(7)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Momento - (-t-m)	-45.51	-47.77	-50.14	-40.55	-35.73	-28.16	-22.82	-14.78	-12.34	-10.89	-14.13	-15.87	-20.84	-22.24	-24.57	-25.37	-26.35	-26.08	-26.33	-25.18	-24.90	-23.32	-22.61	-20.89	-19.96	-18.21	-17.29	-15.89	-15.55	-15.68	-17.61	-21.10	-27.67	-32.47	-45.46	-41.43	-37.82	
b (cm) (8)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	
a (cm) (9)	13.1	13.8	14.6	11.6	10.2	7.9	6.4	4.1	3.4	3.0	3.9	4.4	5.8	6.2	6.9	7.1	7.4	7.3	7.4	7.1	7.0	6.5	6.3	5.8	5.6	5.1	4.8	4.4	4.3	4.3	4.3	4.9	5.9	7.8	9.2	13.1	11.9	10.8
As (cm2) (10)	11.42	12.03	12.67	10.10	8.84	6.89	5.55	3.55	2.96	2.61	3.40	3.82	5.05	5.40	5.99	6.19	6.43	6.37	6.43	6.14	6.07	5.67	5.49	5.06	4.83	4.40	4.17	3.83	3.74	3.78	4.25	5.12	6.77	8.00	11.41	10.34	9.39	
Diametro (pulg) (11)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Cantidad (12)	4.00	4.00	4.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
As Real (cm ²) (13)	20.40	20.40	20.40	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	
(14)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Corriente (t)	6.27	6.47	12.67	12.46	16.00	15.79	15.59	13.87	13.65	11.47	11.37	11.15	10.94	9.72	9.51	7.27	7.06	5.22	5.01	4.10	6.31	6.49	9.07	9.25	11.85	12.04	15.08	15.26	17.08	17.26	19.38	19.56	19.74	18.05	18.23	14.29	14.11	
Vc (14)	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	
# Barras de 8mm	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Av (cm)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Vs requerido (t) (15)	-	-	-	-	4.2	4.0	3.7	1.4	1.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S (cm) Teorico (16)	30	30	30	30	165	176	189	502	631	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	232	214	123	118	80	77	75	100	97	358	407	
S (cm) Real (17)	25	25	7.5	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	10	15	15	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	12.5	12.5	12.5	5	5	5	5	
Torque (-t-m)	0.29	0.29	0.98	0.98	1.10	1.10	1.10	0.67	1.40	1.40	1.40	1.24	1.24	0.45	0.50	0.50	0.76	0.76	0.88	0.88	0.92	0.92	0.92	0.92	0.82	0.82	0.72	0.72	0.58	0.58	0.55	1.40	1.40	3.10	3.10	3.10		
Tc (18)	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336	0.4336		
At (19)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
STeorico (20)	26	26	8	8	7	7	7	12	5	5	5	6	6	17	15	15	10	10	10	9	8	8	8	8	8	9	9	11	11	13	13	13	14	5	5	2	2	
S real (21)	25	25	7.5	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	10	15	15	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	12.5	12.5	12.5	5	5	5	5		

- (1) Ancho de la viga
- (2) Altura del area en compresion para momento positivo
- (3) Area de acero requerida para soportar el momento positivo
- (4) Diametro de barras de refuerzo a ser colocadas para soportar el momento positivo
- (5) Cantidad de barras de refuerzo del diametro especificado a ser colocadas para soportar el momento positivo
- (6) Area de Acero a ser equivalente
- (7) Verificacion de area de acero minima
- (8) Ancho de la viga
- (9) Altura del area en compresion para momento negativo
- (10) Area de acero requerida para soportar el momento negativo
- (11) Diametro de barras de refuerzo a ser colocadas para soportar el momento negativo
- (12) Cantidad de barras de refuerzo del diametro especificado a ser colocadas para soportar el momento negativo
- (13) Area de Acero a ser equivalente
- (14) Fuerza contante soportada por el concreto
- (15) Fuerza contante que debe ser asumida por refuerzo de acero
- (16) Espaciamiento teorico de los estribos
- (17) Espaciamiento real de los estribos
- (18) Momento de torque soportado por el concreto
- (19) Area de acero de refuerzo para el momento de torque
- (20) Espaciamiento teorico de los estribos
- (21) Espaciamiento real de los estribos

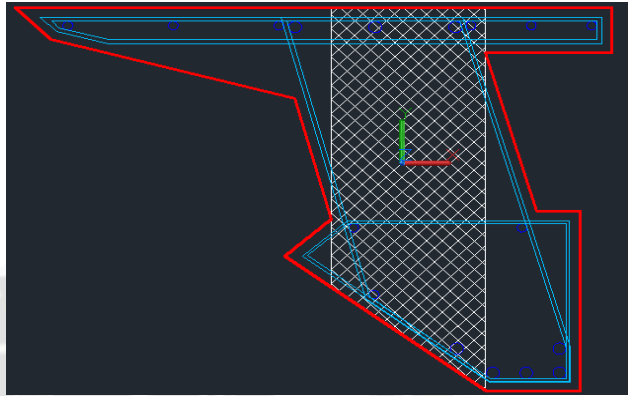
Diseño de Acero Longitudinal - Viga perimetral de losa 2

Point	Diag. de interaccion Seccion 1 - 0°		Diag. de interaccion Seccion 1 - 180°		Diag. de interaccion Seccion 2 - 0°		Diag. de interaccion Seccion 2 - 180°	
	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)	Load (t)	Moment (t-m)
1	-238.9	0	-238.9	0	-146.88	0	-146.88	0
2	44.68	116.79	-146.84	-40.59	-109.56	7.84	-132.61	-6.8
3	103.64	135.7	-111.75	-57.74	-61.79	13.38	-104.84	-11.85
4	153.95	151.52	-84.57	-70.99	-27.96	17.64	-85.39	-15.9
5	198.94	165.22	-64.08	-80.94	-6.6	20.38	-73.37	-18.45
6	239.72	177.04	-43.81	-90.49	14.38	23.06	-61.54	-20.98
7	276.46	187.24	-25.33	-99	32.1	25.31	-51.62	-23.09
8	303.88	195.46	-6.93	-106.99	47.57	27.25	-43	-24.89
9	329.12	202.63	11.02	-114.59	61.42	28.95	-35.32	-26.48
10	348.73	207.72	26.37	-120.79	73.85	30.44	-28.43	-27.87
11	367.1	212.12	41.27	-126.69	85.41	31.79	-22.03	-29.13
12	384.31	215.91	56.25	-132.46	96.31	33.02	-15.98	-30.28
13	400.35	219.12	72.05	-138.2	106.69	34.16	-10.19	-31.35
14	426.29	223.6	103.76	-148.64	124.41	36	-0.24	-33.09
15	448.87	226.71	136.17	-158.75	137.87	36.74	9.12	-33.88
16	450.66	218.95	161.13	-160.89	144.3	35.85	17.25	-33.24
17	448.03	207.5	181.23	-159.73	149.87	35.02	24.43	-32.71
18	453.62	200.74	202.61	-160.91	151.47	33.65	29.58	-31.69
19	457.11	193.6	221.49	-160.99	153.99	32.58	34.76	-30.98
20	459.66	185.85	239.82	-160.33	157.83	31.83	40.21	-30.6
21	460.41	177.74	254.76	-158.59	160.98	30.97	45.52	-30.12
22	466.48	171.78	270.59	-158.28	163.46	30.01	50.67	-29.55
23	474.09	164.19	283.98	-157.23	172.69	28.36	64.53	-28.32
24	499.18	159.13	314.59	-157.31	184.37	27.05	79.69	-27.42
25	524.78	153.77	343.25	-156.58	195.38	25.75	94.29	-26.53
26	549.5	148.46	369.42	-155.48	205.75	24.49	108.4	-25.64
27	573.8	143.09	394.66	-154.28	215.53	23.24	122.11	-24.74
28	600.35	137.02	419.1	-152.97	224.78	22.01	135.5	-23.8
29	626.81	130.82	442.83	-151.5	233.53	20.78	148.63	-22.81
30	653.2	124.52	465.9	-149.86	241.82	19.56	161.56	-21.76
31	680.31	117.87	488.42	-148.04	249.68	18.35	174.34	-20.64
32	708.01	110.88	510.44	-146.02	257.12	17.15	187.01	-19.44
33	734.86	103.75	532.02	-143.78	264.18	15.96	199.51	-18.17
34	760.53	96.42	553.19	-141.33	270.76	14.78	211.59	-16.88
35	783.1	89.81	574	-138.65	270.76	14.04	219.96	-16
36	806.1	82.35	594.43	-135.71	270.76	12.89	231.22	-14.68
37	819.07	76.44	608.35	-134.43	270.76	11.79	241.87	-13.38
38	819.07	69.01	630.18	-130.5	270.76	10.69	252.4	-12.04
39	819.07	14.66	819.07	-35.33	270.76	5.97	270.76	-6.23
40	819.07	7.48	819.07	-24.93	270.76	4.77	270.76	-5.03
41	819.07	4.78	819.07	-21.53	270.76	4.07	270.76	-4.31
42	819.07	5.26	819.07	-19.01	270.76	3.7	270.76	-3.9
43	819.07	6.93	819.07	-17.09	270.76	3.53	270.76	-3.69
44	819.07	8.63	819.07	-15.58	270.76	3.49	270.76	-3.59
45	819.07	10.12	819.07	-14.37	270.76	3.51	270.76	-3.57
46	819.07	11.38	819.07	-13.38	270.76	3.56	270.76	-3.58
47	819.07	12.27	819.07	-12.57	270.76	3.6	270.76	-3.6
48	819.07	12.41	819.07	-12.41	270.76	3.6	270.76	-3.6
49	819.07	12.41	819.07	-12.41	270.76	3.6	270.76	-3.6
50	819.07	0	819.07	0	270.76	0	270.76	0



Diseño de Acero Transversal - Viga perimetral de losa 2 (Seccion 1)

Area= 0.2234 cm² = 2,234.00 cm²



Cortante máximo 13= 25.85 t
Cortante mínimo 13= -25.87 t

$\phi = 0.75$

Cortante ultimo 13= 34.47 t = 34,467.47 Kg
Cortante ultimo 13= -34.49 t = -34,488.27 Kg

$V_c = 0.53 * Raiz(f'c) * \text{área}$

$V_c = 22,150.99 < 34,488.27 \text{ Kg}$
 $22.15 < 34.49 \text{ t}$

$\Delta = V_s = 12.34 \text{ t}$

$A_s \text{ min} = 0.2 * raiz(f'c) * \frac{bw * s}{f_y t} = 0.813 \text{ cm}^2$

S max para acero de 8mm = $\frac{A_s * f_y}{bw * raiz(f'c) * 0.2} = 33.64 \text{ cm}$

$V_s \text{ MAX} = 2.1 * raiz(f'c) * \text{área} = 87,768.06 \text{ Kg}$
 87.77 t

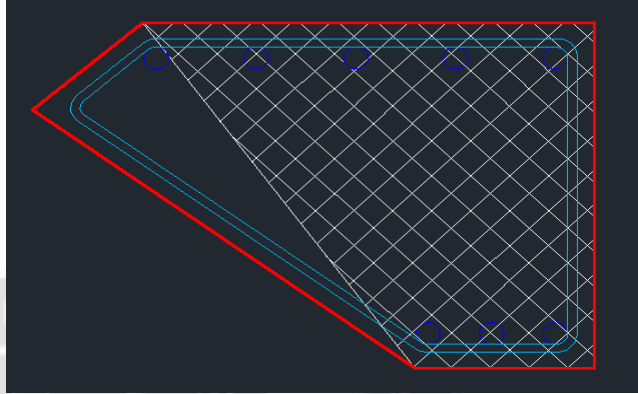
$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

d= 81 cm

Diámetro de Barra		Sección	A_v	S	V_s		V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg	T	T
3/8	9.53	71	1.42	30	16,410	16.41	28.92

Diseño de Acero Transversal - Viga perimetral de losa 2 (Sección 2)

Área= 0.131 cm² = 1,310.00 cm²



Cortante máximo 13 12.23 t
Cortante mínimo 13 -7.65 t

$\phi = 0.75$

Cortante ultimo 13 16.30 t = 16,302 kg
Cortante ultimo 13 -10.19 t = -10,194 kg

$V_c = 0.53 * Raiz(f'c) * area$

$V_c = 12,989.16 < 10,194.40 \text{ Kg}$
 $12.99 < 10.19 \text{ T}$

$\Delta = V_s = -2.79$

$A_s \text{ min} = 0.2 * raiz(f'c) * bw * s = 0.813 \text{ cm}^2$
 f_{yt}

$S \text{ max para acero de 8mm} = \frac{A_s * f_y}{bw * raiz(f'c) * 0.2} = 33.64 \text{ cm}$

$V_s \text{ MAX} = 2.1 * raiz(f'c) * area = 51,466.50 \text{ Kg}$
 51.47 T

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$d = 36 \text{ cm}$

Diámetro de Barra		Sección	A_v	S	V_s		V sap
Pulg.	mm	mm ²	cm ²	cm	kg	T	T
3/8	9.53	71	1.42	30	14,384	14.38	20.53

5.2.6. Zapata

Para mantener la armonía de la geometría y mejorar la distribución de esfuerzos el perímetro de esta, se ha decidido hacer una zapata de planta circular. Por otro lado nos encontramos con una estructura en la que su único apoyo está sometido a momentos de volteo importantes por lo que para aumentarle peso a la estructura y reducir de este modo la excentricidad se ha colocado una zapata de grandes dimensiones.



Diseño de la geometría de la zapata - Verificación de volteo

Peso de la estructura= 4,530.20 t
4,53E+06 kg

Momento Ultimo= 55,226.27 t-m
5,52E+09 kg-cm
5,52E+07 kg-m

Radio de la zapata= 17.5 m
1750 cm

Volumen de zapata 2,404.34 m3
Peso de la zapata= 5,770.42 t
5,77E+06 kg

Excentricidad= 5.361 m

e/D = 0.153 < 1/6

$\epsilon = \frac{M}{N * R}$ 0.3064

$\alpha = 0.14$
 $\varphi = 146^\circ$

$\sigma_{max} = \frac{N}{\alpha * R^2}$ 240.25 t/m2
 $\sigma_{max} =$ 24.02 kg/cm2
240,248 kg/m2

Excentricidad teonica= 5.2 m

e/D = 0.149 < 1/6

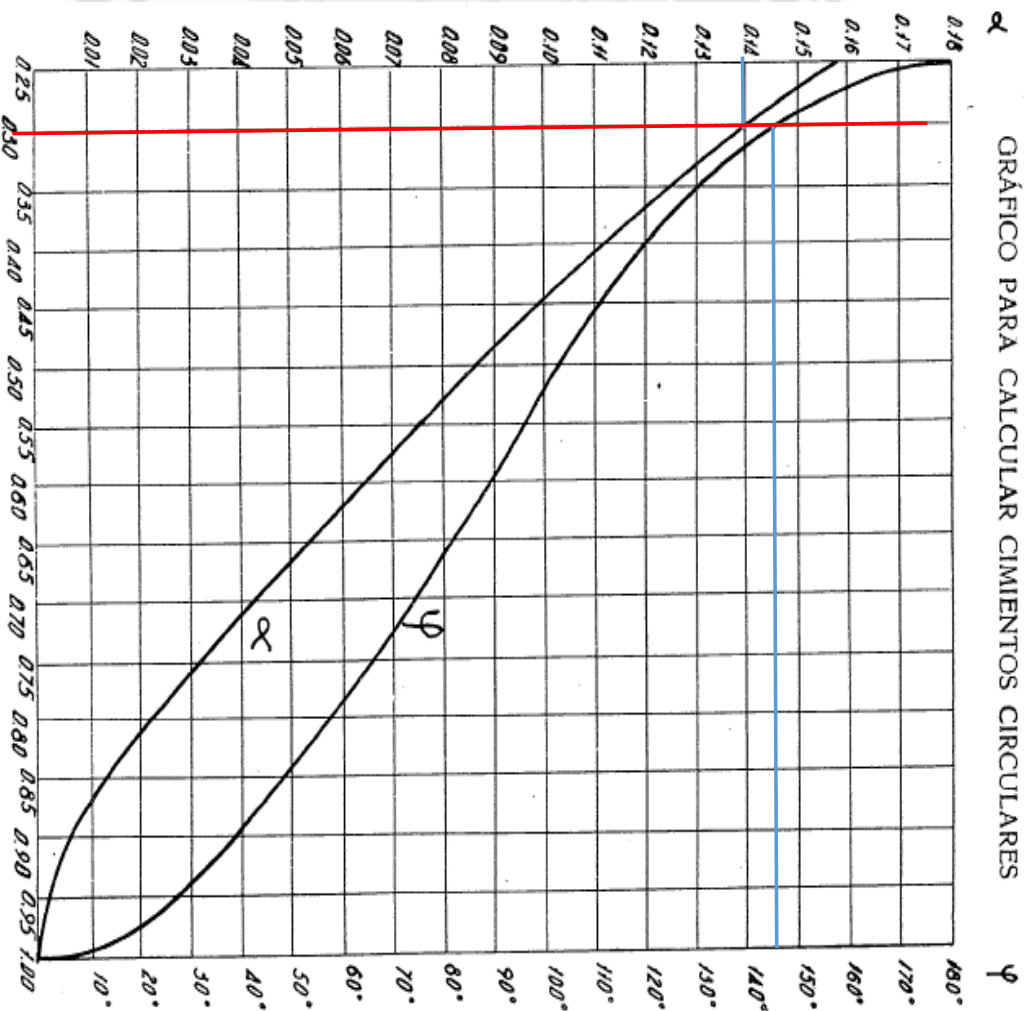


Figura 2.º

Diseño de Acero Horizontal - Zapata

$M=$ 55,226.27 t-m
 $N=$ 10,300.62 t
 $\varphi=$ 2.49655387 rad 143.042 °
 $\alpha=$ 1.40278826
 $\beta=$ 0.42977022
 $R=$ 17.5
 $\sigma_{\max}=$ 23.98

Excentricidad= 5.36 m

Fracción del peso que aporta al calculo máximo del cortante y momento.
0.76 %

Excentricidad de la resultante de esfuerzos últimos de la mitad con mayor compresión.
5.18 m

$V_u=$ 7,816.85 t

Se considera que la mitad de la cara exterior del pilar soporta todo el corte asumido.

$r=$ 4.44 m $\phi= 0.75$
 $l=$ 13.93
 $h=$ 4.00

$V_c=$ 5,526,027.13 kg
 5,526.03 t

Diametro pulg	area cm ²	s cm	l	Vs kg	V sap t
1/2	1	175.00	1,393.30	14,506,161.24	14,506.16
					15,024.14

$M_u=$ 40,464.69 t-m $\phi= 0.9$

$b=$ 30 m
 $d=$ 3.3 m
 $d'=$ 0.25

Acero en compresion

\emptyset 1 @ 17.5 cm

$A's=$ 874.29 cm² Area de acero en compresion

$A_s2=$ 874.29 cm² Area de acero a traccion equivalente a A's

Diseño de Acero Horizontal - Zapata

Acero a Traccion

2 Ø

1 3/8 @

17.5 cm

As1= 2,574.86 cm²

Area de acero a traccion equivalente a concreto

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b}$$

a= 12.35

$$Mn1 = (As - As2) * Fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Mn1= 3,568,689,593.13 kg-cm

$$Mn2 = (As2) * Fy * (d - d')$$

Mn2= 1,141,292,571.43 kg-cm

Mn= 4,709,982,164.56 kg-cm
47,099.82 t-m

Mu= 40,464.69 <= 1961 φ*Mn= 42,389.84 **OK**


$$f's = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} * \frac{6117 + fy}{6117}\right)$$


f's= 5,329.35 < fy entonces el acero en compresion fluye




CAPÍTULO 6: Costos y Presupuestos

6.1. Medrado

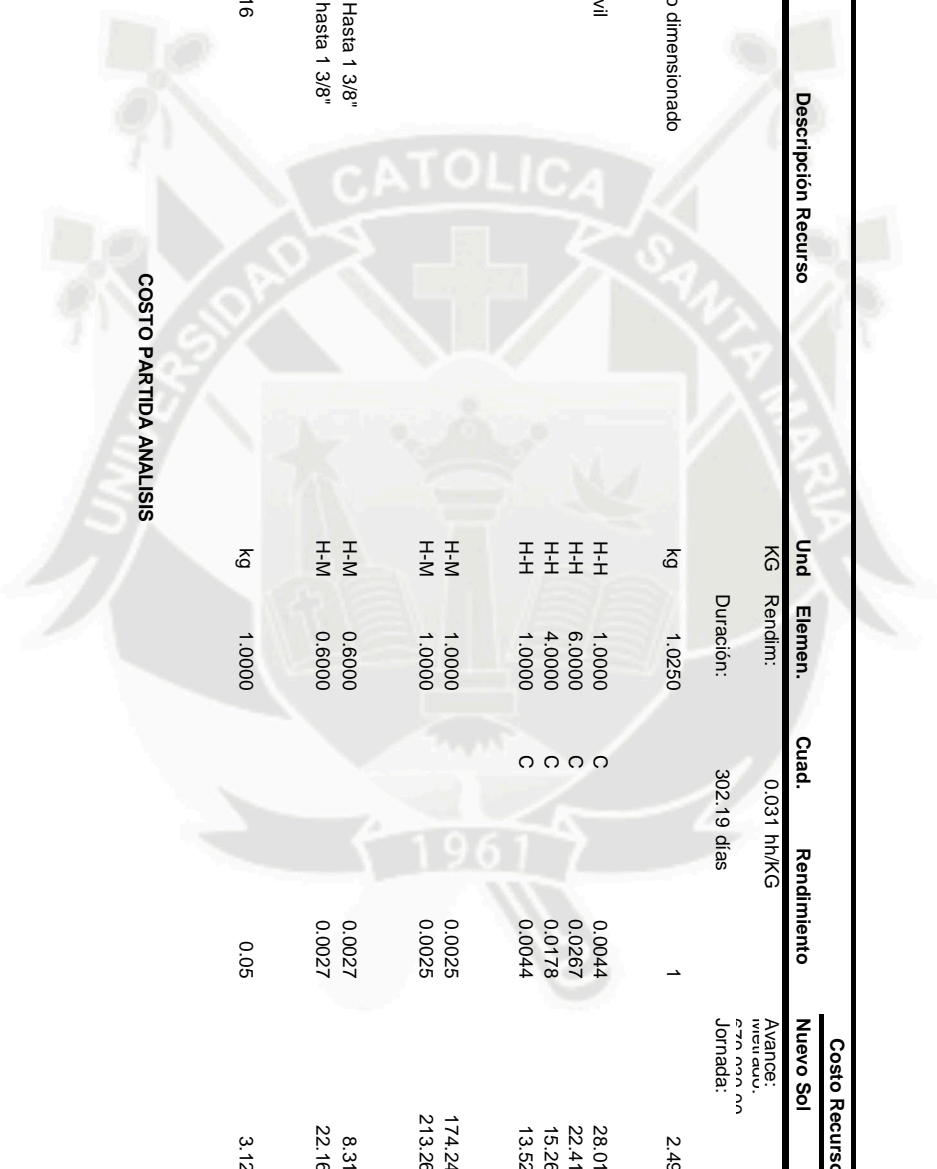
Plantilla de metrados de estructuras		Tema de Tesis: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporaneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas				
	Partida: Solado de concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ de 10 cm de espesor	Realizado por: Martin Zeballos Toledo				
Item	Descripción	Und.	Cant.	Parcial	Subtotal	Total
1.00	Zapata	m ³	1	96.21	96.21	
	Total					96.21

Plantilla de metrados de estructuras		Tema de Tesis: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporaneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas				
	Partida: Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, 110kg/m ³ de refuerzo de acero	Realizado por: Martin Zeballos Toledo				
Item	Descripción	Und.	Cant.	Parcial	Subtotal	Total
1.00	Zapata	m ³	1	2,404.34	2,404.34	
2.00	Pilar Central	m ³	1	211.10	211.10	
3.00	Losa 1	m ³	1	326.25	326.25	
4.00	Muro Perimetral 1	m ³	1	51.64	51.64	
5.00	Muros 1	m ³	1	58.29	58.29	
6.00	Losa 2				215.65	
6.01	Losa Maciza de 40cm de espesor	m ³	1	73.08		
6.02	Losa Maciza de 20cm de espesor	m ³	1	40.00		
6.03	Losa Nervada bidireccional	m ³	1	102.57		
7.00	Viga Perimetral	m ³	1	40.50	40.50	
8.00	Muros 2	m ³	1	33.13	33.13	
9.00	Columnas 2				11.50	
9.01	Segundo Nivel	m ³	6	0.95		
9.02	Tercer Nivel	m ³	6	0.97		
10.00	Losa 3	m ³	1	227.14	227.14	
11.00	Viga Balcon	m ³	1	1.63	1.63	
12.00	Muro Perimetral 2	m ³	1	66.30	66.30	
13.00	Viga Superior	m ³	1	362.55	362.55	
14.00	Losa 4	m ³	1	352.35	352.35	
15.00	Muros de Escalera				4.35	
15.01	Primer Nivel	m ³	1	1.66		
15.02	Segundo Nivel	m ³	1	2.69		
16.00	Escalera				3.91	
16.01	Primer Nivel	m ³	1	2.1486		
16.02	Segundo Nivel	m ³	1	1.7565		
	Total					4,370.63

Plantilla de metrados de estructuras			Tema de Tesis: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporaneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas			
 Partida: Encofrado de concreto caravista			Realizado por: Martin Zeballos Toledo			
Item	Descripción	Und.	Cant.	Parcial	Subtotal	Total
1.00	Zapata	m ²	1	219.91	219.91	
2.00	Pilar Central	m ²	1	400.52	400.52	
3.00	Losa 1	m ²	1	537.65	537.65	
4.00	Muro Perimetral 1	m ²	1	713.89	713.89	
5.00	Muros 1				416.57	
5.01		Anillo m ²	1	83.85		
5.02		Muros radiales m ²	6	55.45		
6.00	Losa 2				382.69	
6.01	Losa Maciza de 40cm de espesor	m ²	1	182.70		
6.02	Losa Maciza de 20cm de espesor	m ²	1	199.99		
6.03	Losa Nervada bidireccional	m ²	1	477.08		
7.00	Viga Perimetral	m ²	1	248.96	248.96	
8.00	Muros 2	m ²	1	320.61	320.61	
9.00	Columnas 2				122.71	
9.01		Segundo Nivel m ²	6	10.13		
9.02		Tercer Nivel m ²	6	10.32		
10.00	Losa 3	m ²	1	938.58	938.58	
11.00	Viga Balcon	m ²	1	33.18	33.18	
12.00	Muro Perimetral 2	m ²	1	530.15	530.15	
13.00	Viga Superior	m ²	1	591.60	591.60	
14.00	Losa 4	m ²	1	1,587.17	1,587.17	
15.00	Muros de Escalera				75.88	
15.01		Primer Nivel m ²	1	26.48		
15.02		Segundo Nivel m ²	1	49.40		
16.00	Escalera				26.03	
16.01		Primer Nivel m ²	1	14.324		
16.02		Segundo Nivel m ²	1	11.71		
	Total					7,146.10

6.2. Análisis de precios unitario

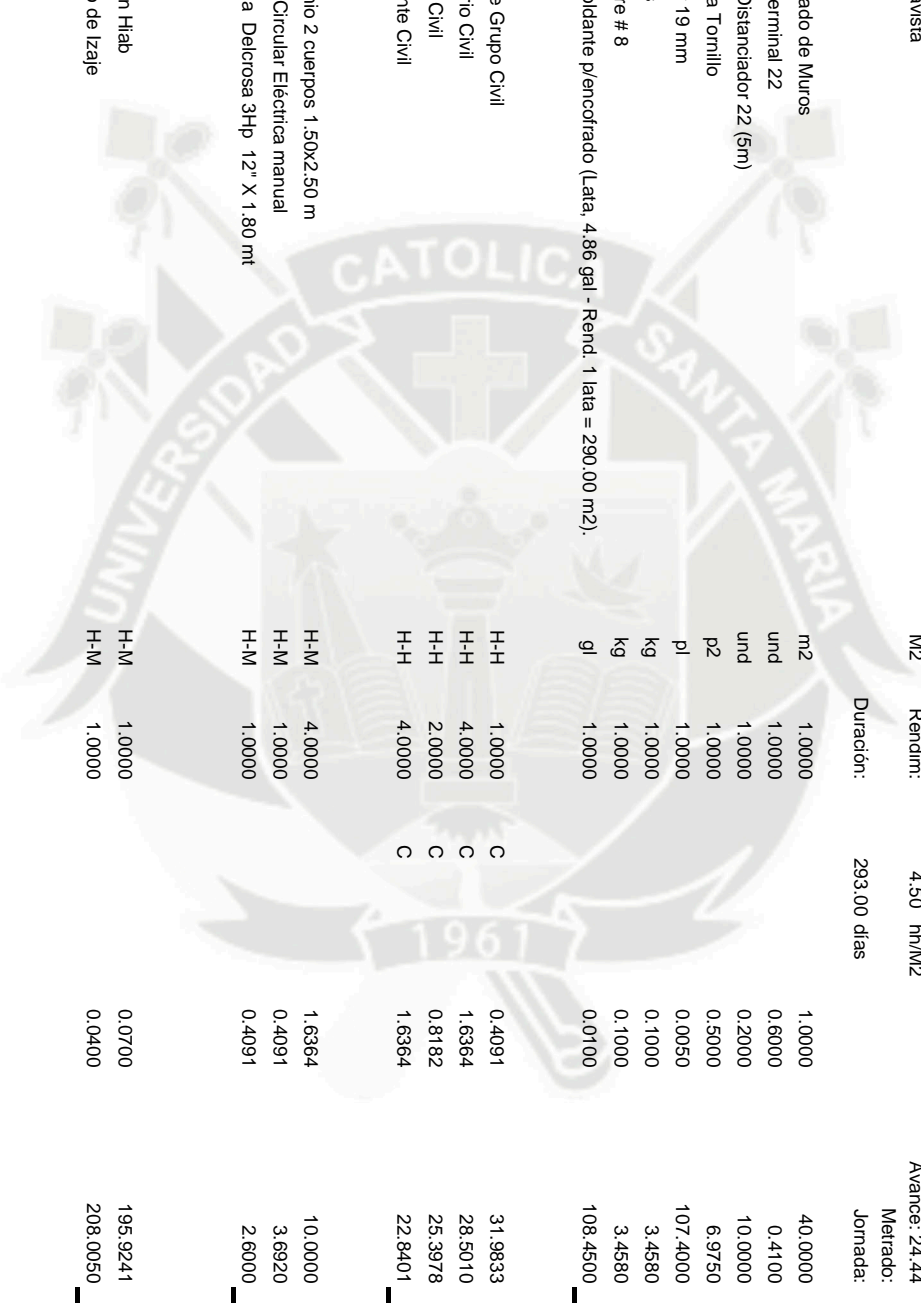
Item	Rubro	Descripción Recurso	Und	Elemen.	Cuad.	Rendimiento	Costo Recurso			Costo Total	
							Nuevo Sol	Costo Unitario	Nuevo Sol		
Partida: Sotado de concreto f'c=380 kg/cm2 de 10 cm de espesor											
			M3	Rendim:	4.00	hh/M3	Avance:	27.500000	M3/día		
				Duración:		4 días	Metrado:	96.21	M3		
							Jornada:	10	hh/día		
1	Materiales	Concreto f'c=380 kg/cm2 para Sotados	m3	1.0000		1.08		700		72,735.66	
								756.00		72,735.66	
2	Mano de Obra	Jefe de Grupo Civil	H-H	1.0000	C	0.3636		28,0150		980.13	
3		Operario Civil	H-H	4.0000	C	1.4545		22,4120		3,136.41	
4		Oficial Civil	H-H	2.0000	C	0.7273		15,2600		1,067.77	
5		Ayudante Civil	H-H	4.0000	C	1.4545		13,5200		1,892.04	
	Equipos							73.55		7,076.35	
6		Servicio de Bomba de Concreto	H-M	1.0000		1.1500		150.0000		16,596.43	
	Herramientas							172.50		16,596.43	
7		Taladro Hilti TE-70 Rotomartillo	H-M	1.0000		0.3636		4.6800		163.72	
	Consumibles							1.70		163.72	
8		Cinzel punta TE-SP SM 50	und	1.0000		0.0025		210.0000		50.51	
9		Cinzel Plano TE-SP FM 50	und	1.0000		0.0025		210.0000		50.51	
	Auxiliar							1.05		101.02	
10		Control de Temperatura en masas de Concretos	m3	1.0000		1.0000		3.9000		375.22	
11		Implementos p/climatización del Concreto	m3	1.0000		1.0000		3.1240		300.56	
								7.02		675.79	
COSTO PARTIDA ANALISIS										1,011.83	97,348.97



Item	Rubro	Descripción Recurso	Und	Elemen.	Cuad.	Rendimiento	Costo Recurso		Costo Unitario		Costo Total	
							Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol		
Partida: Acero de refuerzo Fy=4200 Kg/cm2												
1	Materiales	Acero de refuerzo dimensionado	KG	Rendim:	0.031	hh/KG	Avance: 1700.00	2,250.00	KG/día	110	KG	
				Duración:	302.19	días	1700.00		110	KG		
							Jornada:		10	hh/día		
			kg	1.0250		1		2.4900	2.49		273.90	
								<u>2.49</u>			<u>273.90</u>	
2	Mano de Obra	Jefe de Grupo Civil	H-H	1.0000	C	0.0044		28.0150	0.12		13.70	
3		Operario Civil	H-H	6.0000	C	0.0267		22.4120	0.60		66.74	
4		Oficial Civil	H-H	4.0000	C	0.0178		15.2600	0.27		29.84	
5		Ayudante Civil	H-H	1.0000	C	0.0044		13.5200	0.06		6.61	
								<u>1.05</u>			<u>115.89</u>	
6	Equipos	Camion Hlab	H-M	1.0000		0.0025		174.2400	0.44		47.92	
7		Equipo de Izaje	H-M	1.0000		0.0025		213.2600	0.53		58.65	
								<u>0.97</u>			<u>106.56</u>	
8	Herramientas	Cortadora De Fo Hasta 1 3/8"	H-M	0.6000		0.0027		8.3147	0.02		2.47	
9		Dobladora de Fo hasta 1 3/8"	H-M	0.6000		0.0027		22.1670	0.06		6.58	
								<u>0.08</u>			<u>9.05</u>	
10	Consumibles	Alambre negro #16	kg	1.0000		0.05		3.1247	0.16		17.19	
								<u>0.16</u>			<u>17.19</u>	
								<u>4.75</u>			<u>522.59</u>	

Item	Rubro	Descripción Recurso	Und	Elemen.	Cuad.	Rendimiento	Costo Recurso		Costo Total	
							Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol
Partida: Concreto f'c=380 kg/cm2, 110kg/m3 de refuerzo de acero										
1	Materiales	Concreto f'c=380 kg/cm2 para Solados	M3	Rendim:	2.80	hh/M3	Avance:	39,285714	M3/día	
				Duración:		112 días	Metrado:	4,370.63	M3	
							Jornada:	10	hh/día	
			m3	1.0000		1.08				
	Mano de Obra									
2		Jefe de Grupo Civil	H-H	1.0000	C	0.2545	28,0150	7.13	31,167.35	
3		Operario Civil	H-H	4.0000	C	1.0182	22,4120	22.82	99,735.51	
4		Oficial Civil	H-H	2.0000	C	0.5091	15,2600	7.77	33,954.22	
5		Ayudante Civil	H-H	4.0000	C	1.0182	13,5200	13.77	60,165.28	
	Acero									
6		Acero habilitado y colocado	kg	1		110	4.75	522.59	2,284,051.29	
	Equipos									
7		Servicio de Bomba de Concreto	H-M	1.0000		1.1500	150.0000	172.50	753,933.39	
	Herramientas									
8		Andamio 2 cueros 1.50X2.50 m	H-M	7.0000		1.7143	10.0000	17.14	74,925.68	
9		Vibrador de concreto	H-M	4.0000		1.1429	2.2600	2.58	11,289.13	
10		Taladro Hiliti TE-70 Rotomartillo	H-M	1.0000		0.3636	4.6800	1.70	7,437.27	
	Consumibles									
11		Tablas madera 1"x4"x10' (3.70 p2)	und	1.0000		0.0300	22.6970	0.68	2,976.00	
12		Cinzel punta TE-SP SM 50	und	1.0000		0.0025	210.0000	0.53	2,294.58	
13		Cinzel Plano TE-SP FM 50	und	1.0000		0.0025	210.0000	0.53	2,294.58	
14		Compresora 185 CFM (6.9 bar) 62.4 kw	H-M	0.0700		0.0200	73.7668	1.48	6,448.15	
	Auxiliar									
15		Curador de Concreto	m2	1.0000		3.0000	4,21650	12.65	55,286.26	
16		Aplicación de Punte adherente, inc. escarificación	m2	1.0000		0.1100	84,57810	9.30	40,662.54	
17		Control de Temperatura en masas de Concretos	m3	1.0000		1.0000	4,21300	4.21	18,413.46	
18		Implementos p/climatización del Concreto	m3	1.0000		1.0000	9,12400	9.12	39,877.61	
							35.29		154,239.87	
							1,562.50		6,742,892.51	

COSTO PARTIDA ANALISIS



Item	Rubro	Descripción Recurso	Und	Elemen.	Cuad.	Rendimiento	Costo Recurso		Costo Unitario		Costo Total	
							Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol	Nuevo Sol		
Partida: Encofrado de concreto caravista												
			M2	Rendim:	4.50	hh/M2	Avance: 24.44		24.44		M2/día	
				Duración:	293.00	días	Metrado:		7,146.10		M2	
							Jornada:		10.00		hh/día	
Materiales												
1		Encofrado de Muros	m2	1.0000		1.0000	40.0000		40.00	285,843.90		
2		Cono terminal 22	und	1.0000		0.6000	0.4100		0.25	1,757.94		
3		Tubo Distanciador 22 (5m)	und	1.0000		0.2000	10.0000		2.00	14,292.20		
4		Madera Tornillo	p2	1.0000		0.5000	6.9750		3.49	24,922.02		
5		Triplay 19 mm	pl	1.0000		0.0050	107.4000		0.54	3,837.45		
6		Clavos	kg	1.0000		0.1000	3.4580		0.35	2,471.12		
7		Alambre # 8	kg	1.0000		0.1000	3.4580		0.35	2,471.12		
8		Desmoldante p/encofrado (Lata, 4.86 gal - Rend. 1 lata = 290.00 m2).	gl	1.0000		0.0100	108.4500		1.08	7,749.94		
									8.05	57,501.79		
Mano de Obra												
9		Jefe de Grupo Civil	H-H	1.0000		C	31.9833		13.08	93,502.17		
10		Operario Civil	H-H	4.0000		C	28.5010		46.64	333,287.11		
11		Oficial Civil	H-H	2.0000		C	25.3978		20.78	148,499.34		
12		Ayudante Civil	H-H	4.0000		C	22.8401		37.38	267,089.25		
									117.88	842,377.87		
Herramientas												
14		Andamio 2 cueros 1.50X2.50 m	H-M	4.0000			10.0000		16.36	116,938.74		
15		Sierra Circular Eléctrica manual	H-M	1.0000			3.6920		1.51	10,793.45		
16		Garlopa Delcrosa 3Hp 12" X 1.80 mt	H-M	1.0000			2.6000		1.06	7,601.02		
									18.94	135,333.21		
Equipos												
17		Camion Hiab	H-M	1.0000			195.9241		13.71	98,006.49		
18		Equipo de Izaje	H-M	1.0000			208.0050		8.32	59,456.96		
									22.03	157,463.45		
									166.90	1,192,676.32		

COSTO PARTIDA ANALISIS



CAPÍTULO 7: Programación de Obra

Conclusiones

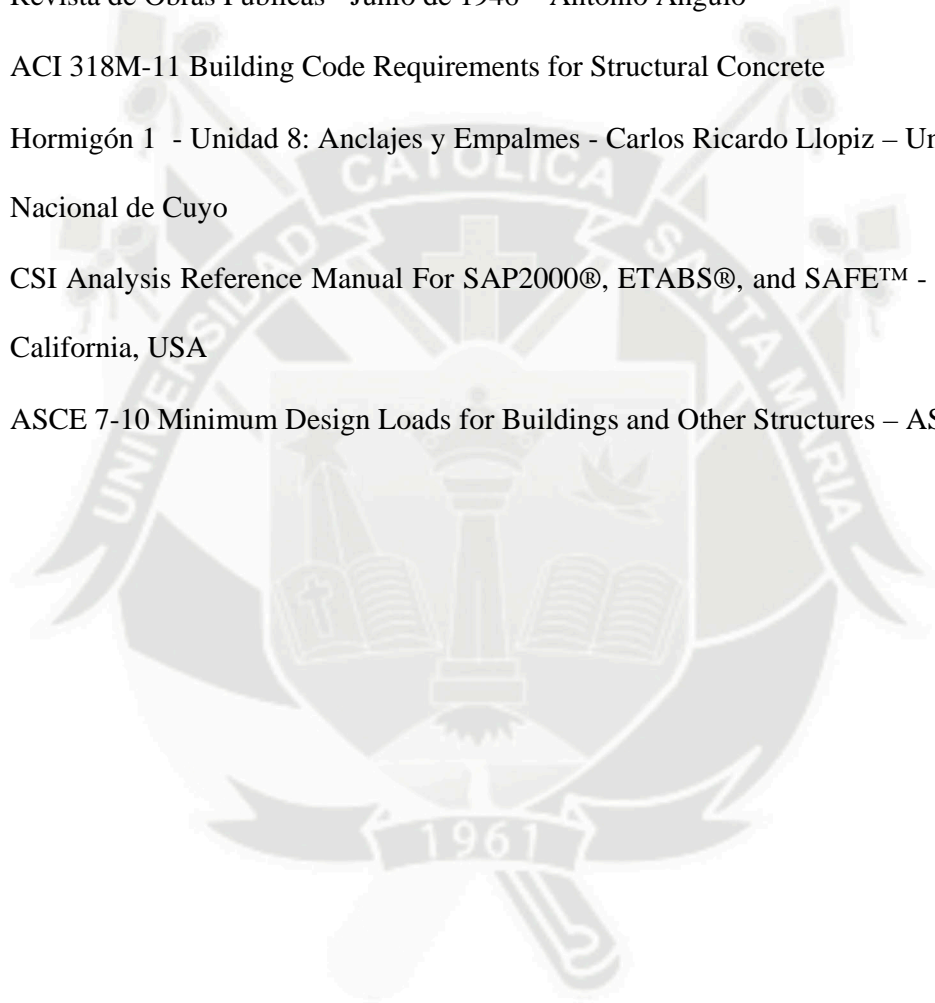
- Las edificaciones tipo péndulo invertido, de acuerdo a la norma ASCE/SEI 7-10, reciben un gran impacto de sismo y al tener un solo apoyo éste está sometido a un momento importante.
- Las losas nervadas tienen una gran ventaja ante el momento flector mas no para el cortante, esto debido la relación inercia/área de la sección de las viguetas.
- El análisis por elementos finitos brinda la posibilidad de obtener esfuerzos de estructuras complejas y su distribución a lo largo de éstas de forma muy gráfica y confiable, debido a su alta aproximación a la realidad.
- El cómo se definen los elementos finitos, geometría y propiedades, determina el tipo y certeza de los resultados.
- La fuerte asimetría vertical dificultó en gran medida el cálculo de la estructura, más la simetría horizontal aportó en uniformidad y estabilidad.

Recomendaciones

- En el proceso de modelamiento de elementos finitos se debe tomar en cuenta las zonas críticas como los encuentros de elementos y vértices pues en estas áreas donde se generan esfuerzos máximos y se requiere mayor densidad de elementos.
- En presente trabajo se ha intentado modificar lo menos posible la arquitectura más se recomienda unir los elementos Columna 2 y Muros 2 para un mejor trabajo de la edificación.
- Por motivo de alcance de la presente tesis, se calculó la Zapata de un modo tradicional, pero para trabajos de posgrado o aplicación real se recomienda anclar la zapata al suelo para que de esta forma se pueda reducir las dimensiones de la zapata y reducir el costo de la estructura.
- Para estructuras importantes que se encuentran cerca del mar y están sometidos a grandes esfuerzos se recomienda el uso de aditivos que reduzcan la capilaridad del concreto como PENETRON®. Para aumentar el tiempo de vida de la estructural.
- Para contrarrestar los efectos de la salinidad del medio ambiente se recomienda el uso de cemento tipo HE.

Bibliografía y referencias

- <http://www.usgs.gov/>
- Diseño de Estructuras de Concreto Armado - Teodoro E. Harmsen - PUCP
- Revista de Obras Publicas - Junio de 1946 – Antonio Angulo
- ACI 318M-11 Building Code Requirements for Structural Concrete
- Hormigón 1 - Unidad 8: Anclajes y Empalmes - Carlos Ricardo Llopiz – Universidad Nacional de Cuyo
- CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE™ - Berkeley, California, USA
- ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – ASCE



Anexos

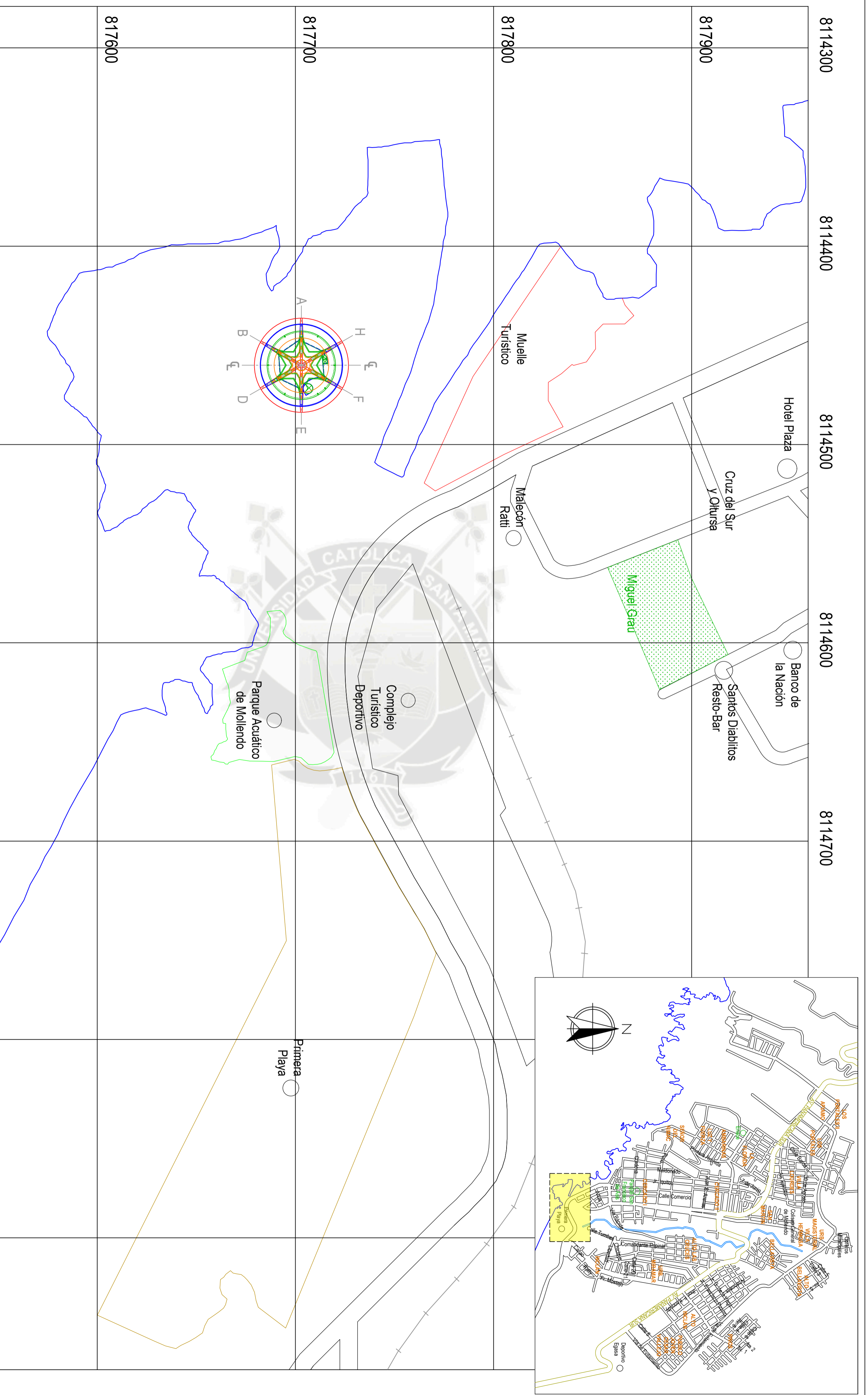
Anexo 1 – Plano de Detalle de ascensor OTIS – Plano de Montaje

Anexo 2 – Tabla de medidas de casetones ATEX





Planos



8114300

8114400

8114500

8114600

8114700

817900

817800

817700

817600

8114300

8114400

8114500

8114600

8114700

8114800

8114900



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

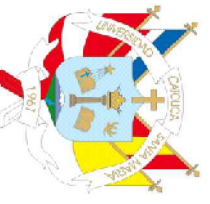
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Plano de ubicación

ESCALA:
1/1250

FECHA:
7/12/2013

A-U01-01



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

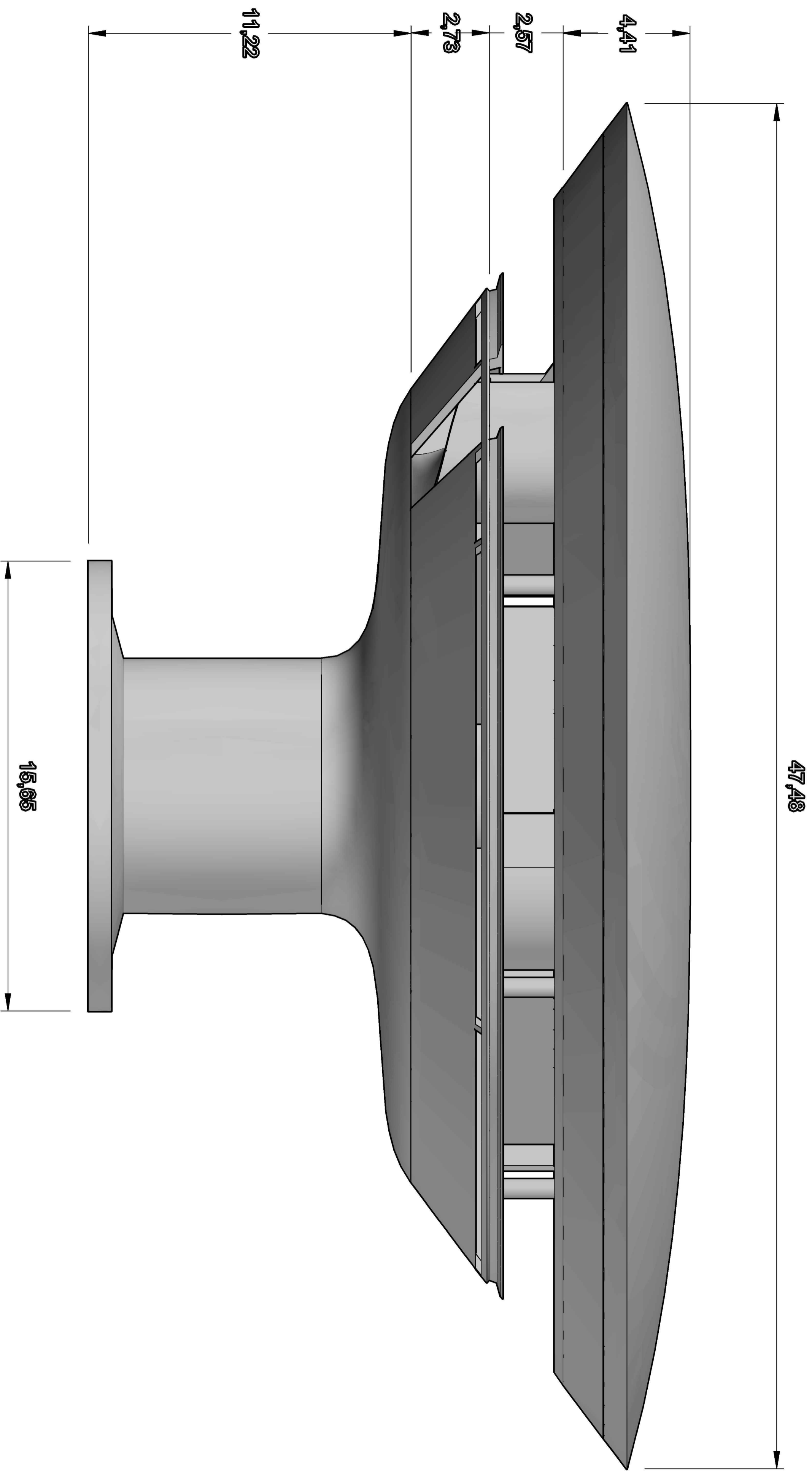
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Elevación Original

ESCALA:
1/100

FECHA:
23/11/2013

A-01





RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

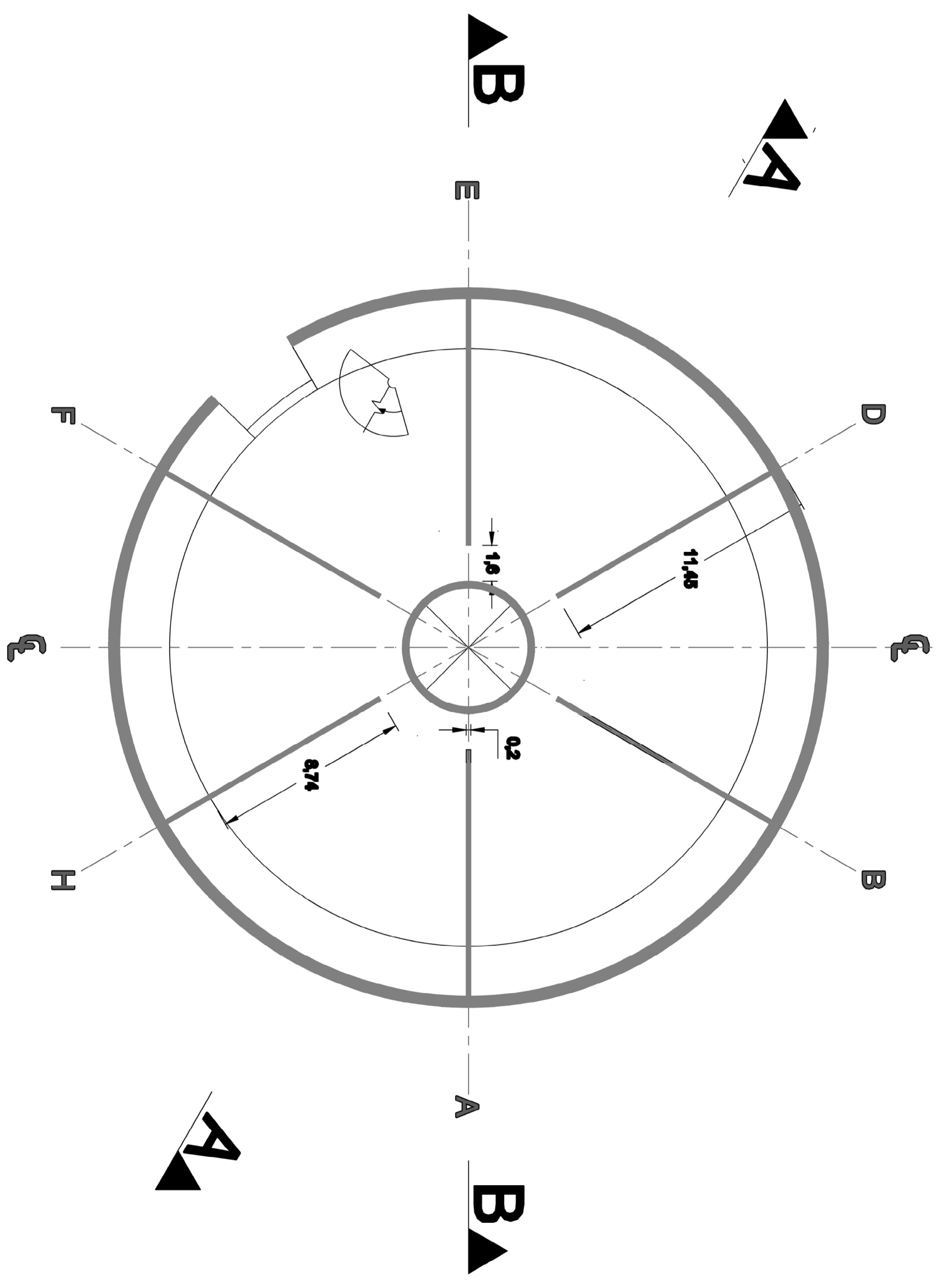
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Planta Original del Primer Nivel

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/11/2013

A-02





RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

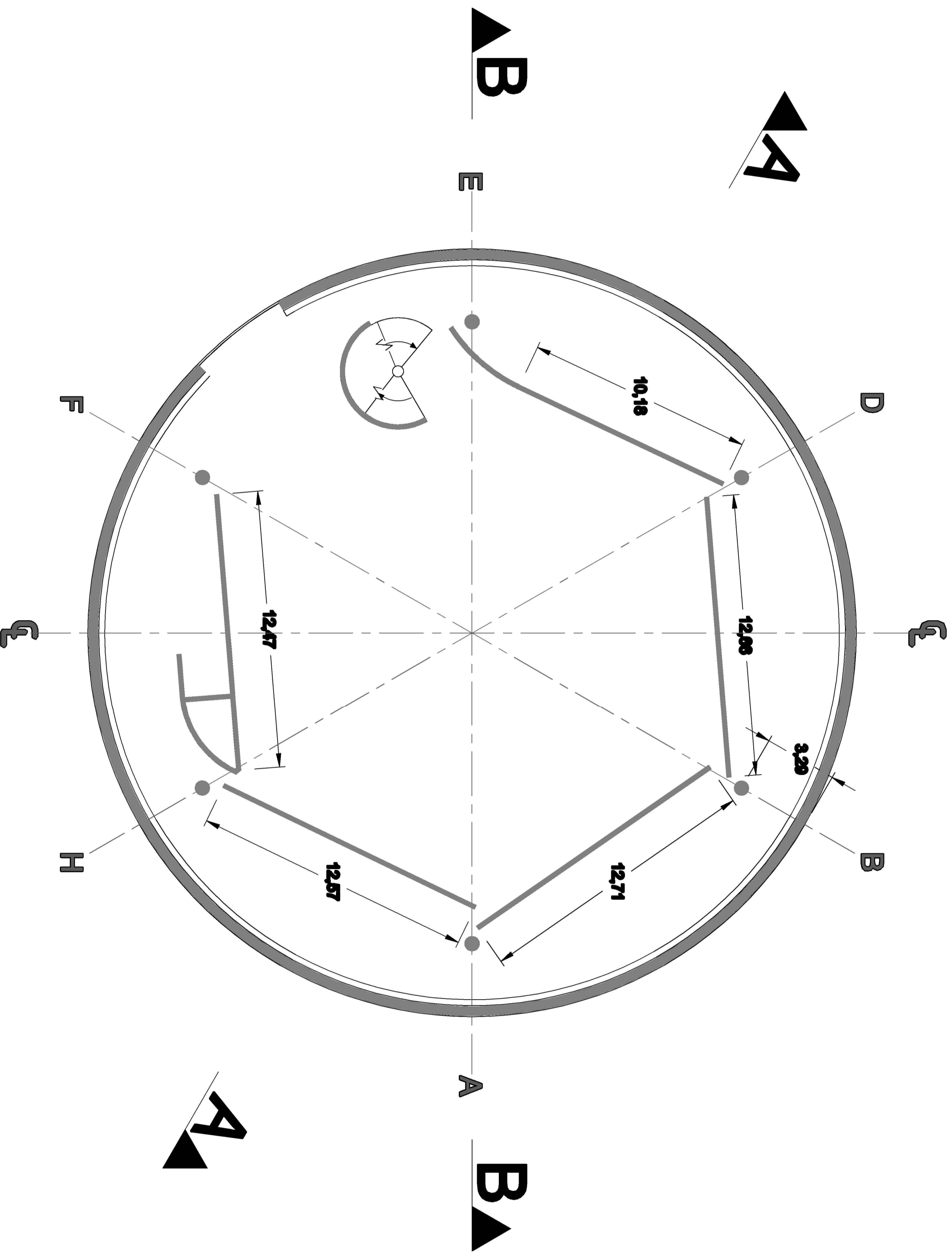
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

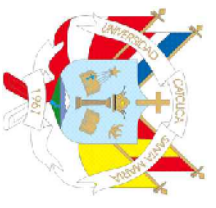
DESCRIPCION:
Planta Original del Segundo Nivel

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/11/2013

A-03





RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

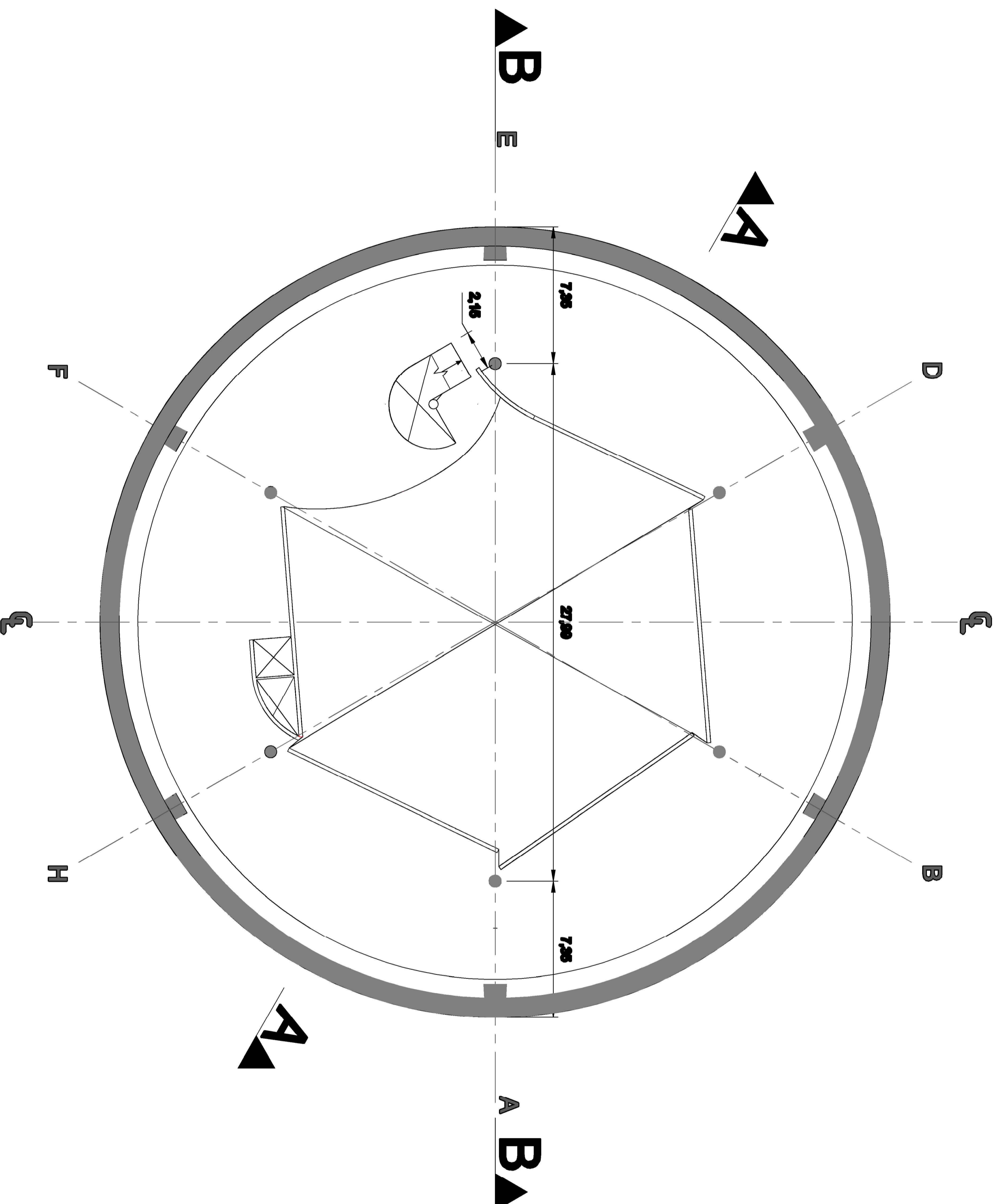
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Planta Original del Tercer Nivel

ESCALA:
1/150

FECHA:
23/11/2013

A-04





RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

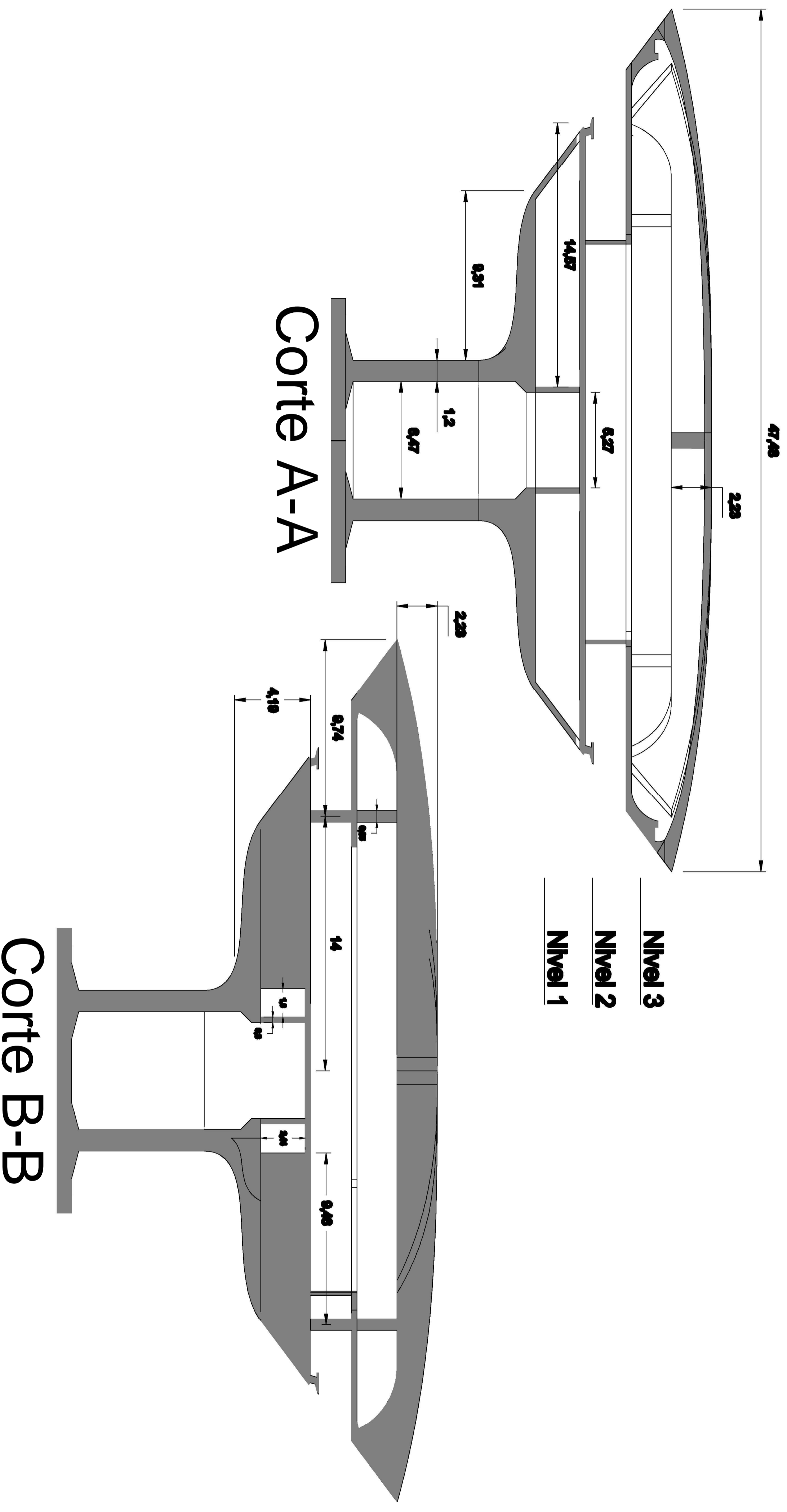
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Cortes A y B de la Arquitectura Original

ESCALA:
1/150

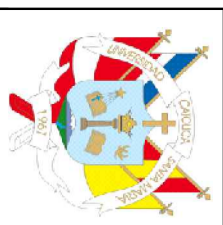
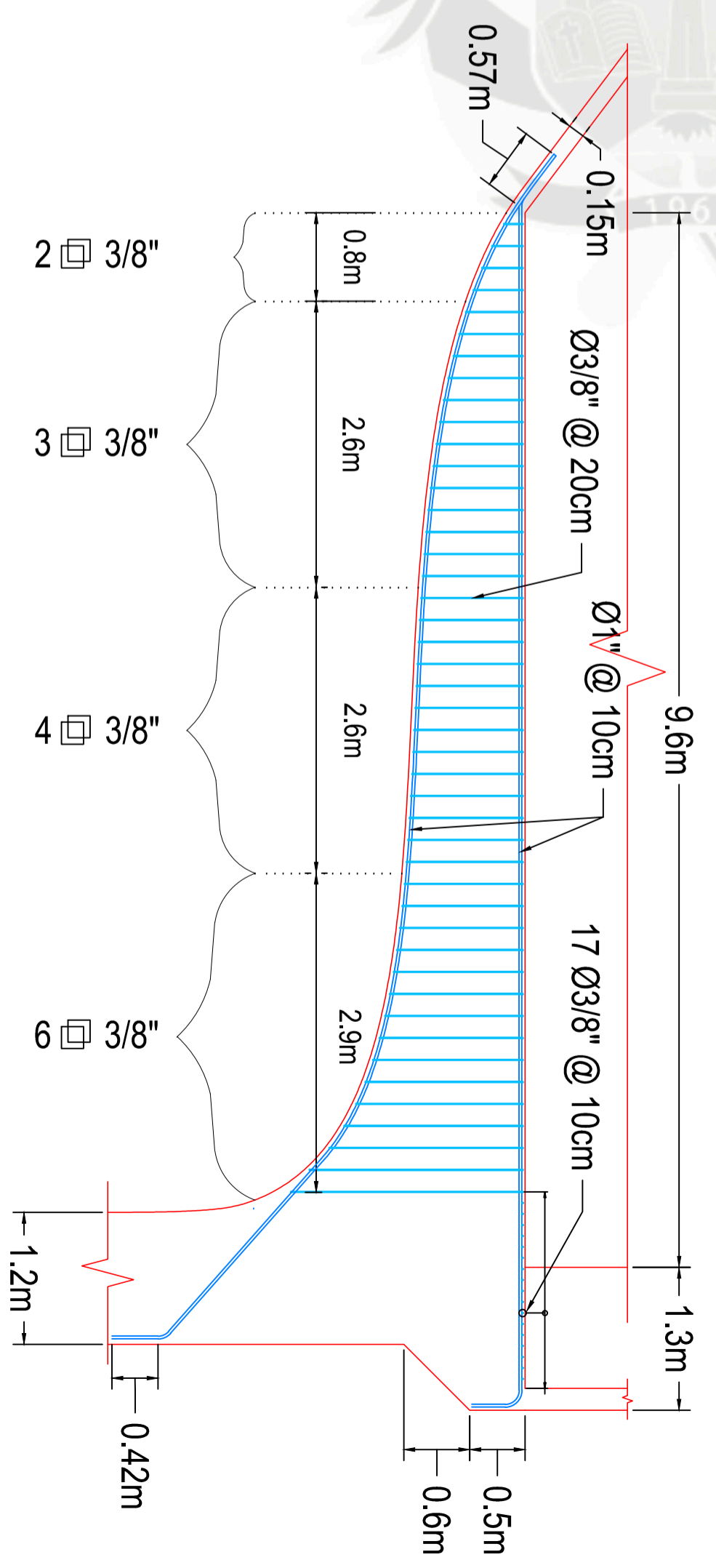
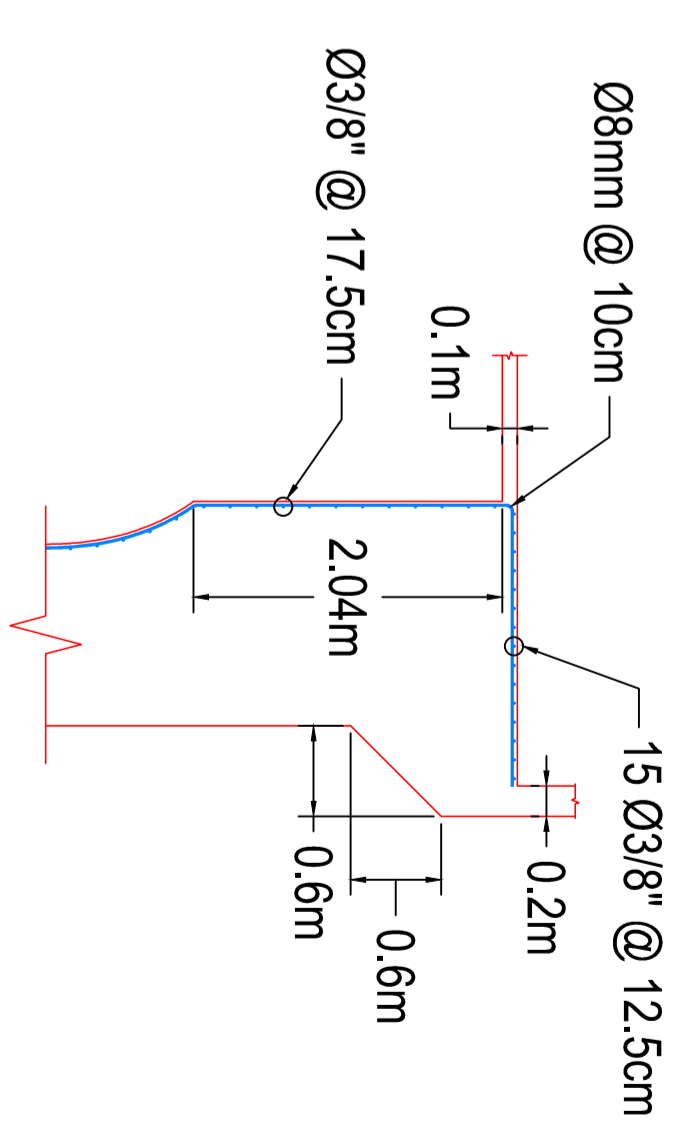
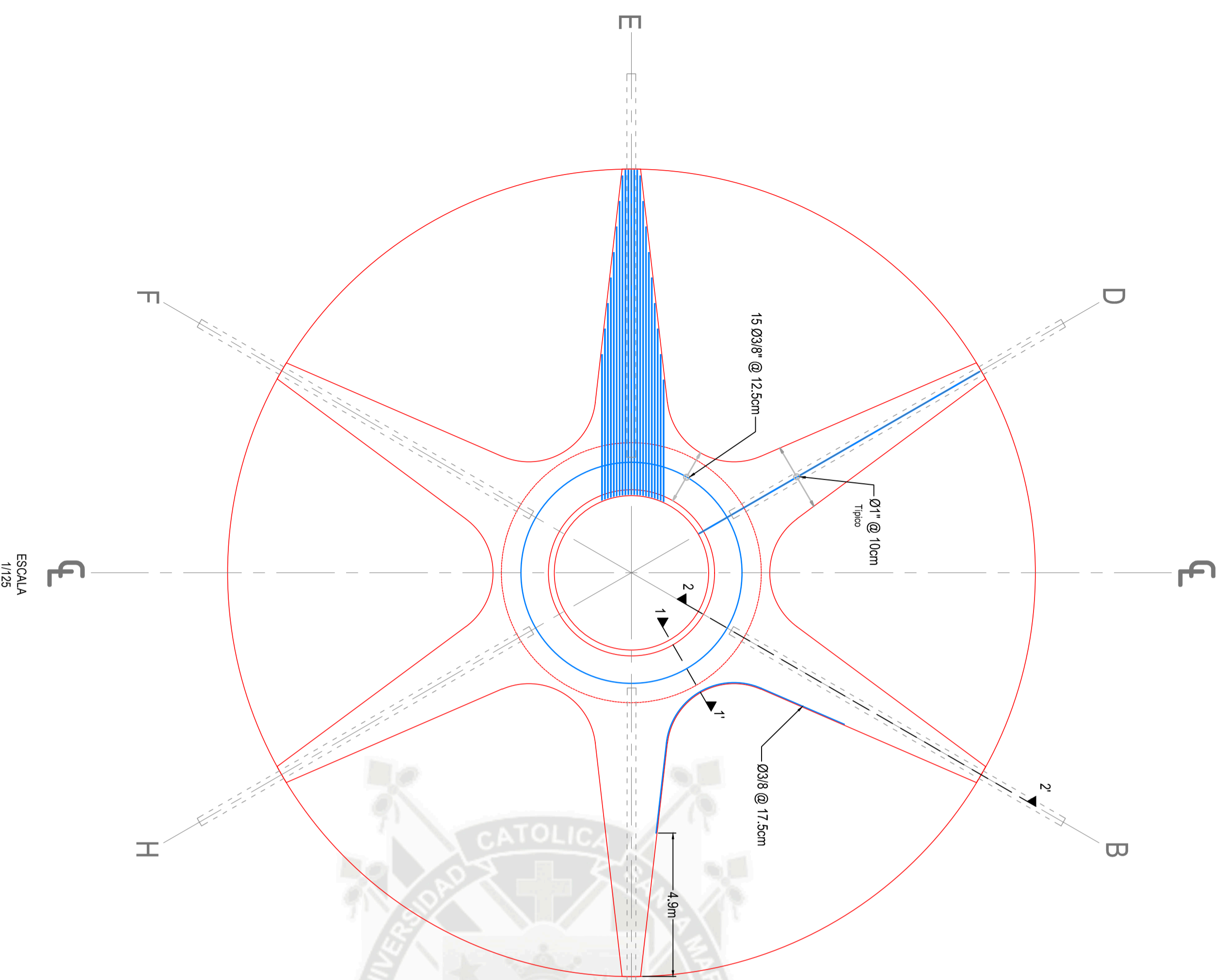
FECHA:
23/11/2013

A-05



NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

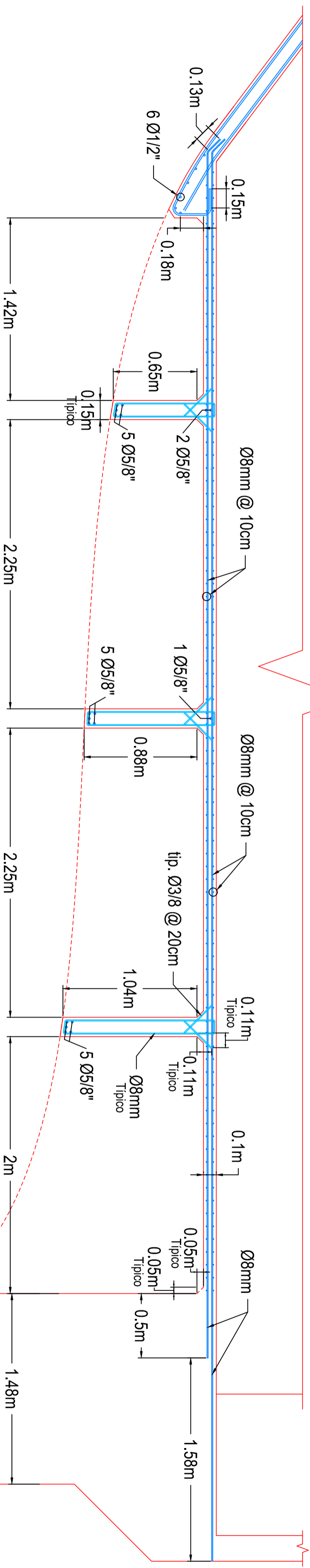
DESCRIPCION:
Distribución de acero longitudinal y radial

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

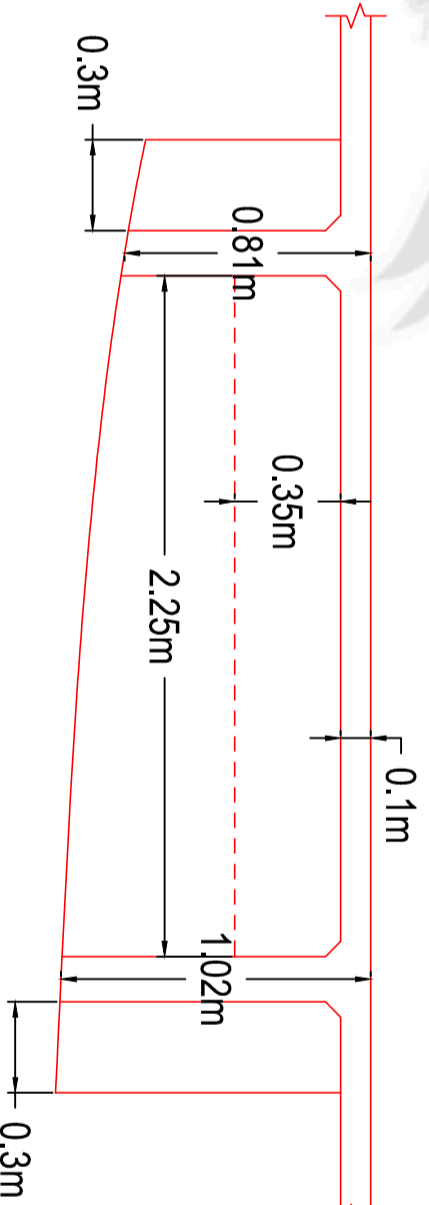
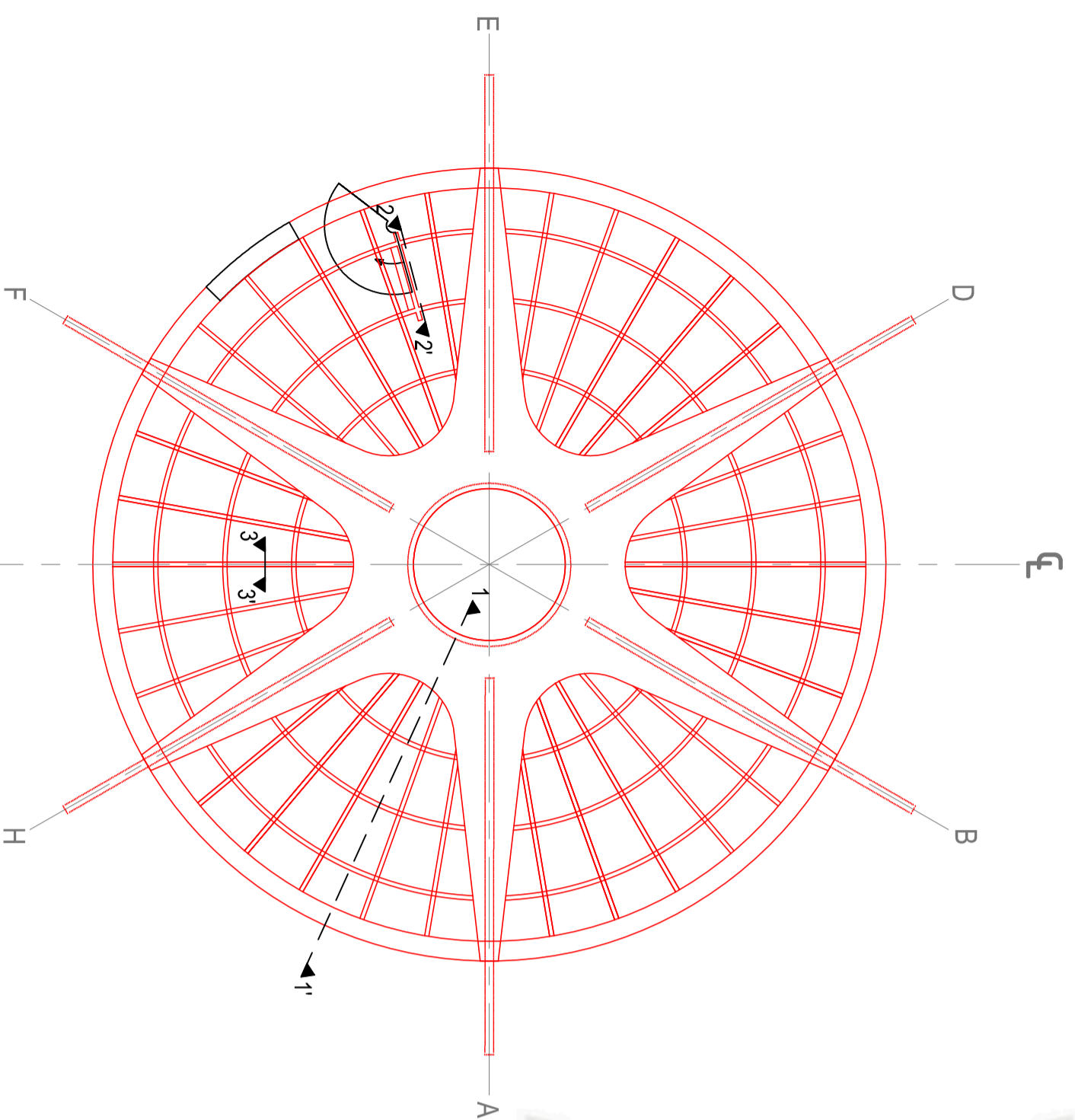
E-L01-01

- NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. Distribución de estribos en plano E-L01-03



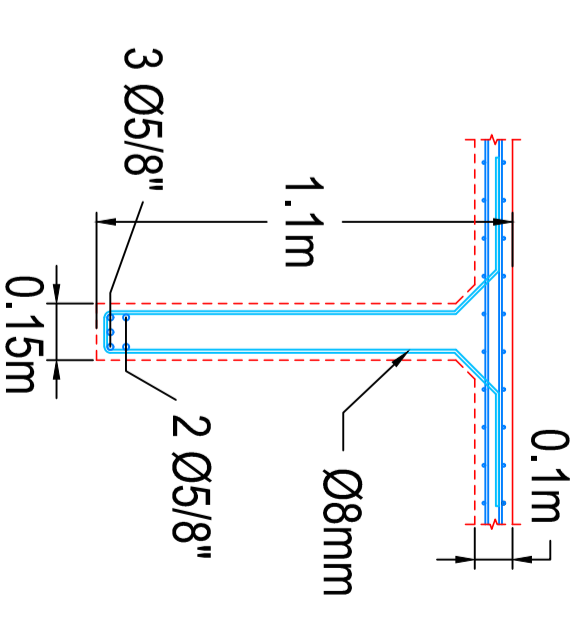
CORTE 1-1'

ESCALA 1/25



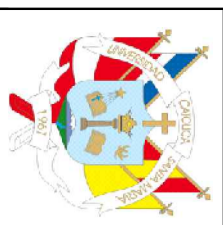
CORTE 2-2'

ESCALA 1/25



CORTE 3-3'

ESCALA 1/20



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Cortes de losa

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

E-L01-02



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

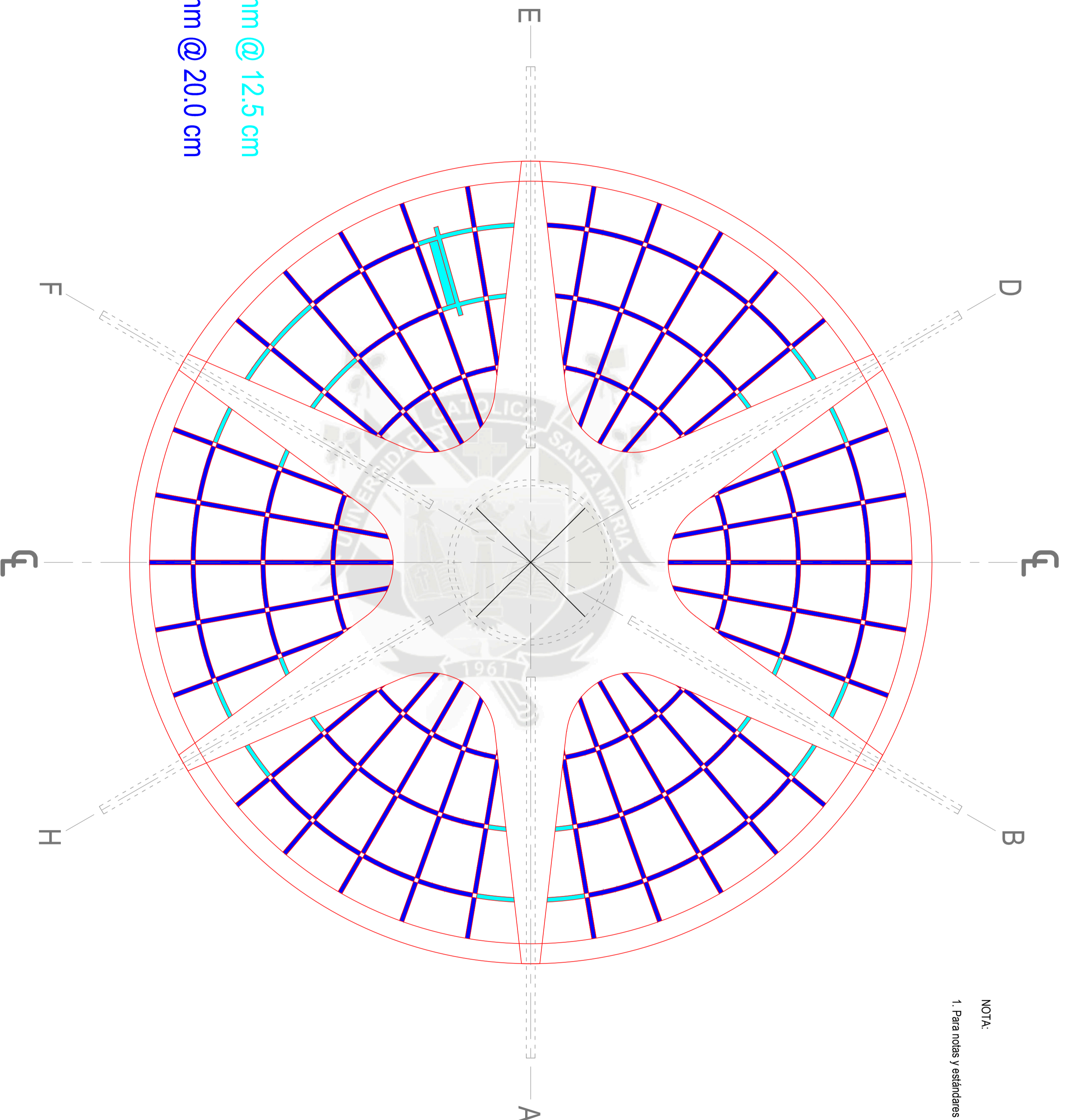
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Distribución de estribos

ESCALA:
1/100

FECHA:
7/12/2013

E-L01-03



NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

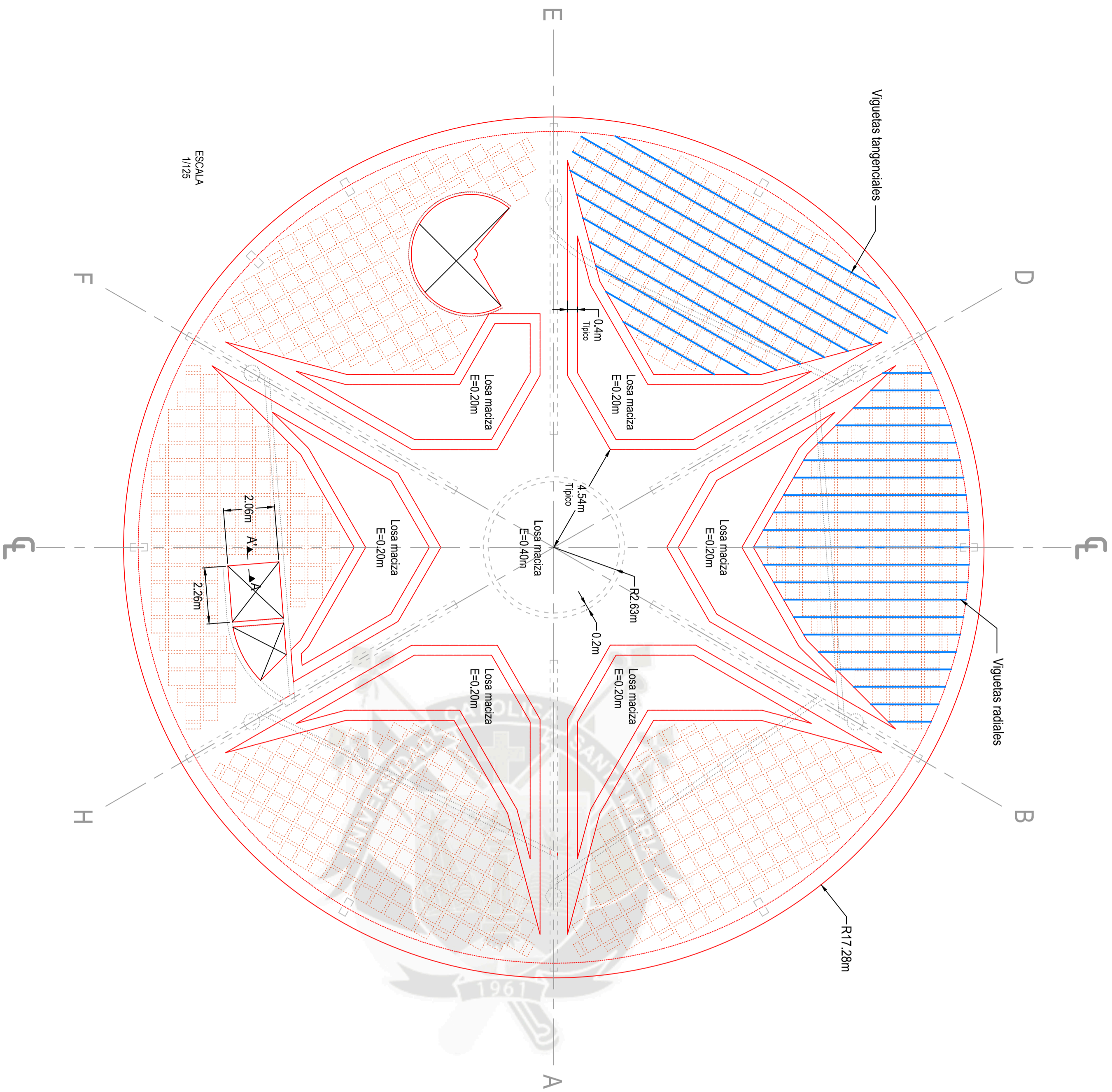
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Planta general, distribución de tipo de losas y acotamiento geométrico

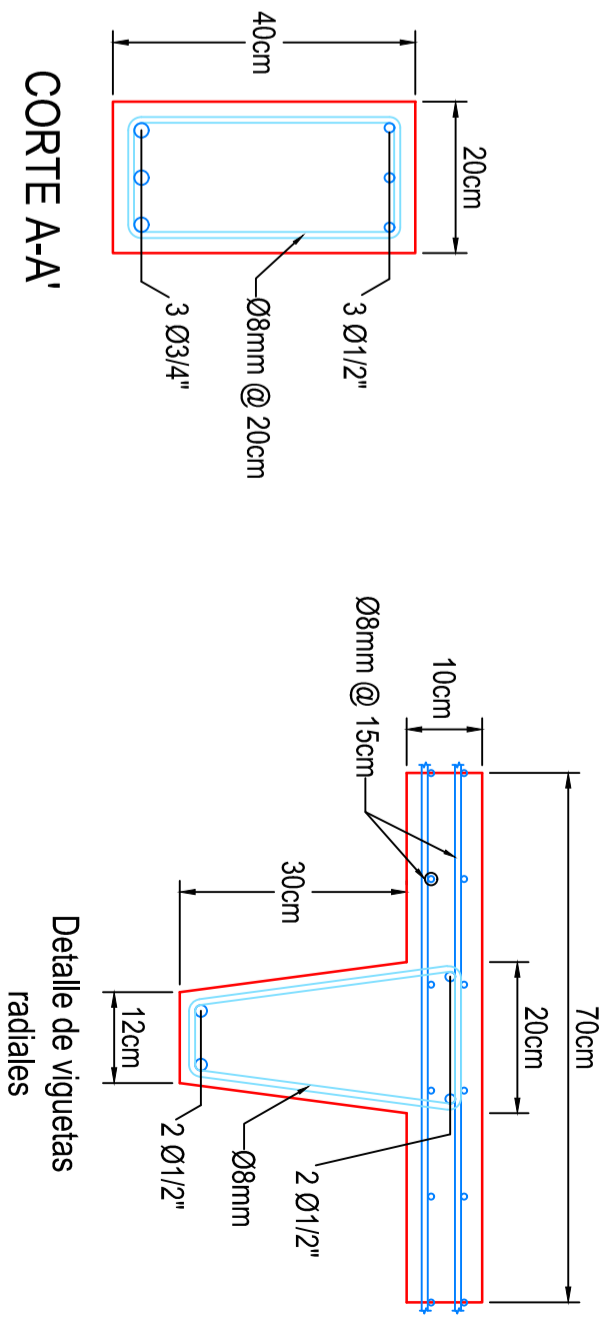
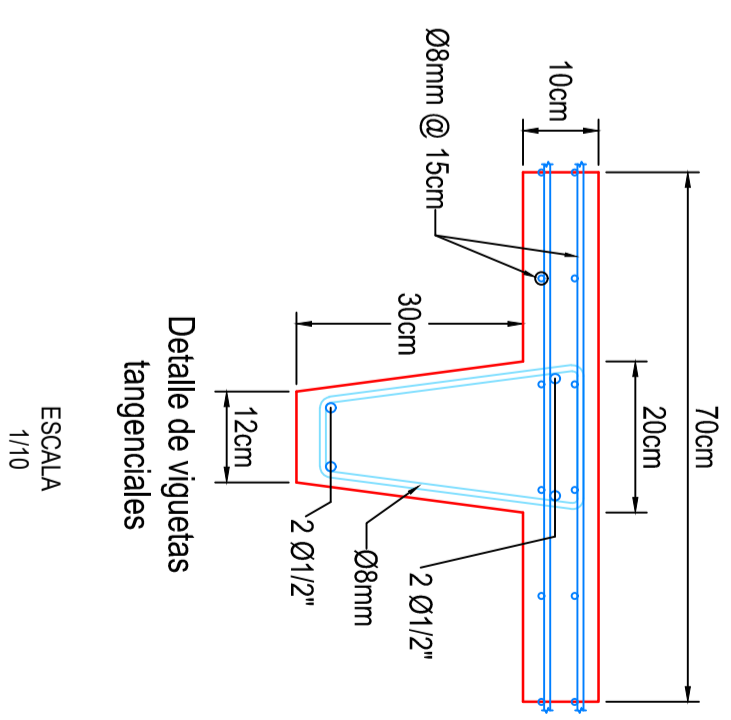
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-L02-01



NOTA:
1. Considerar la longitud de anclaje según plano estándar E-EST 01.



CORTE A-A'

ESCALA
1/10

ESCALA
1/125



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

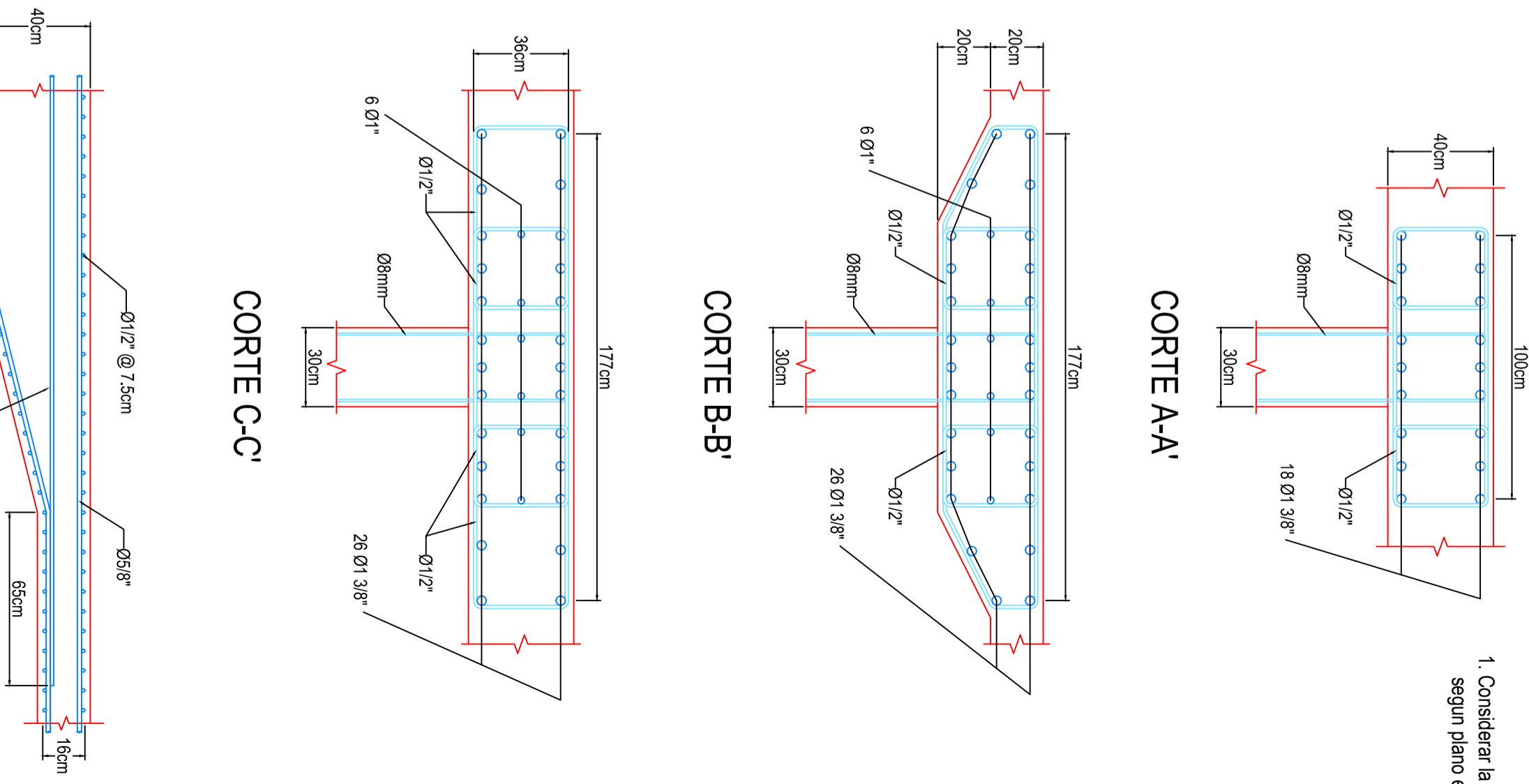
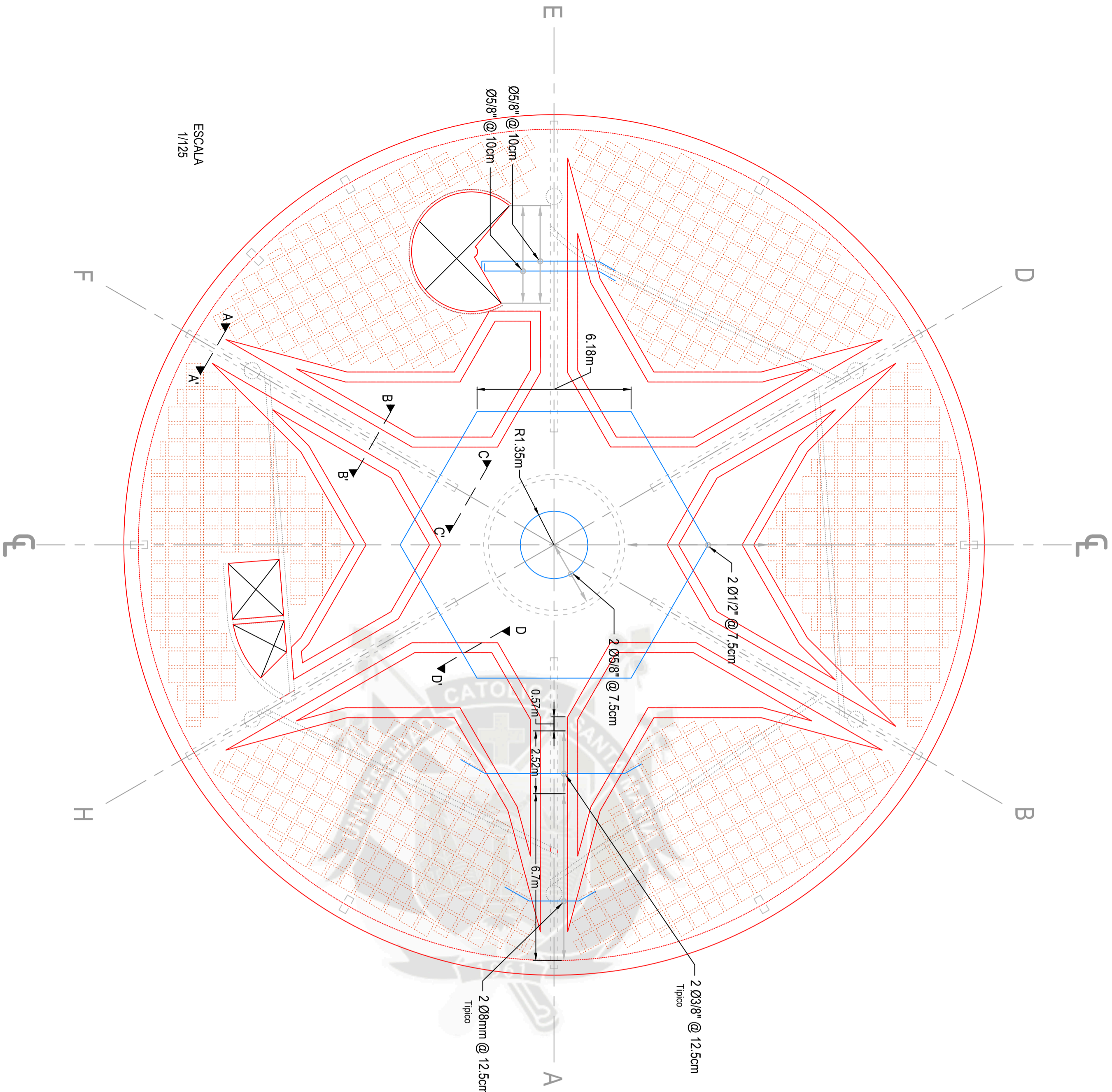
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detallamiento de acero tangencial de losas macizas y acodamiento geométrico

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-L02-02

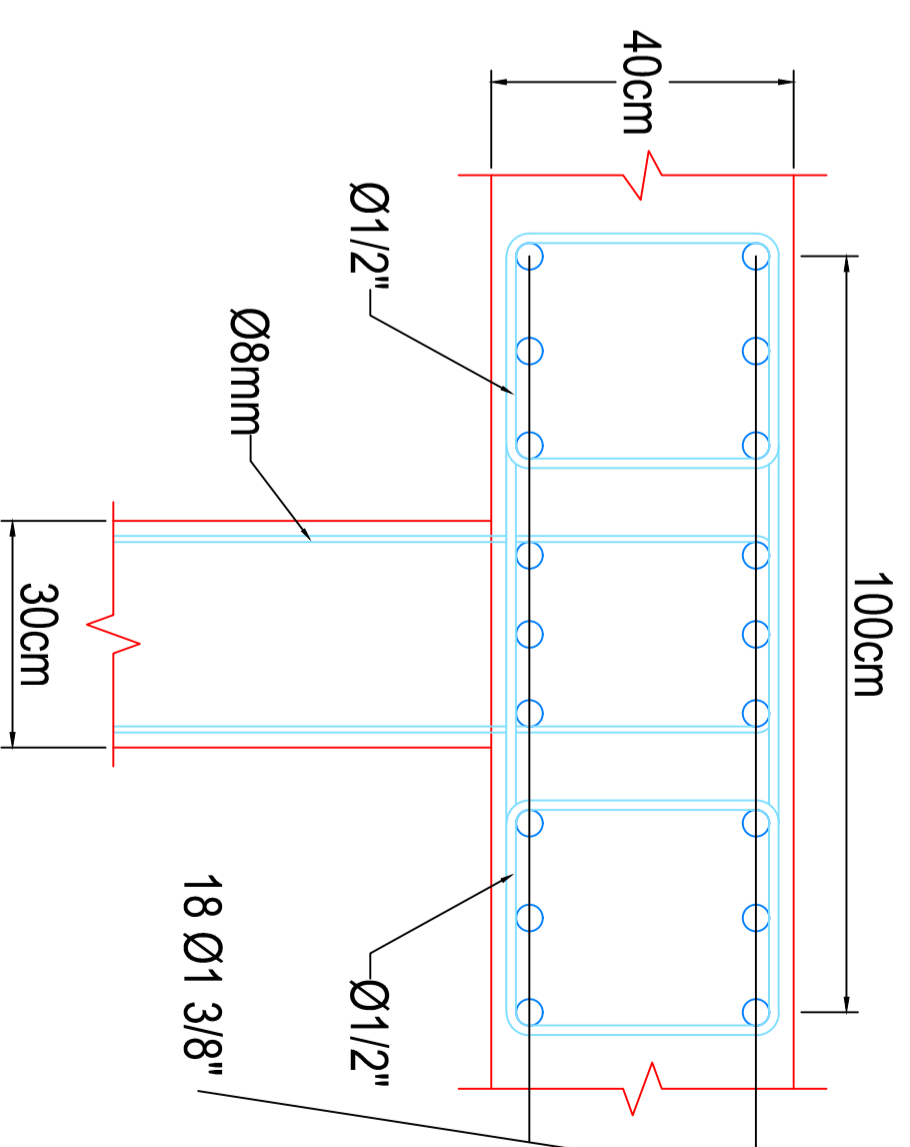
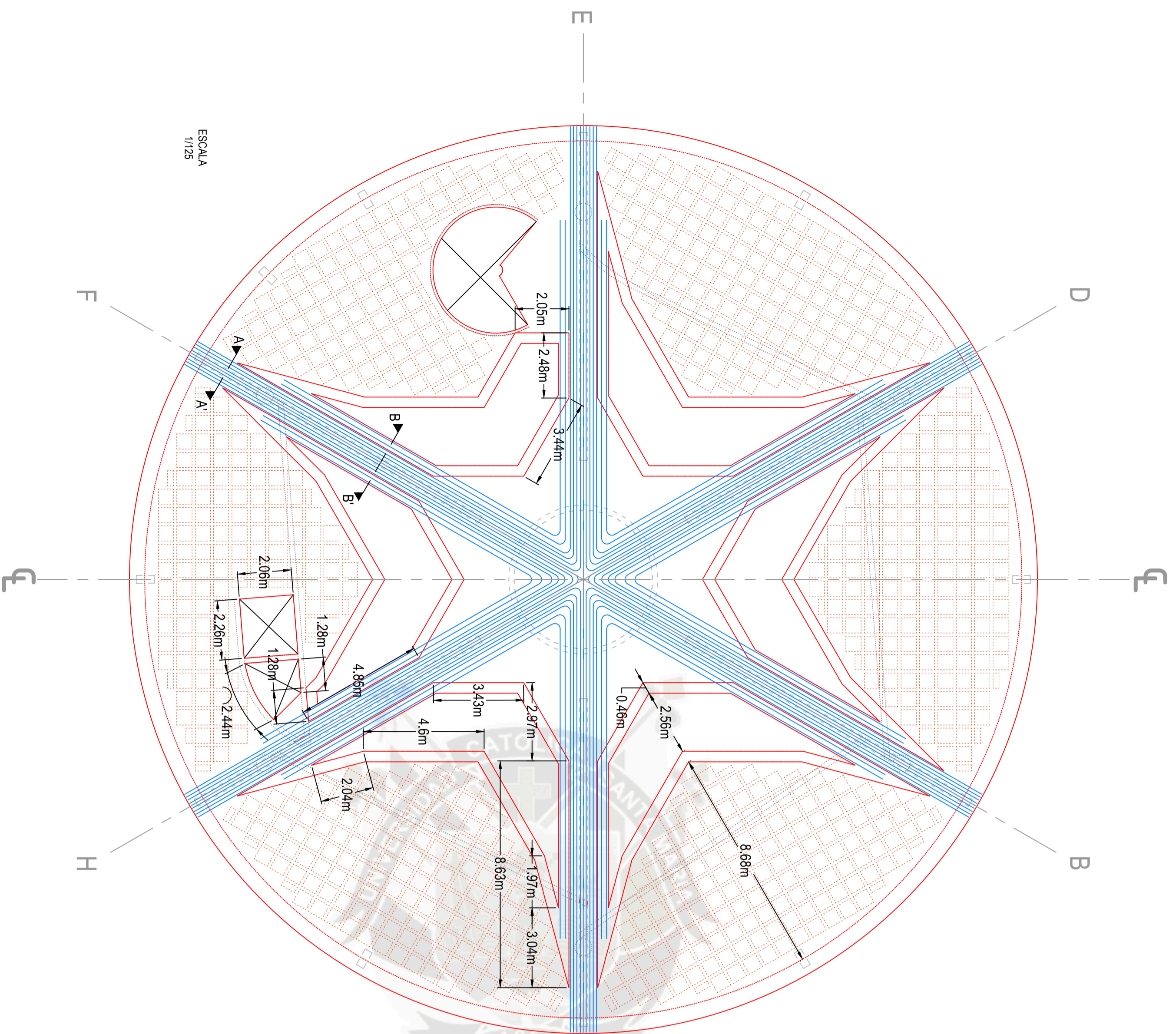


NOTA:
1. Considerar la longitud de anclaje según plano estándar E-EST 01.

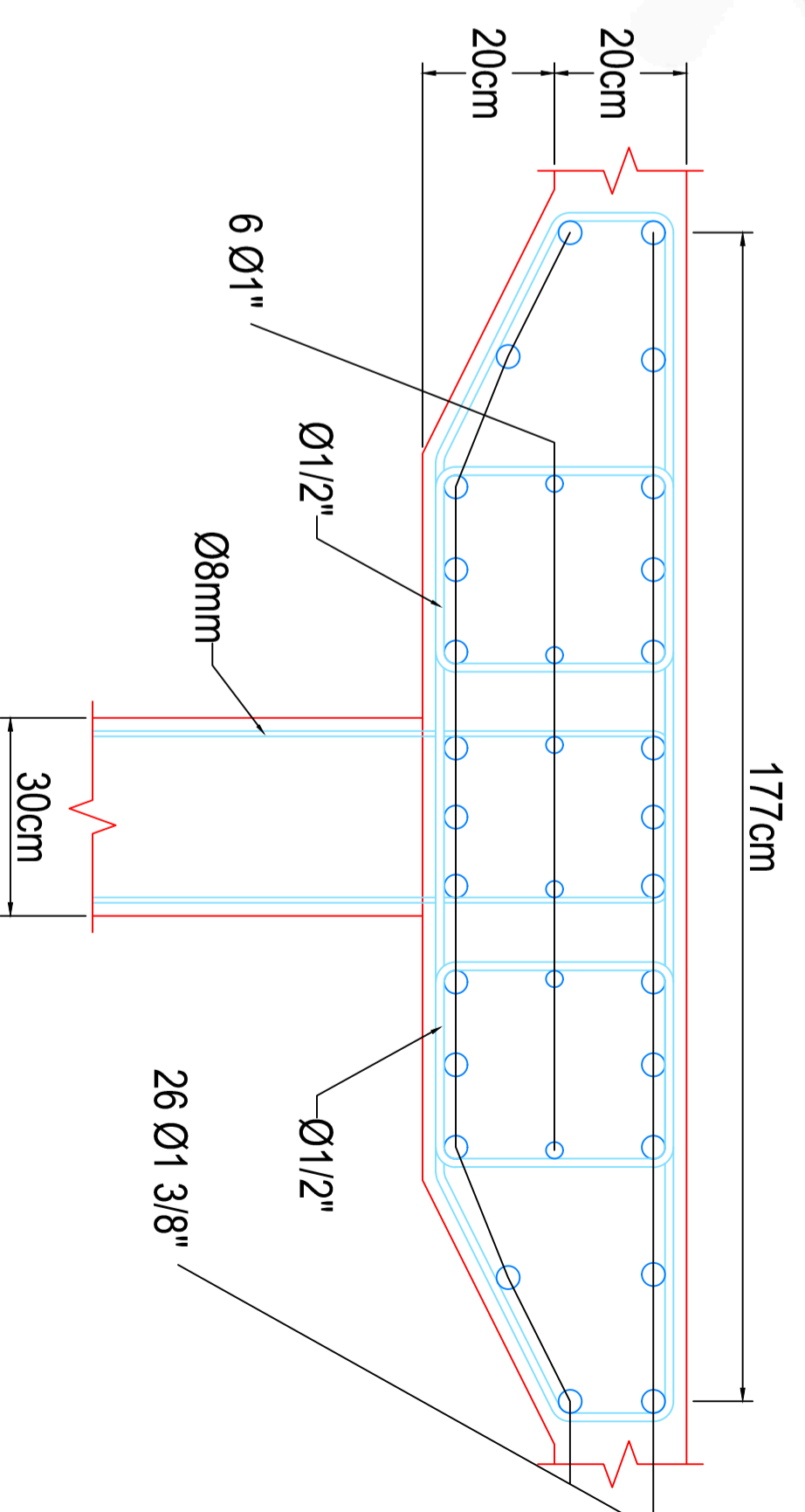
ESCALA
1/20

NOTA:

1. Considerar la longitud de anclaje según plano estándar E-EST 01.



CORTE A-A'



CORTE B-B'

ESCALA 1/10



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Desarrollo de acero longitudinal en vigas y acotamiento geométrico

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-L02-03



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

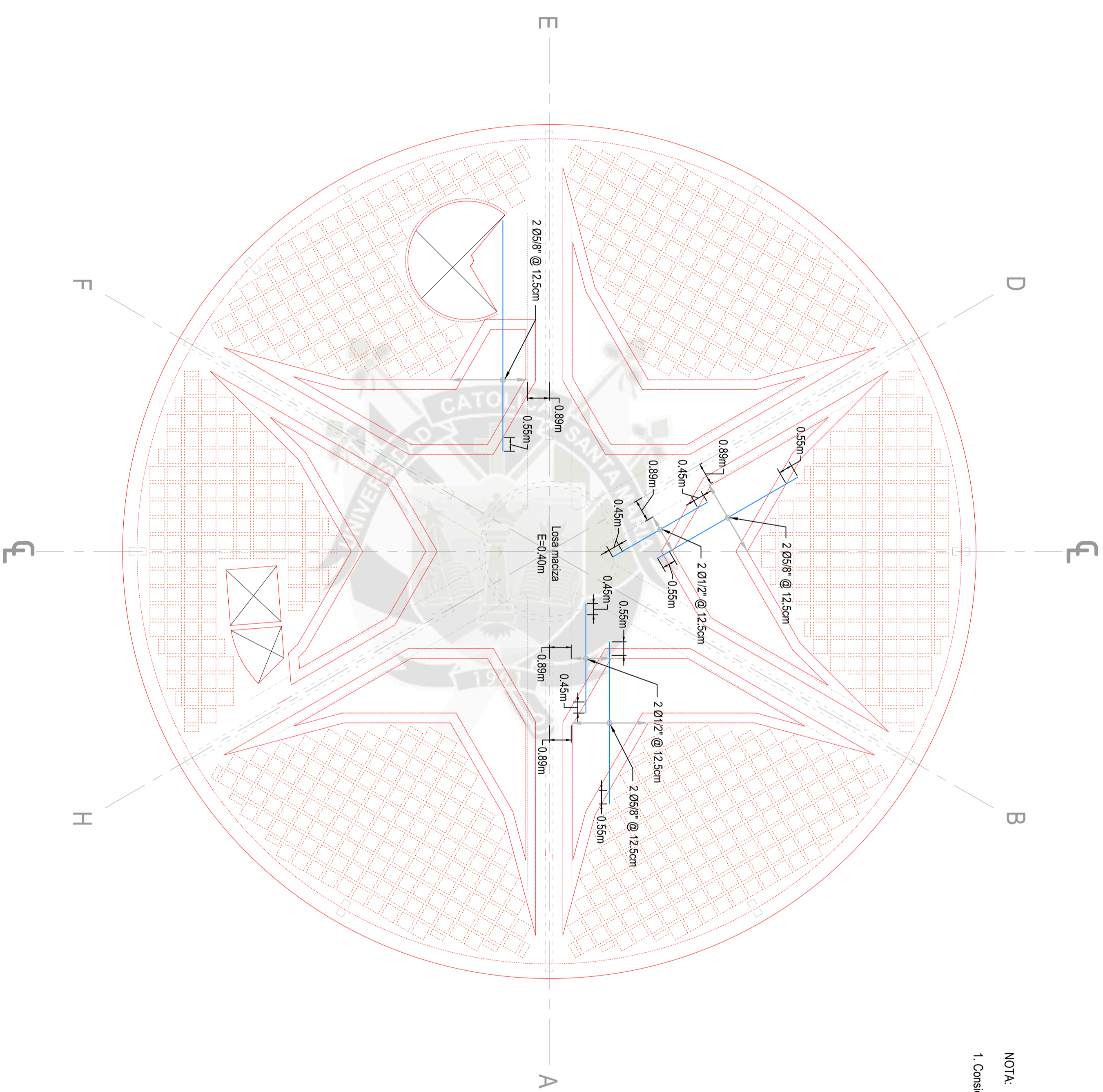
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Acero radial en losas macizas y acotamiento geométrico

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/1/2013

E-L02-04



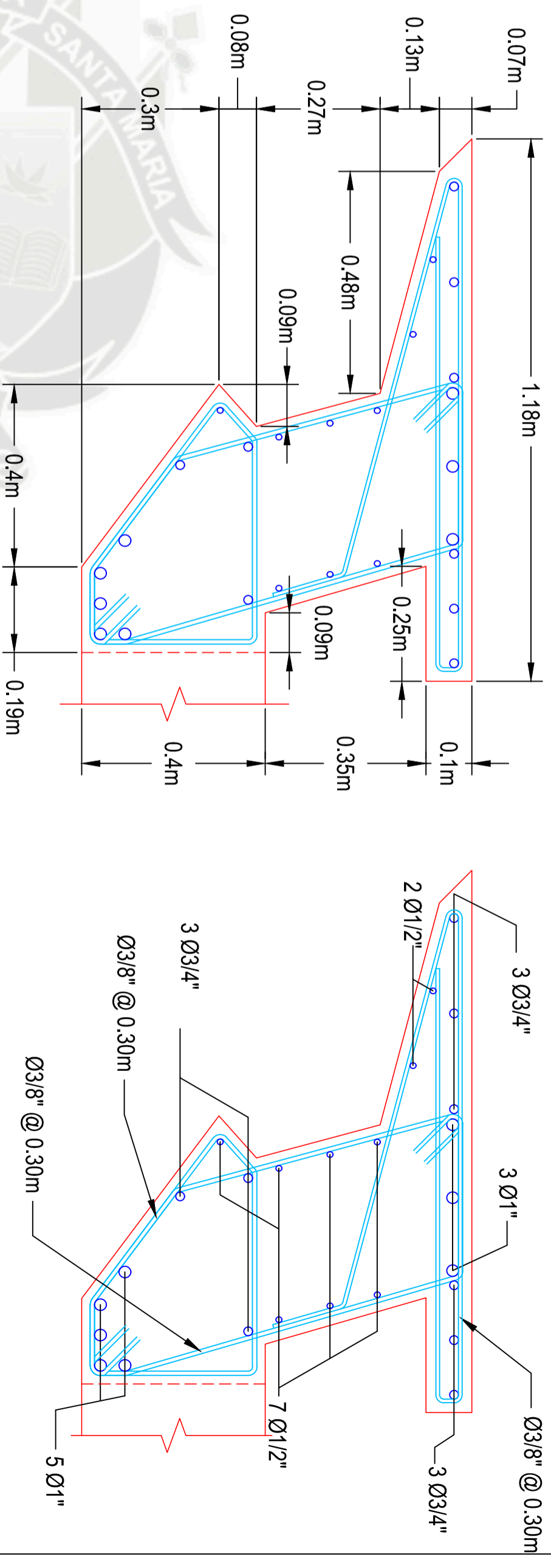
NOTA:

1. Considerar la longitud de anclaje según plano estándar E-EST 01.

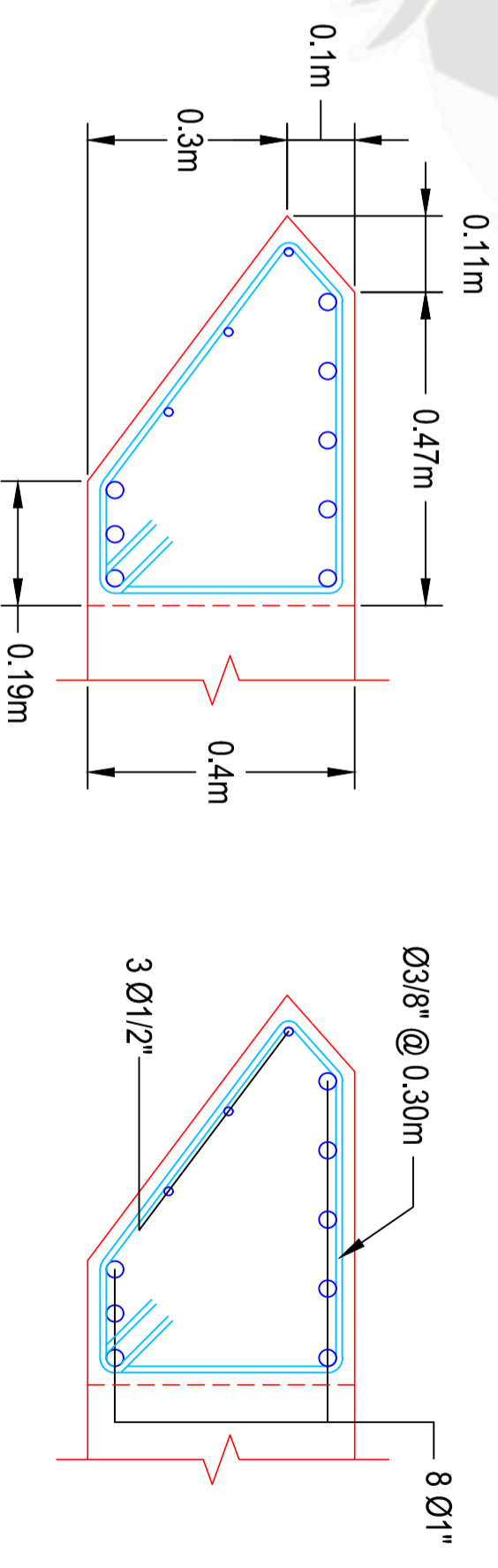
NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

SECCIÓN 1

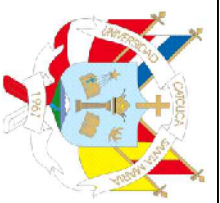


SECCIÓN 2



ESCALA
1/200

ESCALA
1/10



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

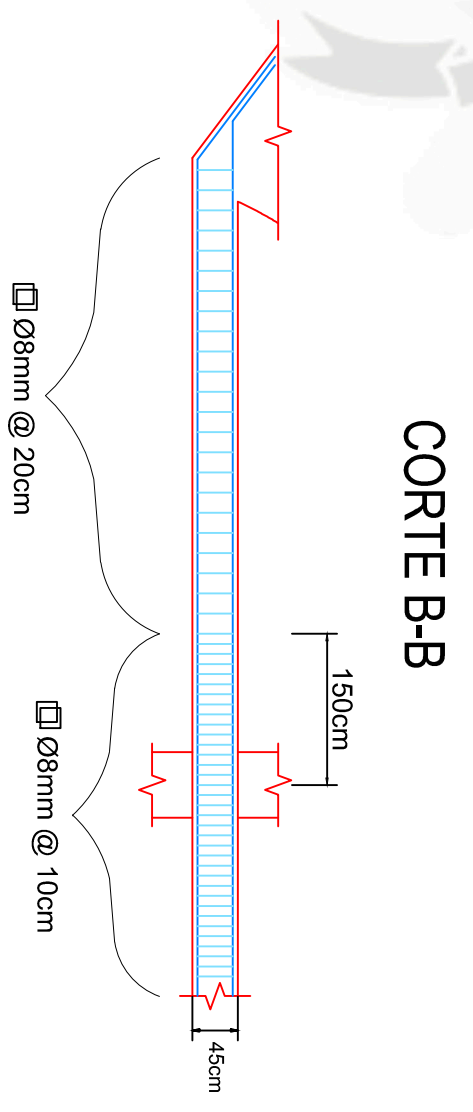
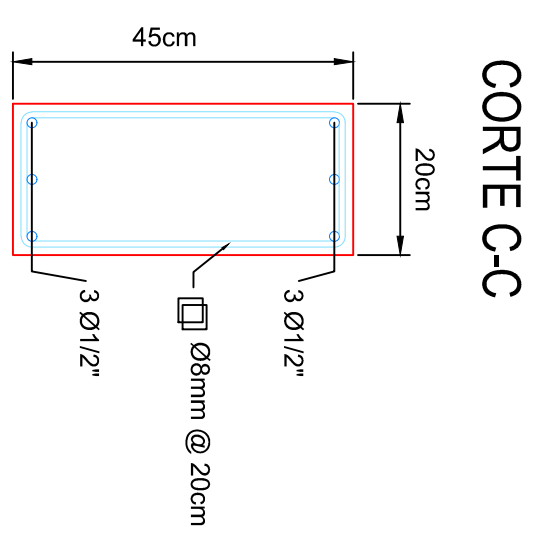
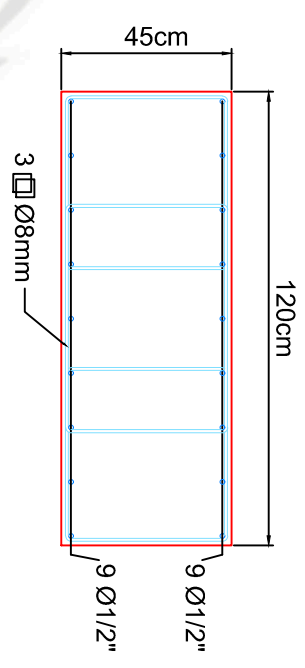
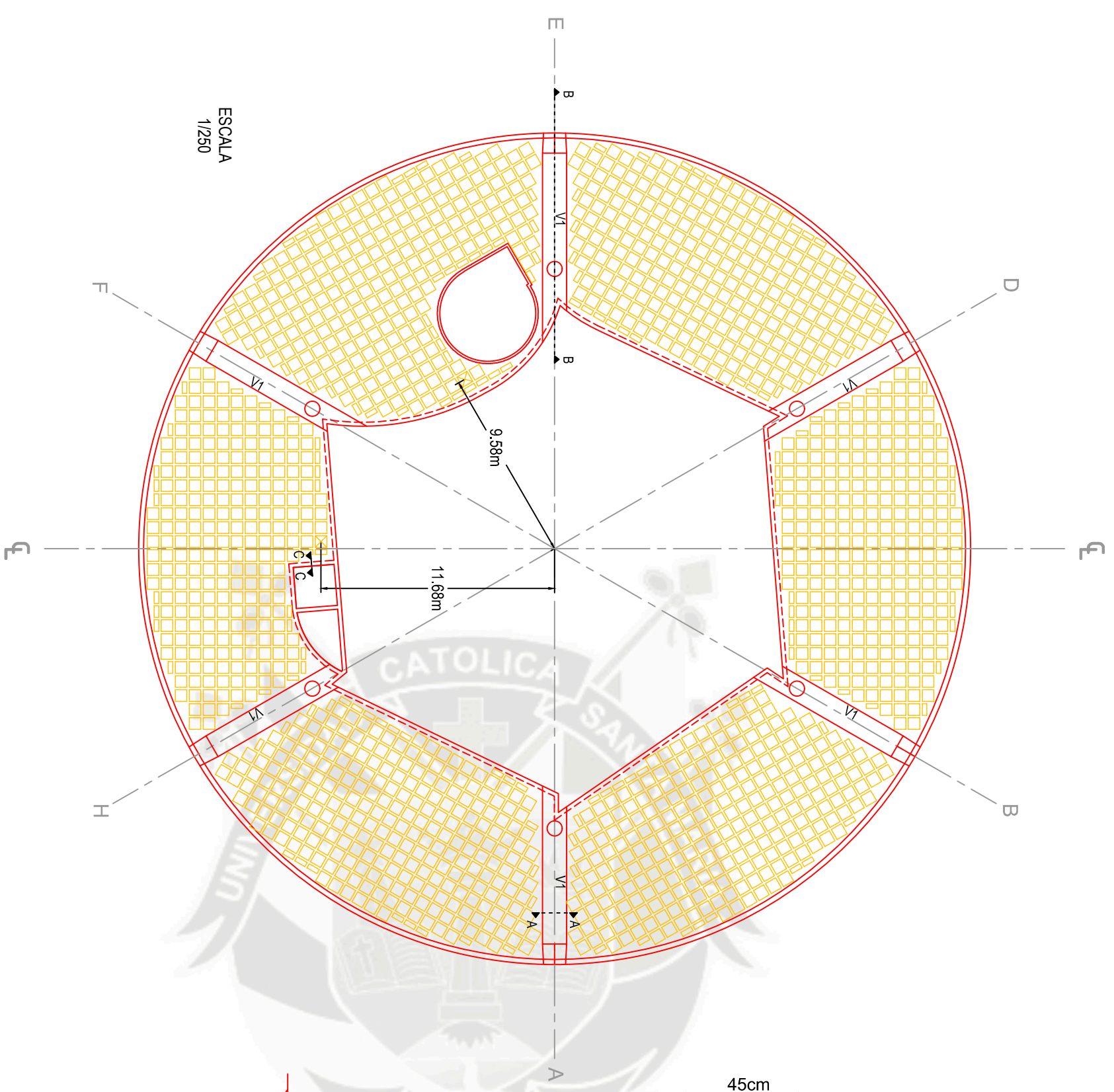
DESCRIPCIÓN:
Viga perimetral

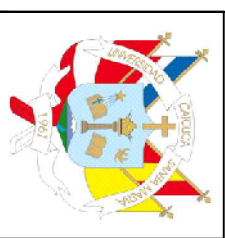
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

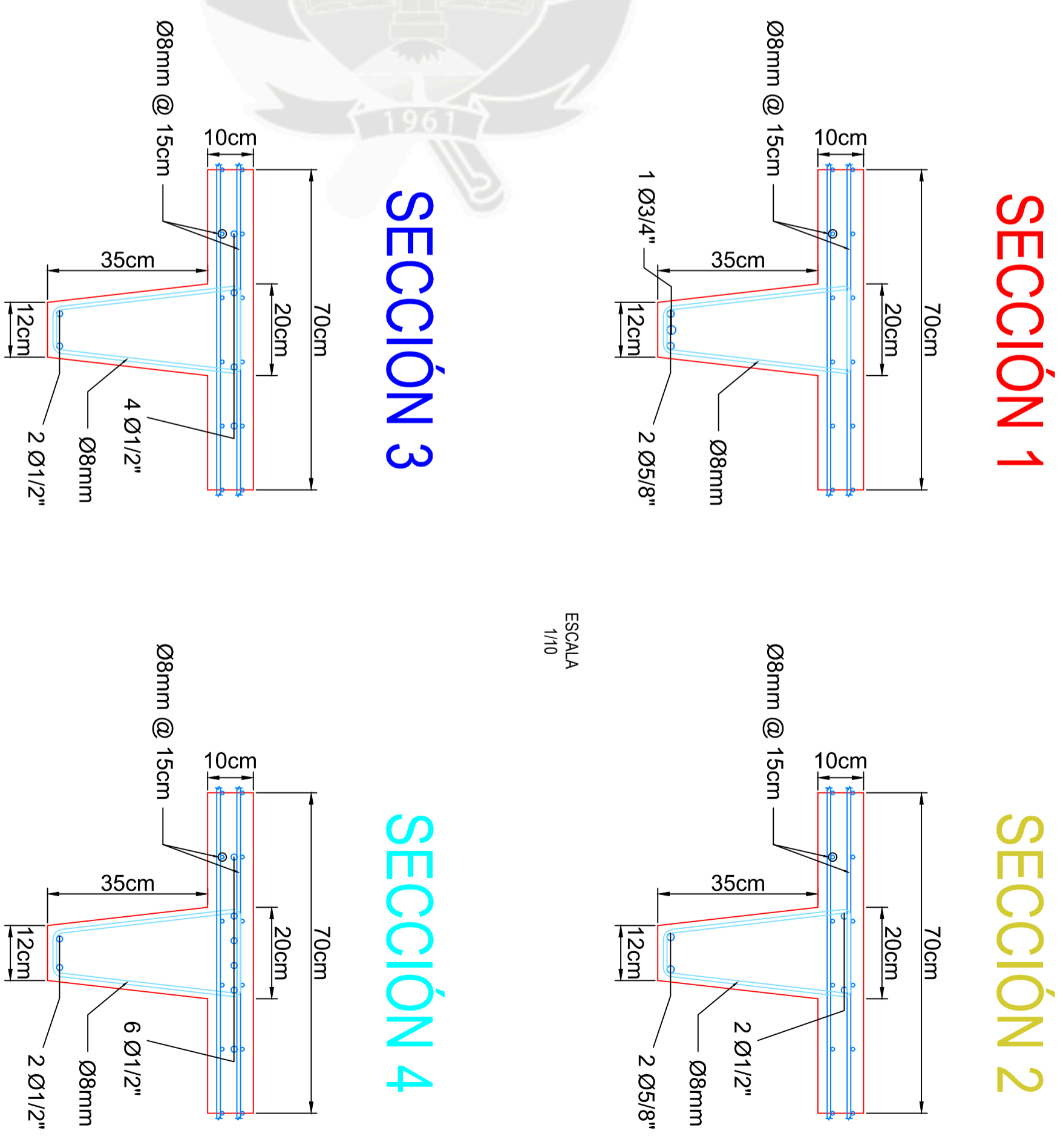
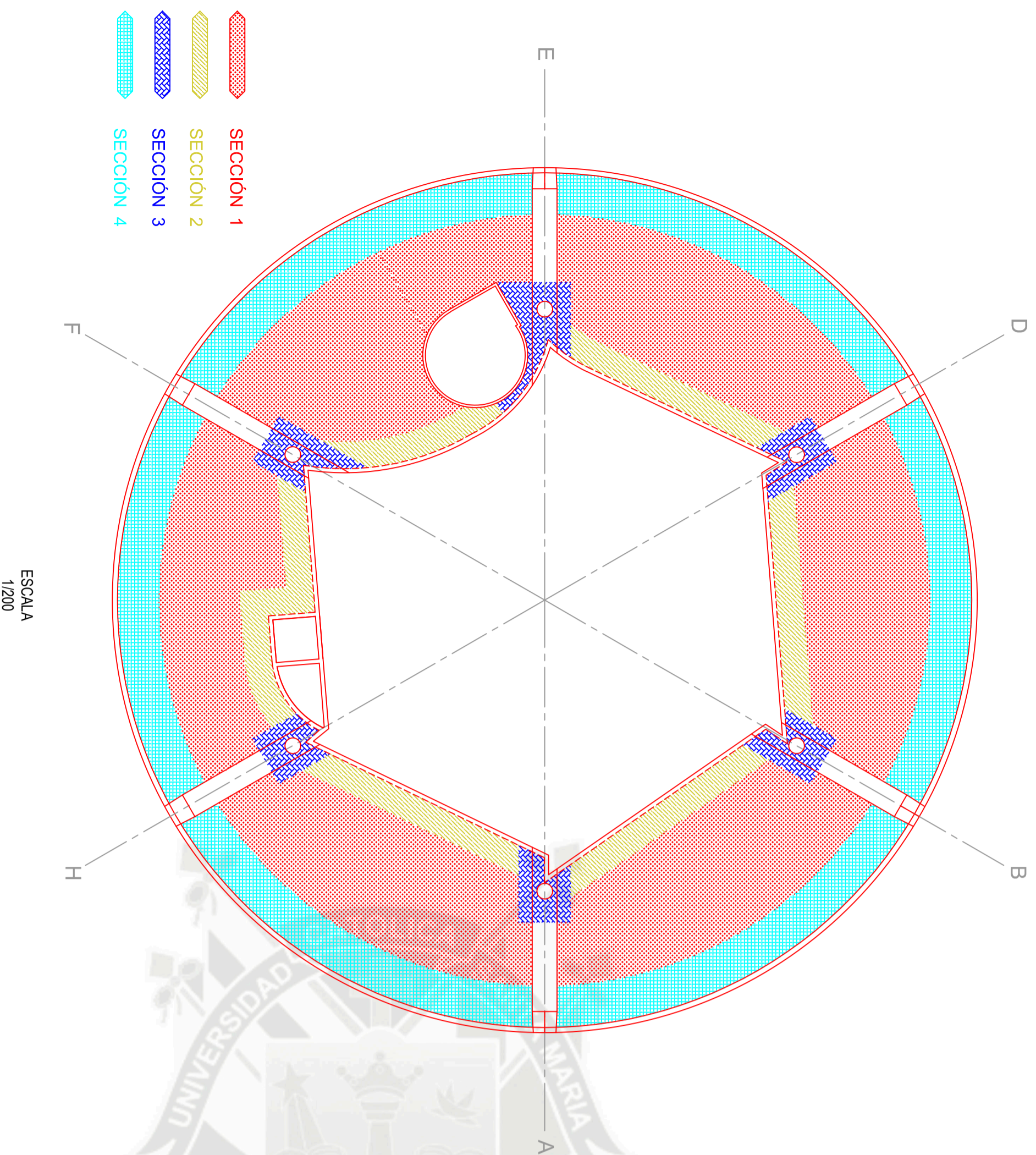
E-L02-05

- NOTA:
1. Usar casetón NOVIDADE ATEX 700 o equivalente.
 2. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.



	RESPONSABLE: MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO	CUI: 2007603011	TESIS: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas	DESCRIPCION: Distribución de casetones - losa 03	ESCALA: INDICADA	FECHA: 23/11/2013	E-L03-01
---	---	---------------------------	--	--	----------------------------	-----------------------------	-----------------

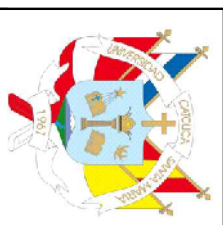
NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.



ESCALA
1/10

ESCALA
1/200

- █ SECCIÓN 1
- █ SECCIÓN 2
- █ SECCIÓN 3
- █ SECCIÓN 4



RESPONSABLE: MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO	CUI: 2007603011	TESIS: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas
--	--------------------	---

DESCRIPCION: Viguetas tangenciales - losa 03

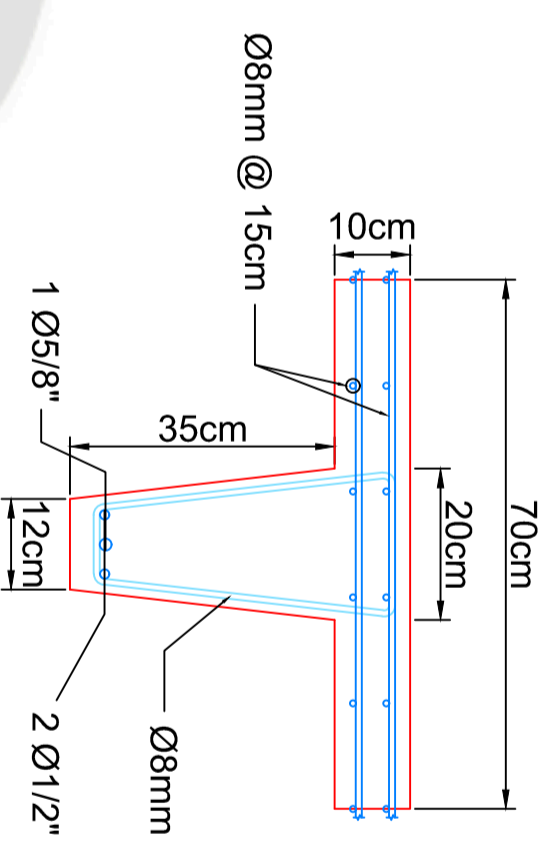
ESCALA: INDICADA

FECHA: 23/11/2013

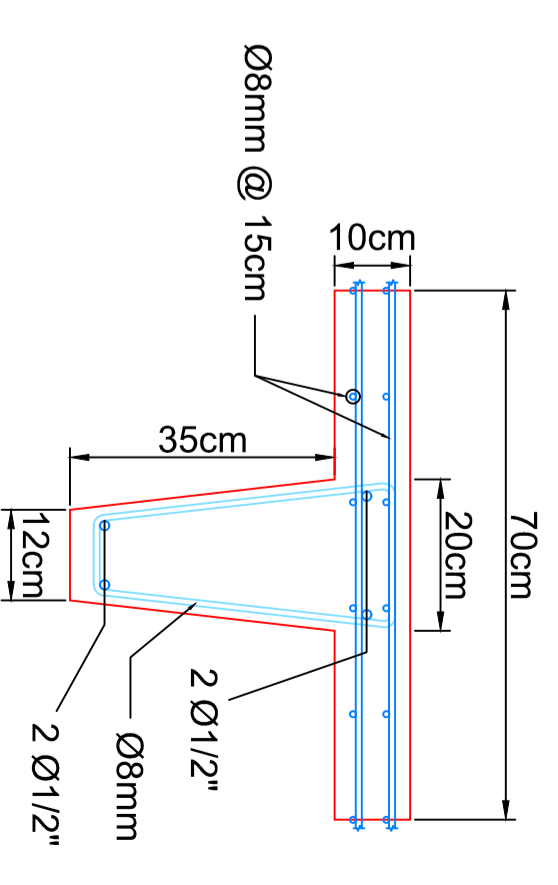
E-L03-02

NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.

SECCIÓN 1

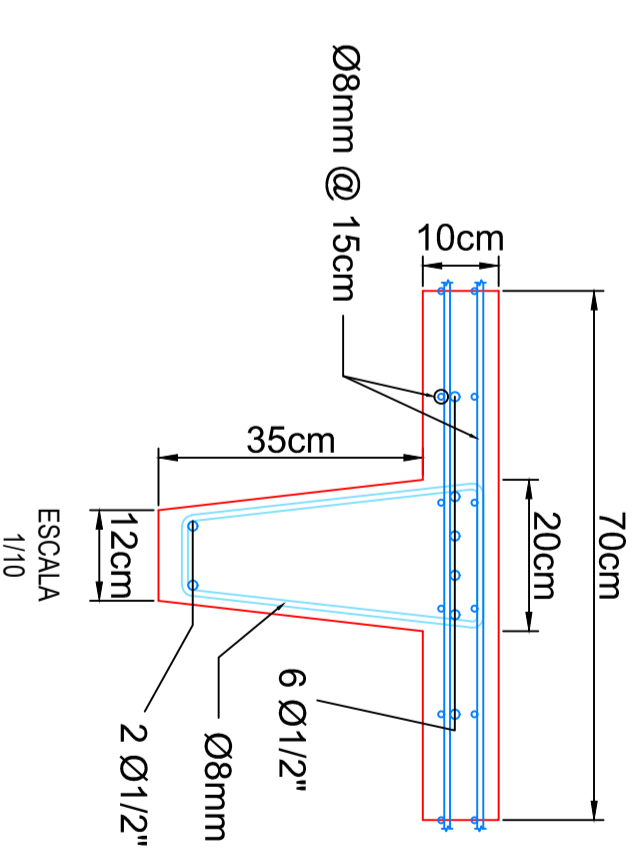


SECCIÓN 2

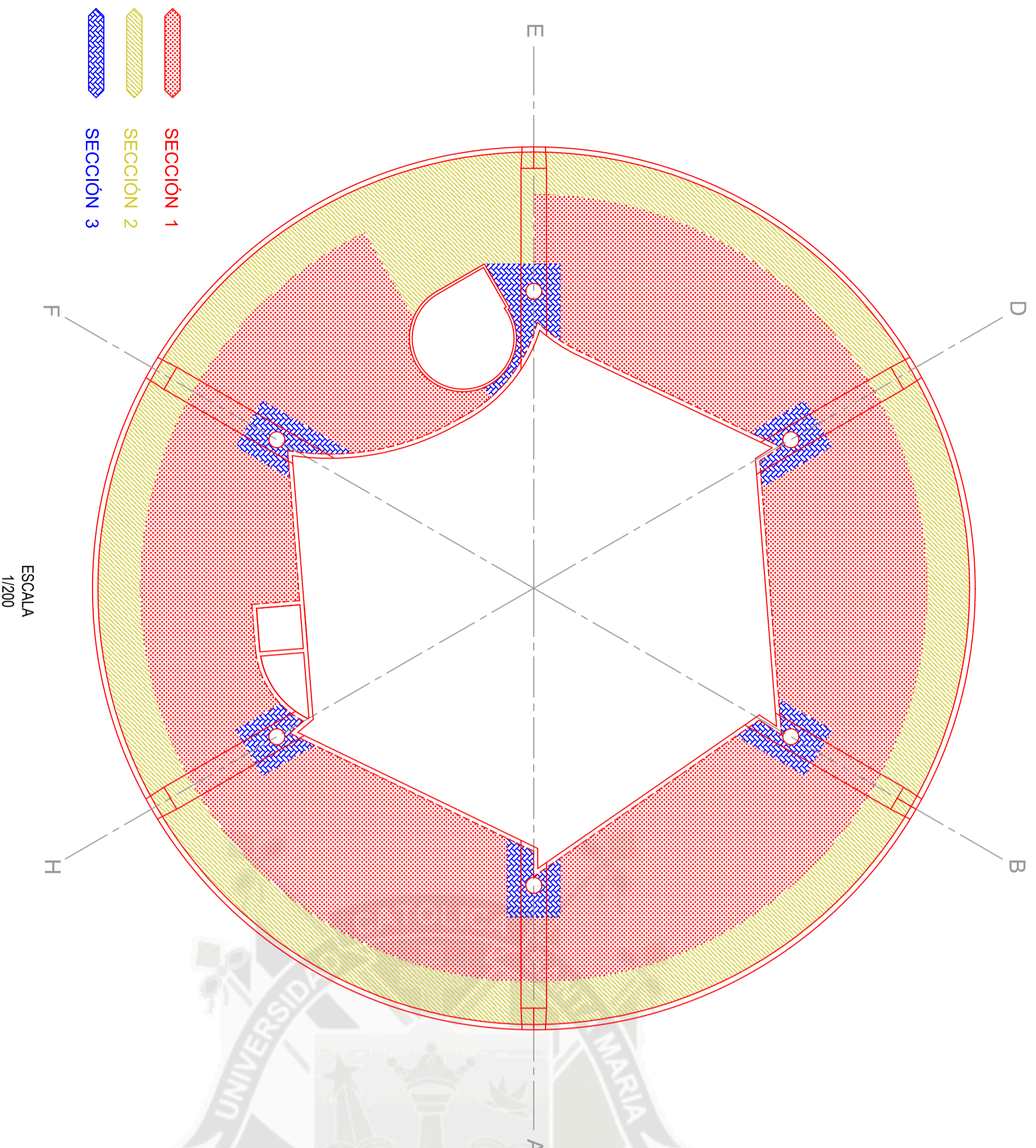


ESCALA
1/10

SECCIÓN 3



ESCALA
1/10



- ▬ SECCIÓN 1
- ▬ SECCIÓN 2
- ▬ SECCIÓN 3

ESCALA
1/200



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Viguetas radiales - losa 03

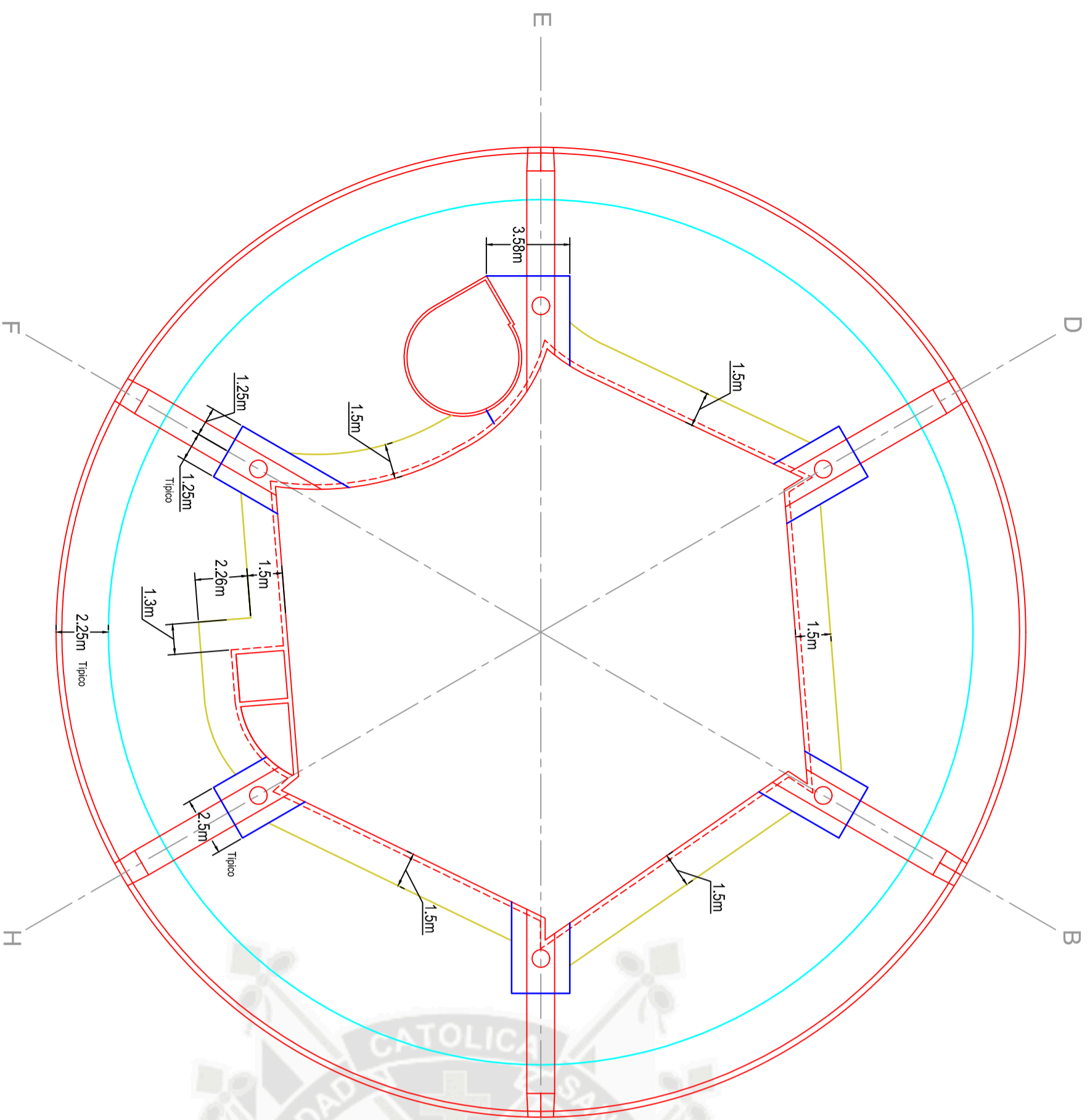
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

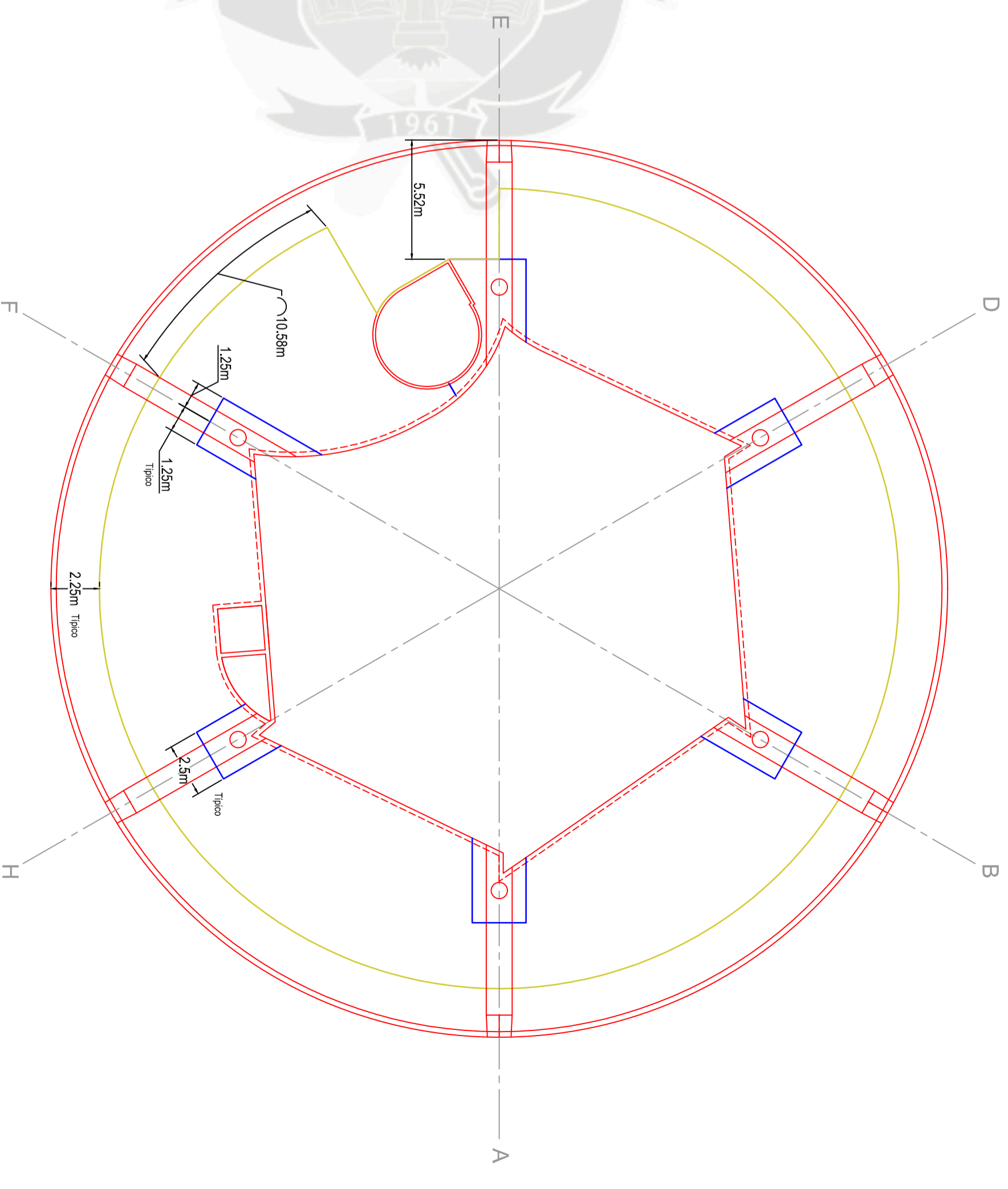
E-L03-03

NOTA:

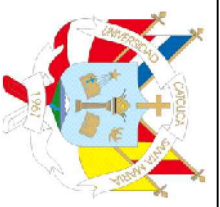
1. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.



SECCIÓN DE VIGUETAS TANGENCIALES



SECCIÓN DE VIGUETAS RADIALES



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Límites de alcances de secciones de viguetas tangenciales y radiales - losa 03

ESCALA:
1/200

FECHA:
23/11/2013

E-L03-04



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

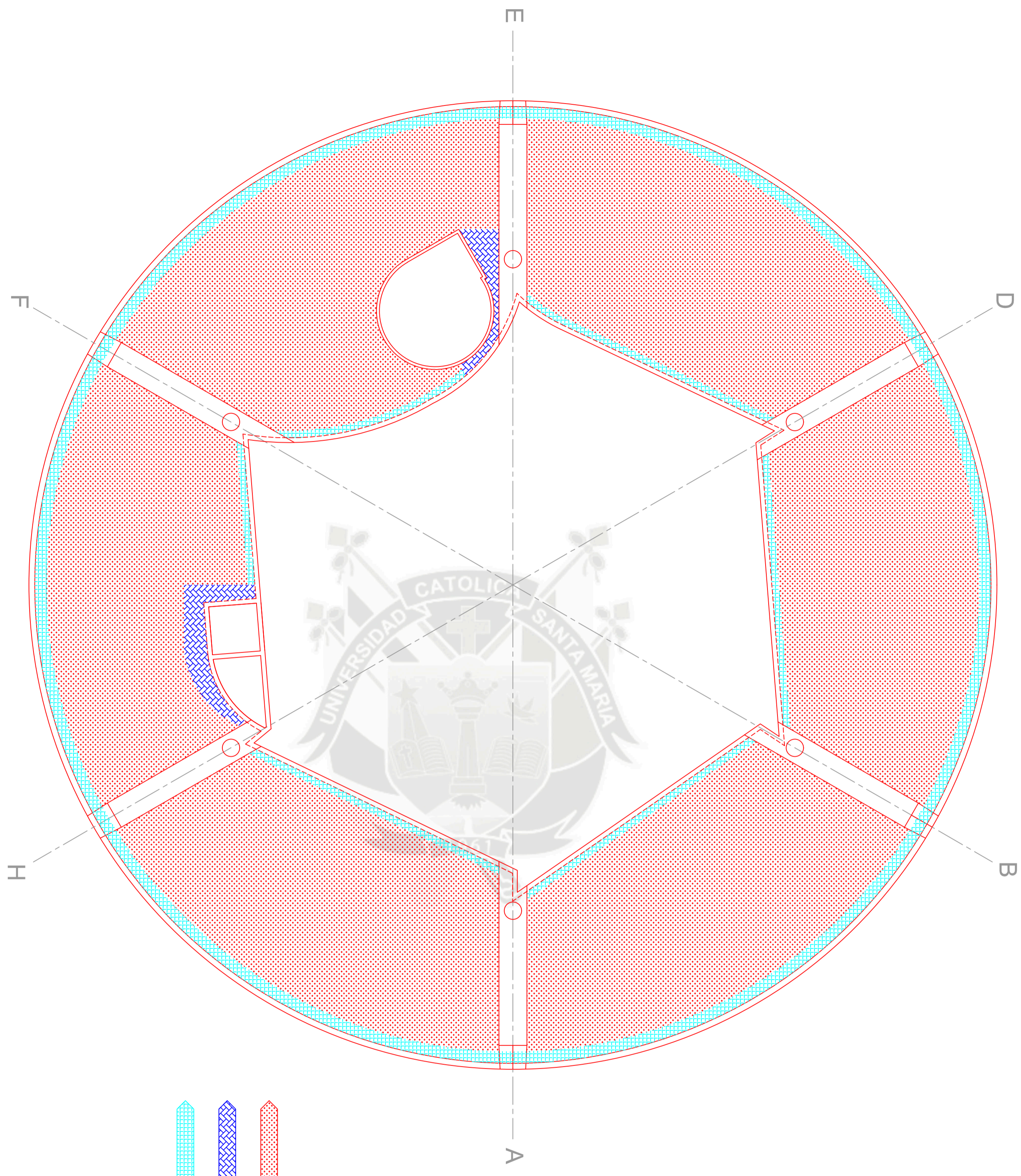
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas



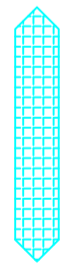
DESCRIPCION:
Estribos - losa 03

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/1/2013

E-L03-05



-  **ESTRIBOS Ø8mm @ 20cm**
-  **ESTRIBOS Ø8mm @ 10cm**
-  **ESTRIBOS Ø8mm @ 5cm**

NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

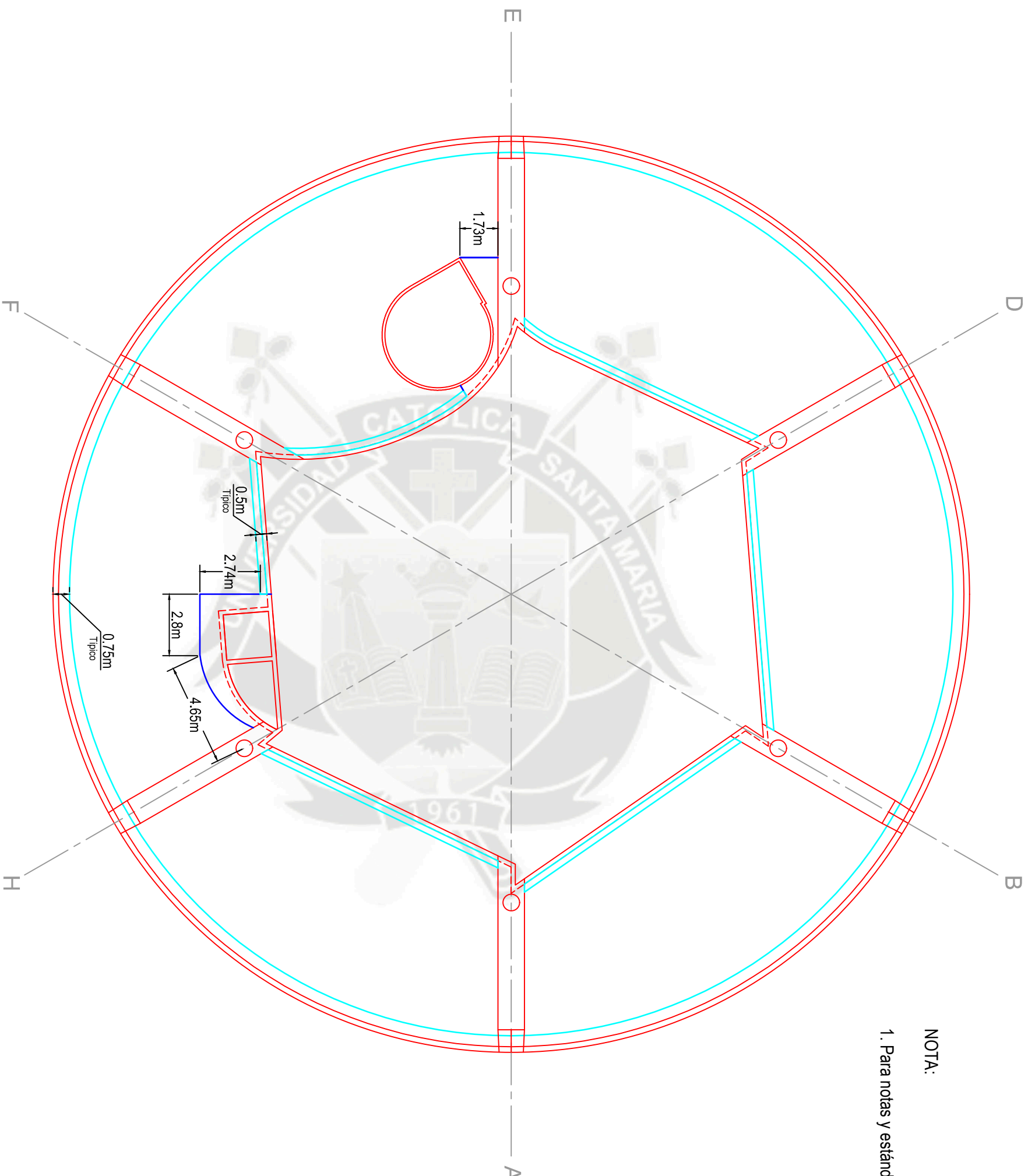
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Límites de alcance de secciones de estribos - losa 03

ESCALA:
1/200

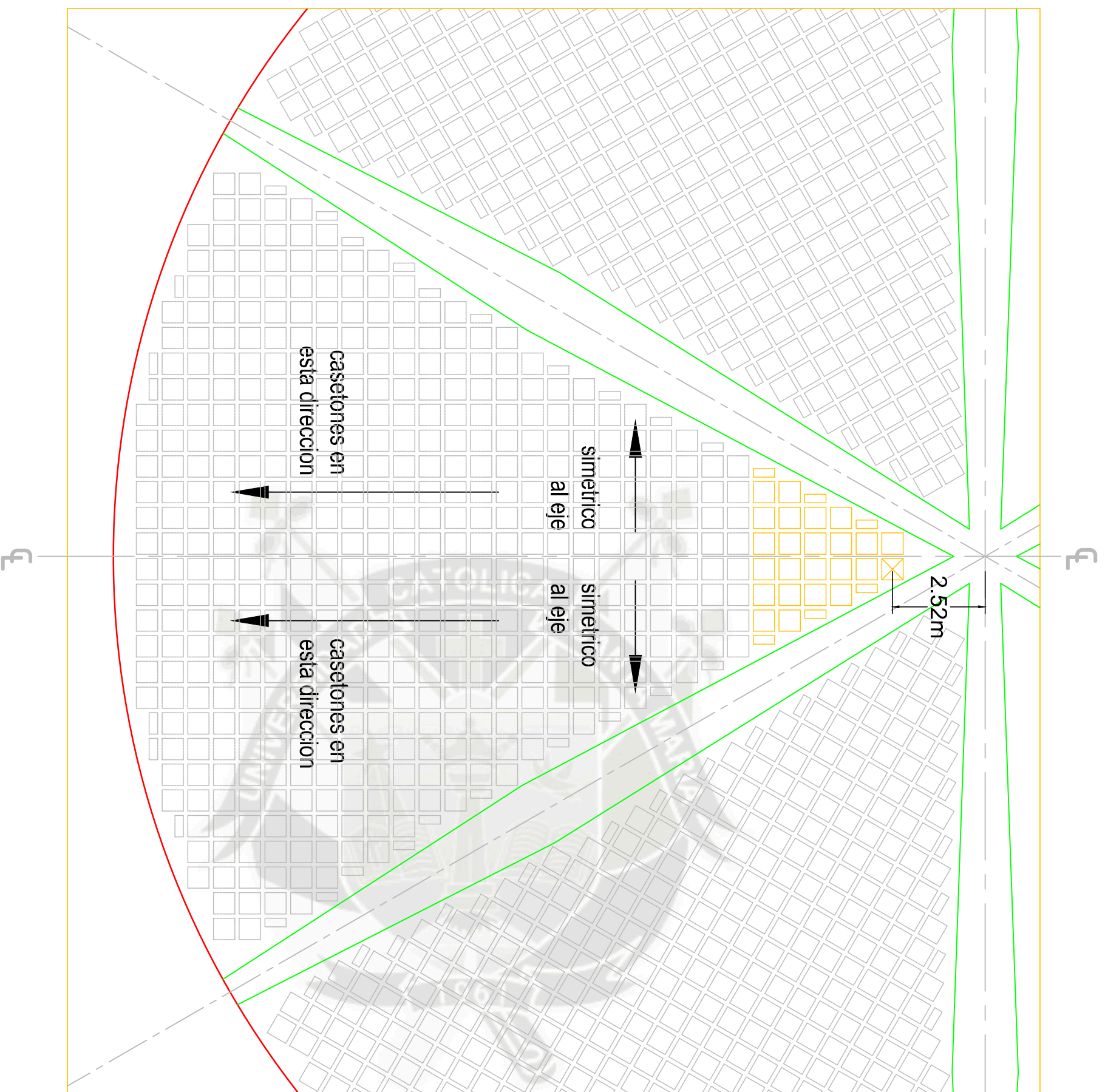
FECHA:
23/11/2013

E-L03-06



NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto ir a la lámina E-EST01.



NOTA:

1. Usar casetón NOVIDADE ATEX 700 o equivalente.
2. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

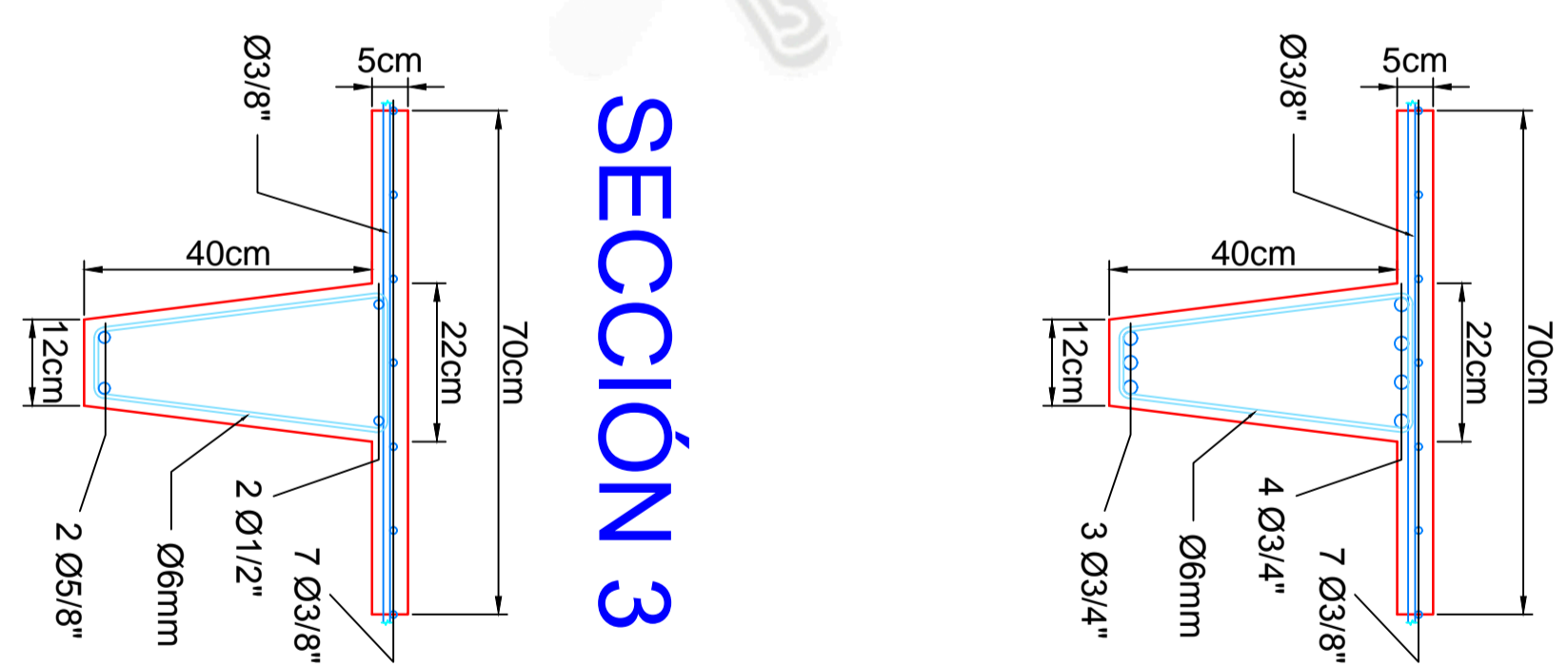
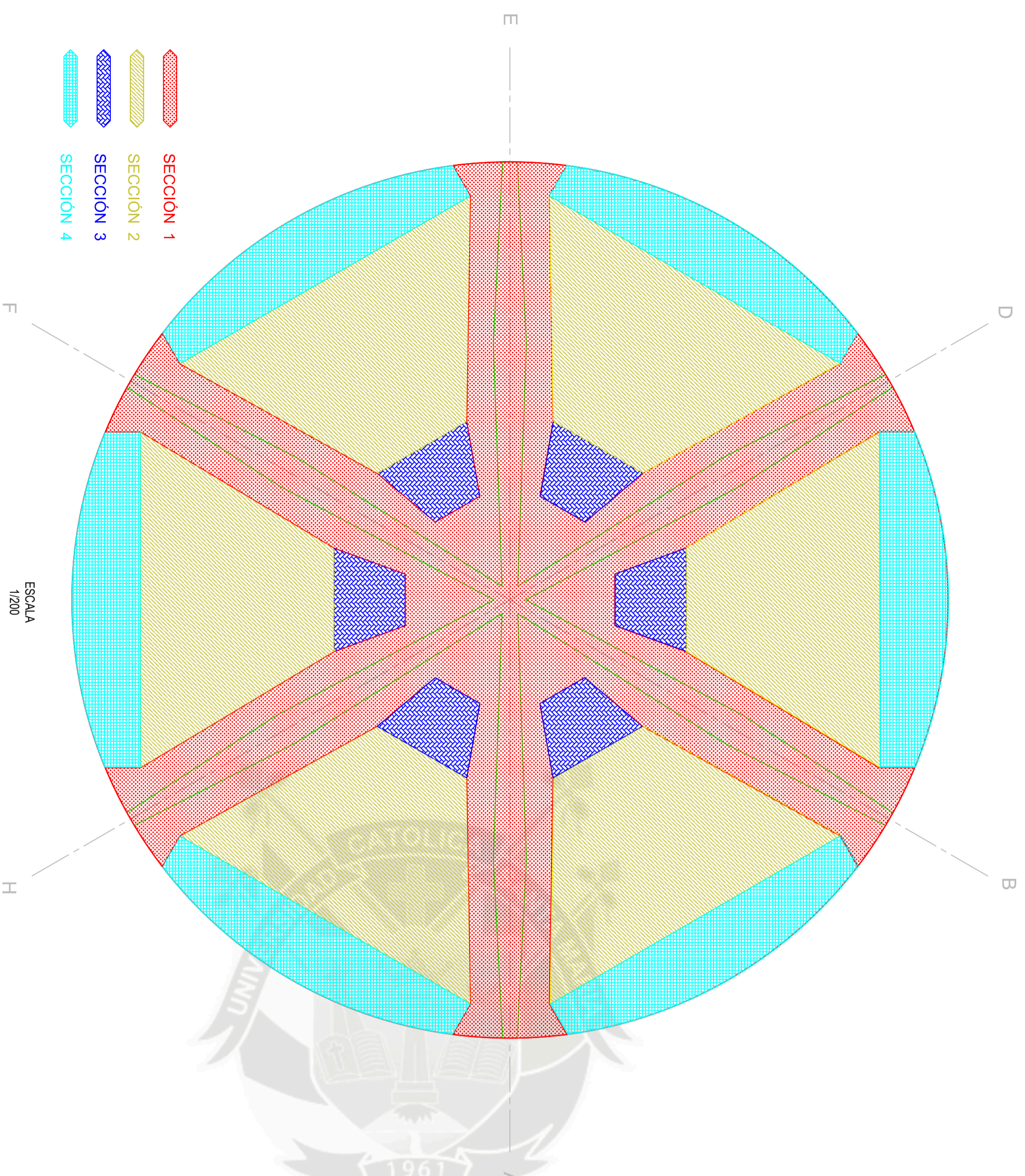
DESCRIPCION:
Distribución de casetones

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/11/2013

E-L04-01

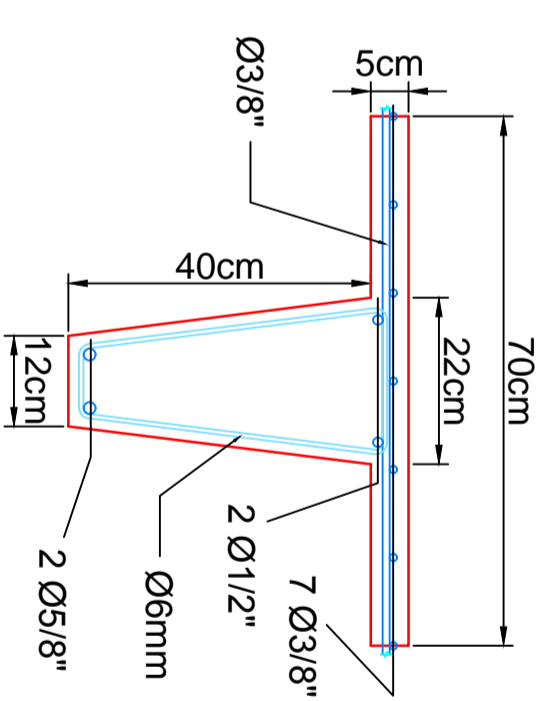
NOTA:
1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



ESCALA
1/10

SECCIÓN 1

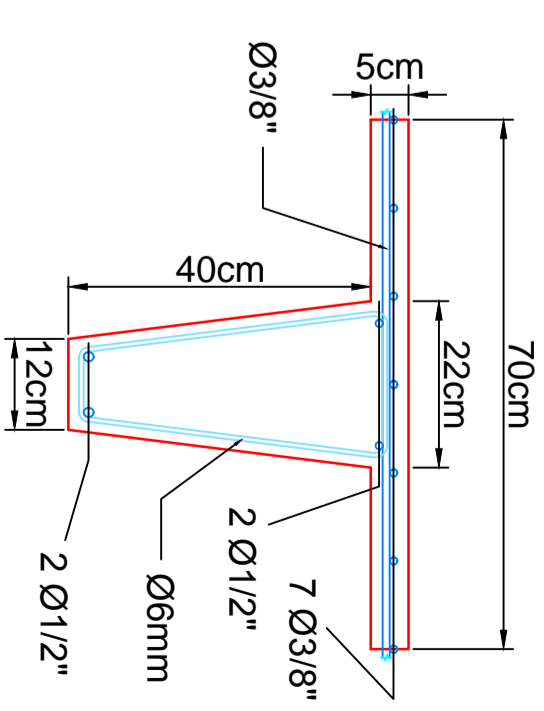
SECCIÓN 2



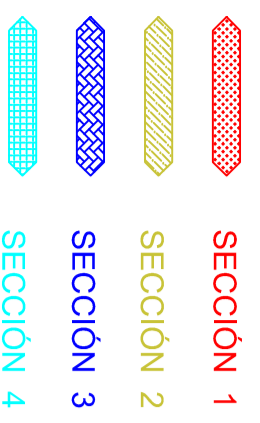
ESCALA
1/10

SECCIÓN 3

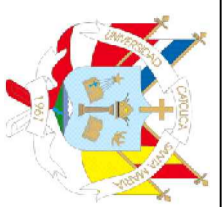
SECCIÓN 4



ESCALA
1/10



ESCALA
1/200



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Viguetas tangenciales

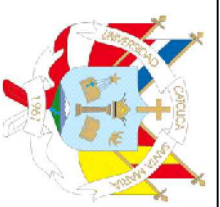
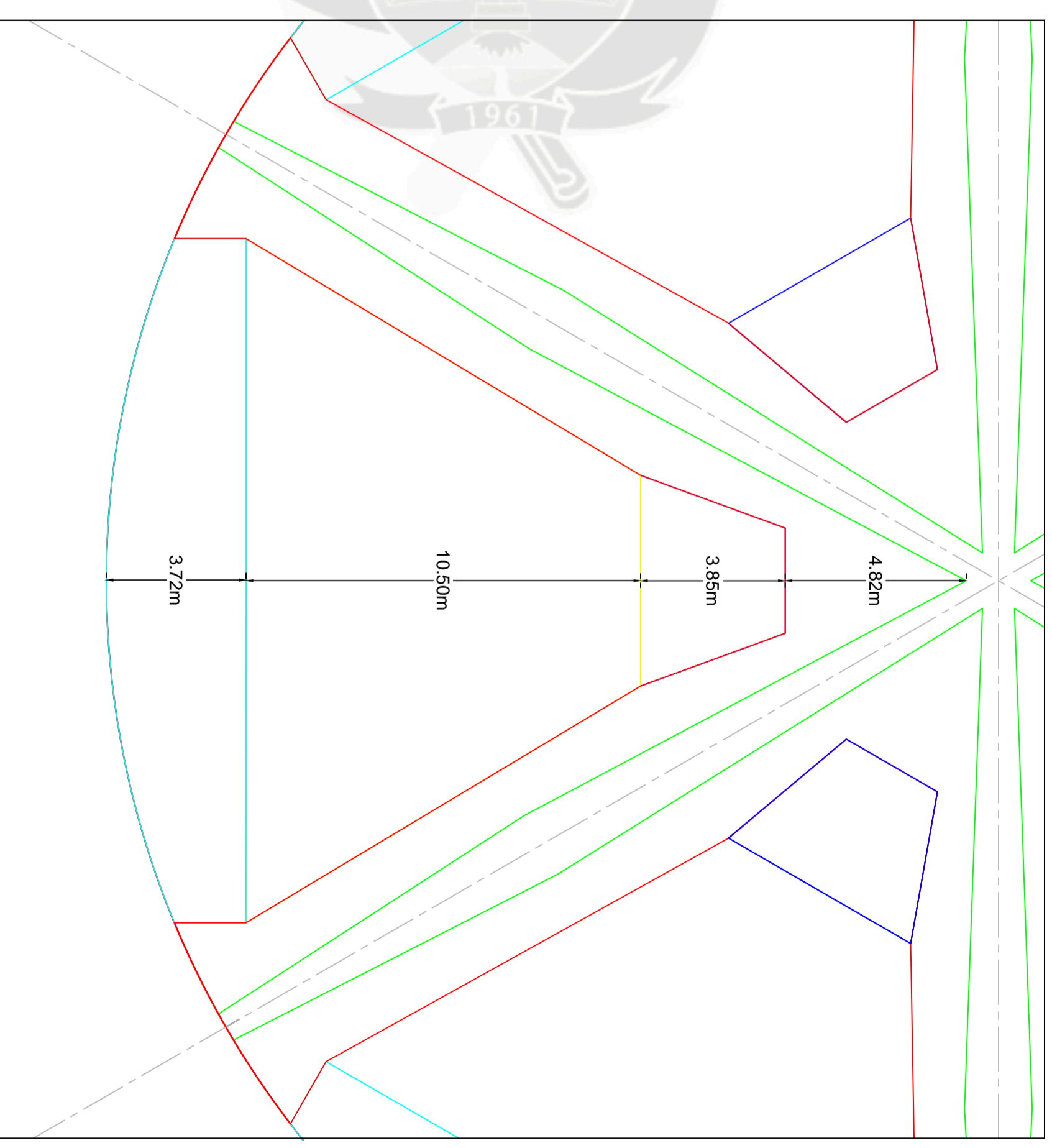
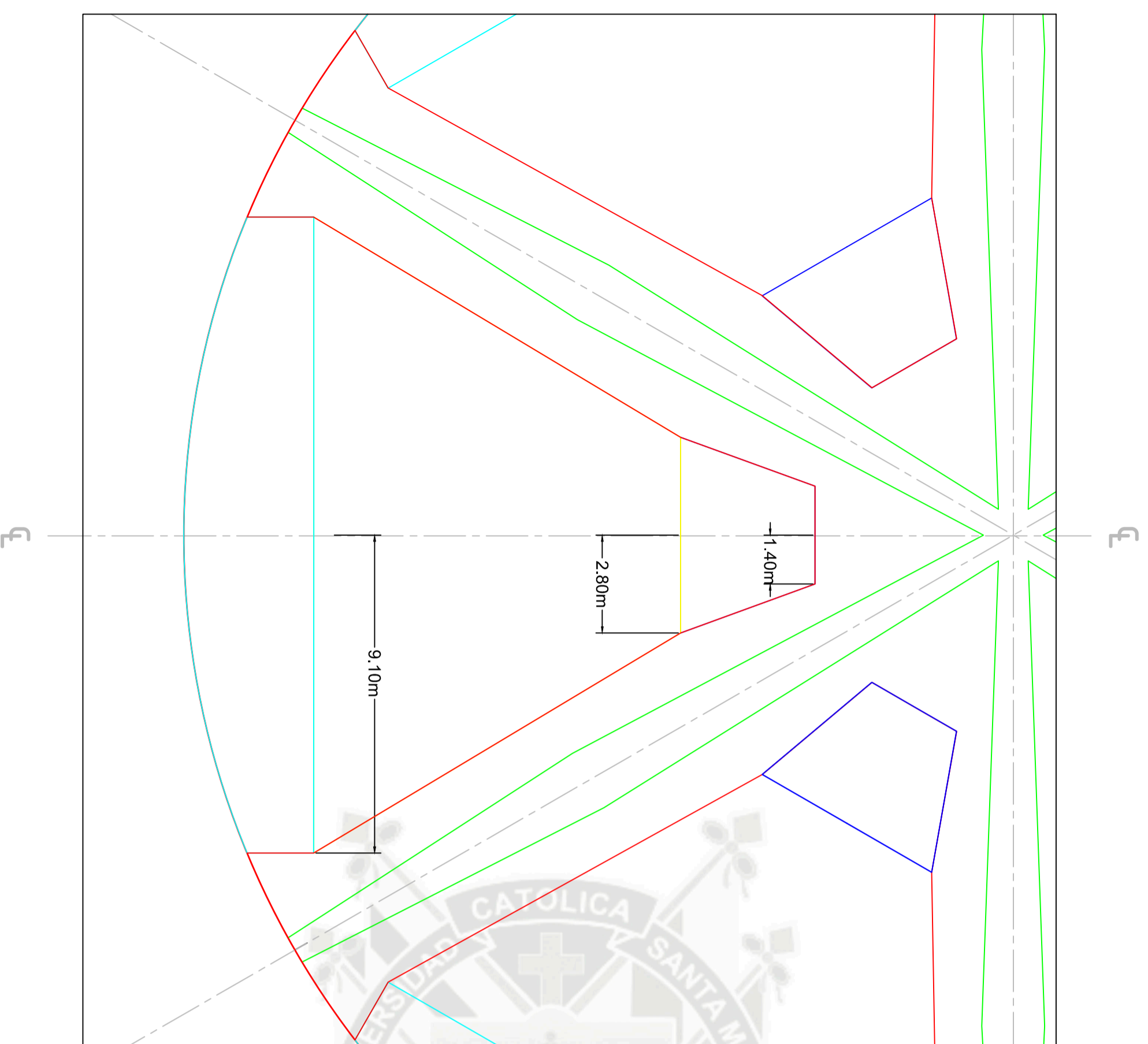
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-L04-02

NOTA:

1. Distancias simétricas con respecto al eje.
2. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESES:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

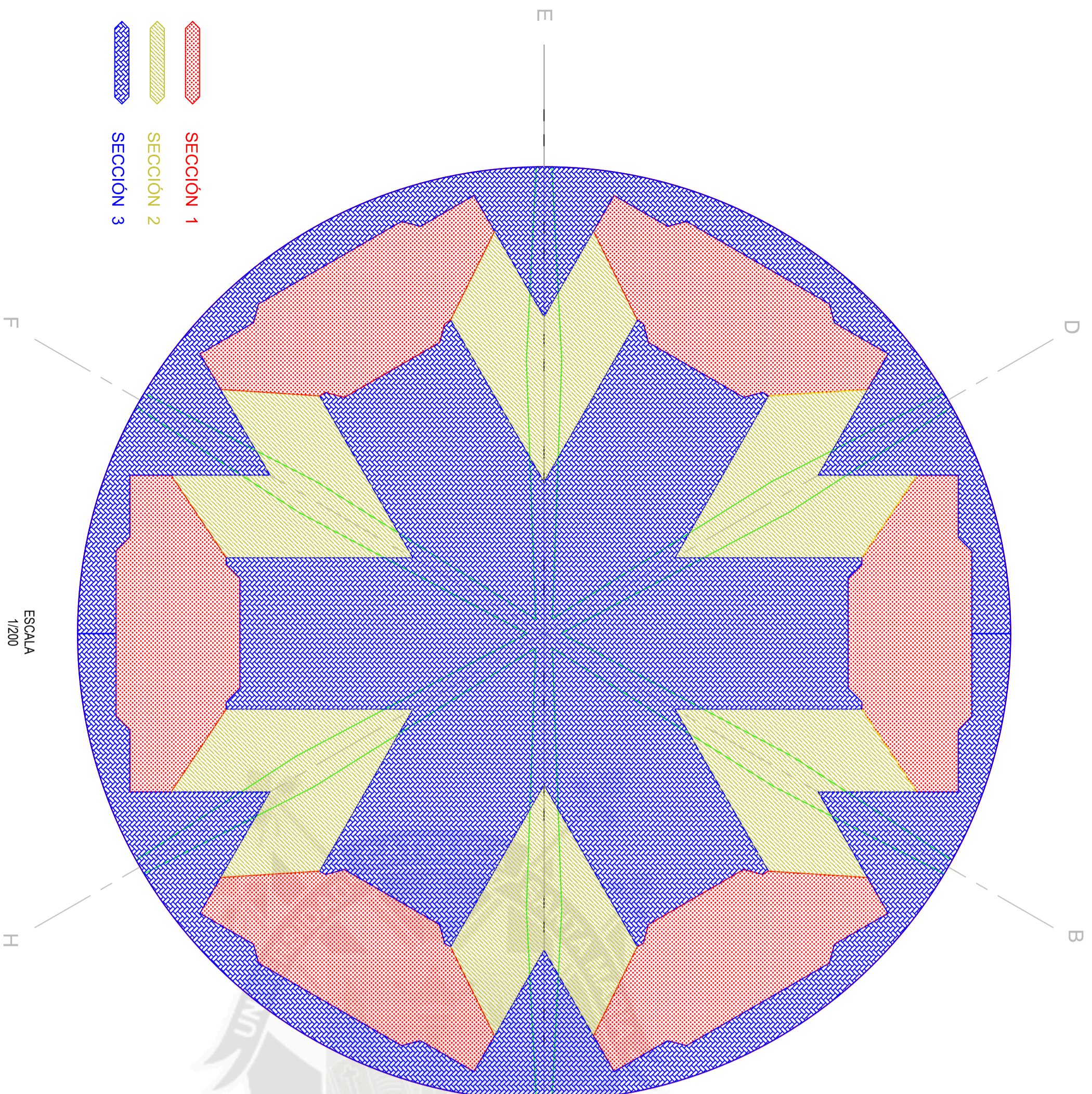
DESCRIPCION:
Límites de alcance de secciones de viguetas tangenciales

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/11/2013

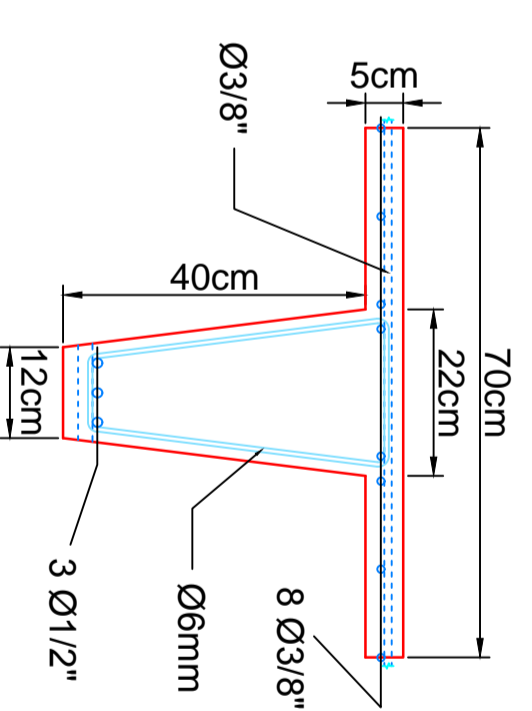
E-L04-03

NOTA:
1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



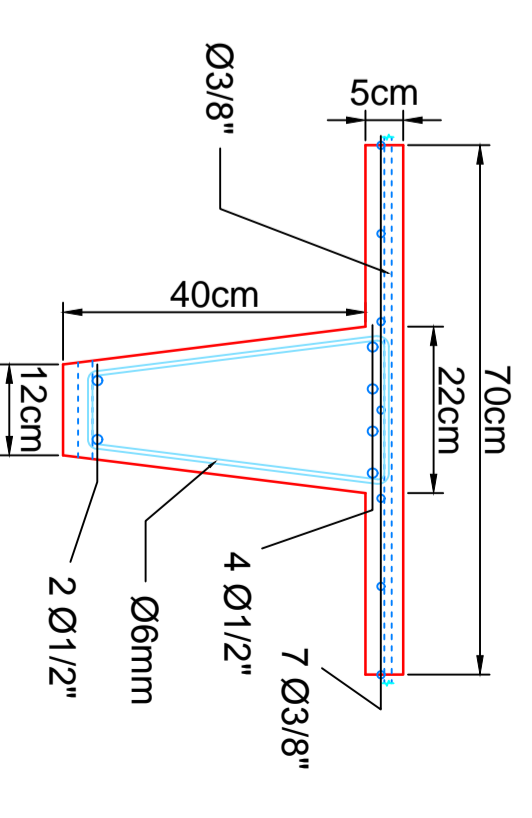
ESCALA
1/200

SECCIÓN 1

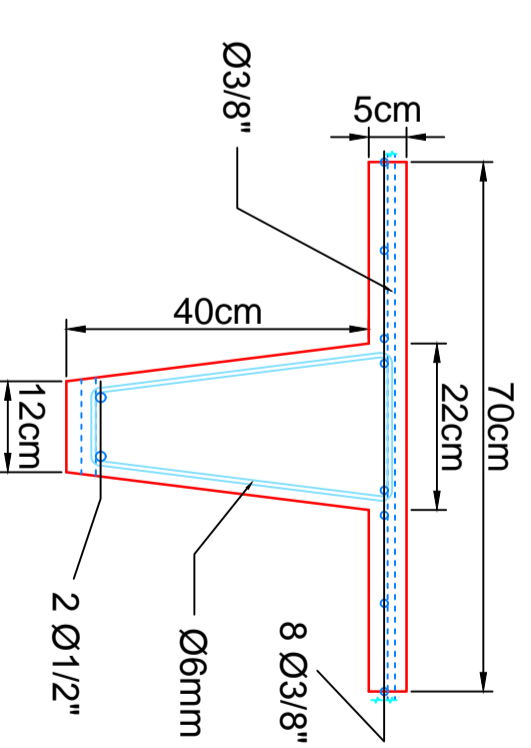


ESCALA
1/10

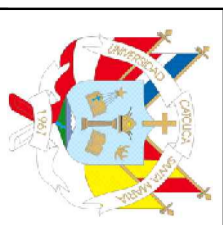
SECCIÓN 2



SECCIÓN 3



ESCALA
1/10



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

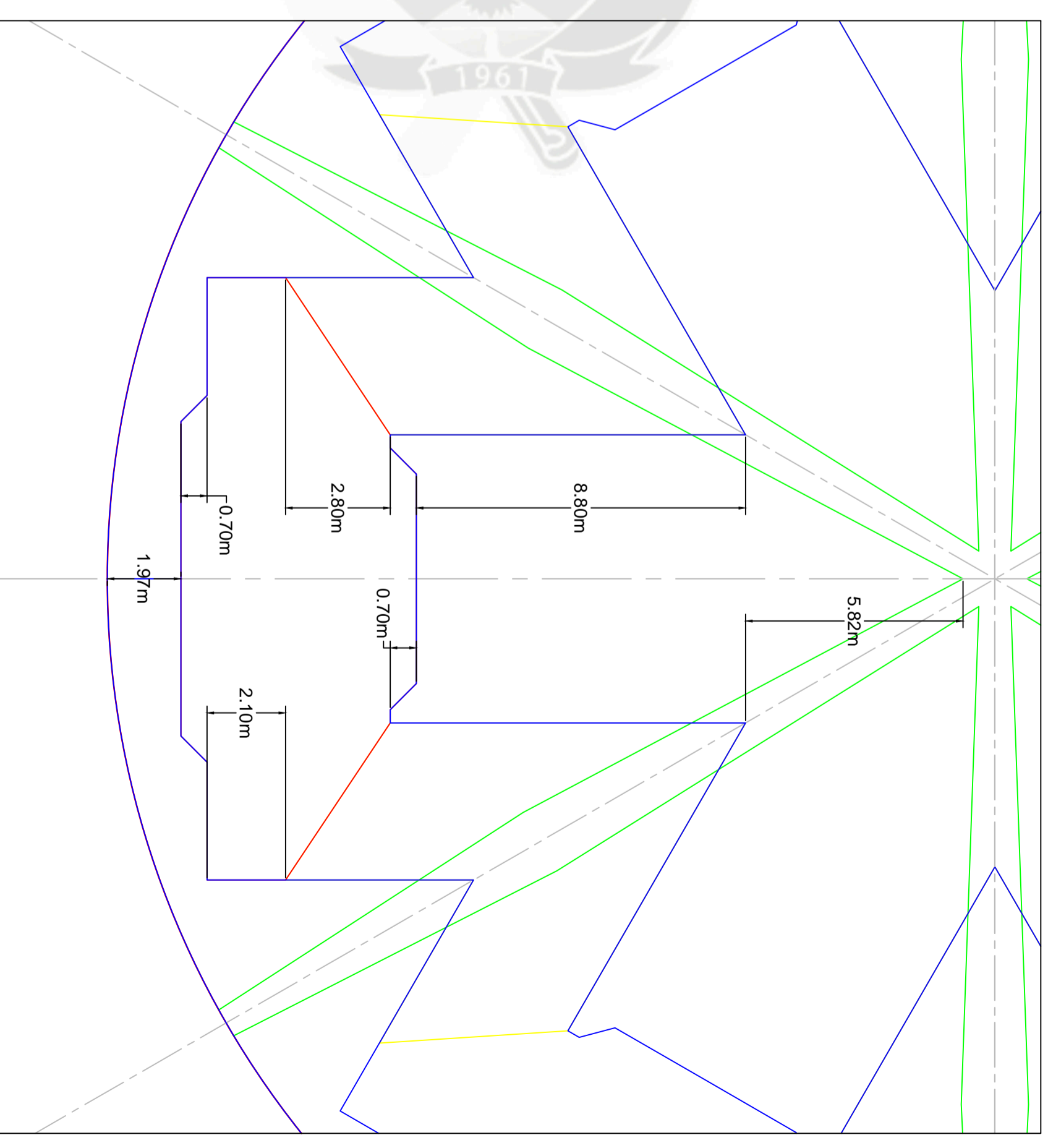
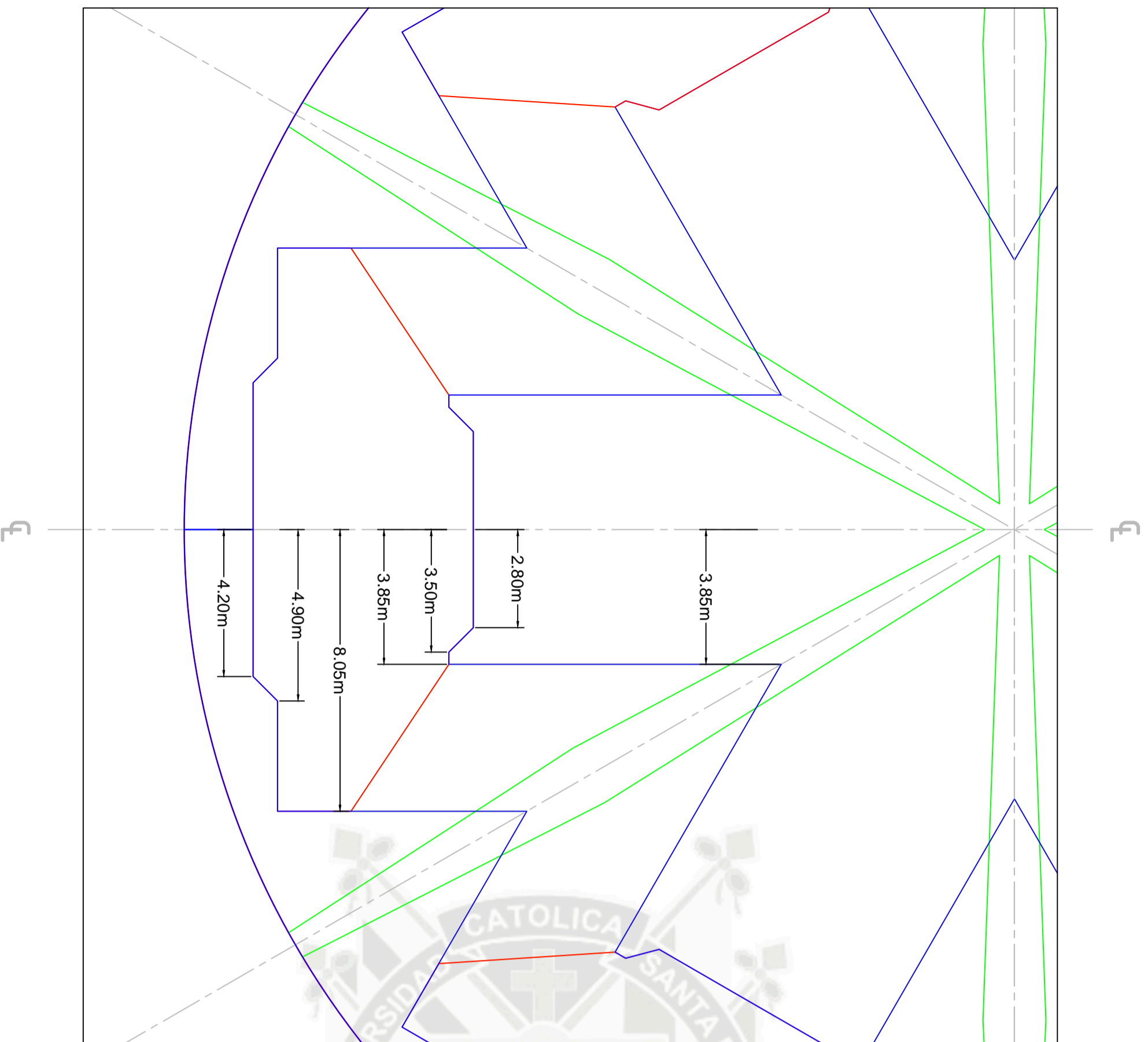
DESCRIPCION:
Viguetas radiales

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-L04-04

- NOTA:
1. Distancias simétricas con respecto al eje.
 2. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

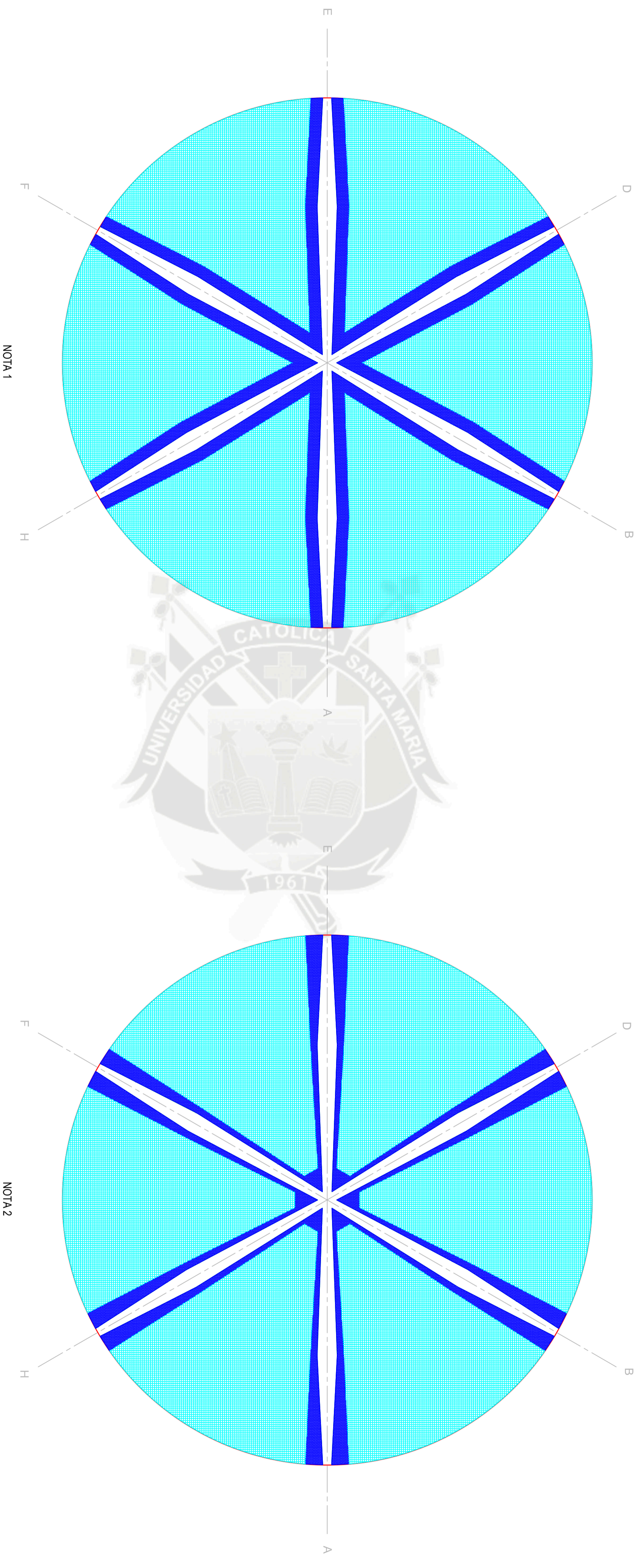
DESCRIPCION:
Límites de alcance de secciones de viguetas radiales

ESCALA:
1/125

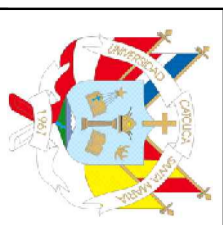
FECHA:
23/11/2013

E-L04-05

- NOTA:
1. Disposición horizontal.
 2. Disposición vertical.
 3. Para Notas y Estándares de concreto refírese a la lámina E-EST01.



 **ESTRIBOS Ø6mm @ 10cm**
 **ESTRIBOS Ø6mm @ 20cm**



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

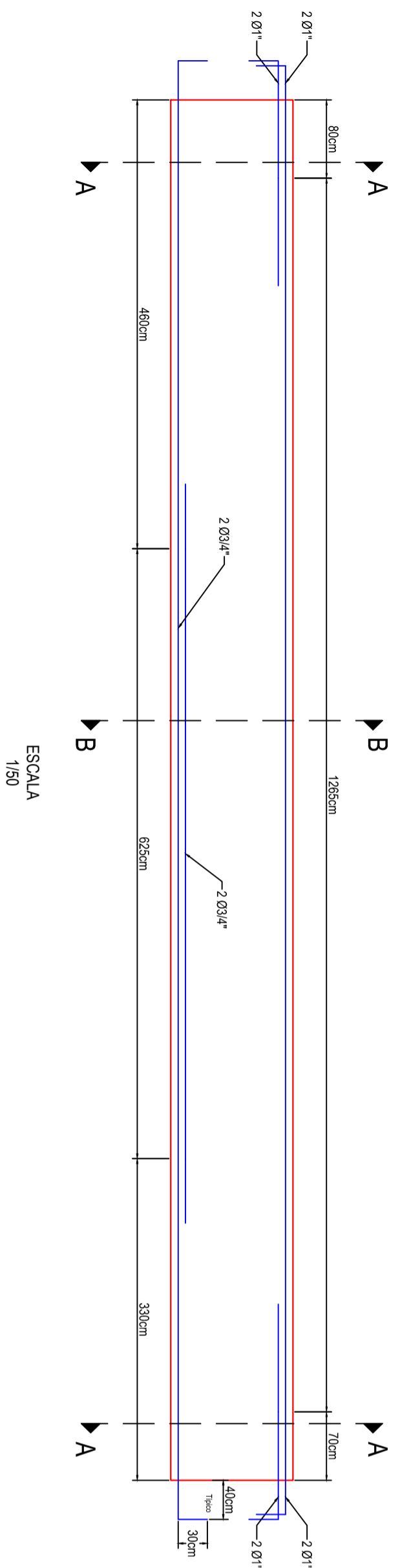
DESCRIPCION:
Estribos

ESCALA:
1/250

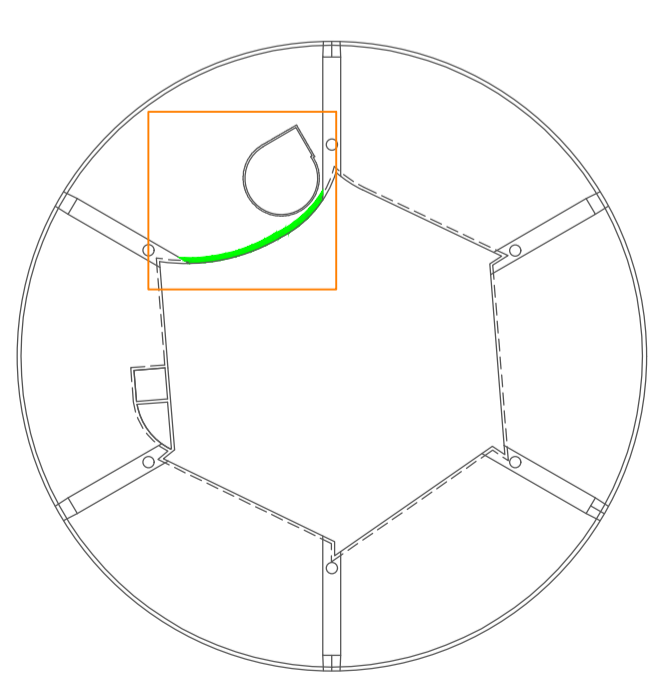
FECHA:
23/11/2013

E-L04-06

CORTE 1-1



- NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-ST01.
 2. Traspape de fierro de Ø1" es 110m.
 3. Traspape de fierro de Ø3/4" es 66cm.

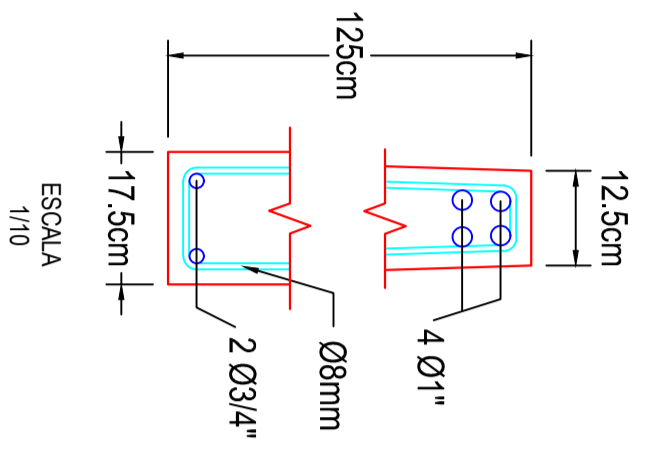


ESCALA 1/500

- 2 □ Ø8mm @ 25cm
- 2 □ Ø8mm @ 7.5cm
- 2 □ Ø8mm @ 5cm
- 2 □ Ø8mm @ 10cm
- 2 □ Ø8mm @ 15cm
- 2 □ Ø8mm @ 10cm

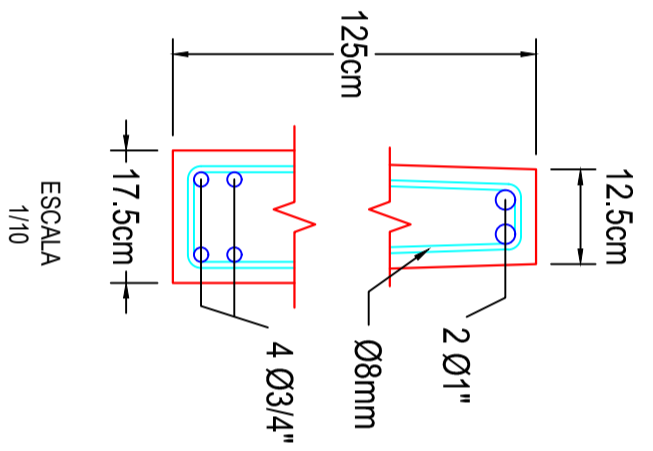
ESCALA 1/50

CORTE A-A

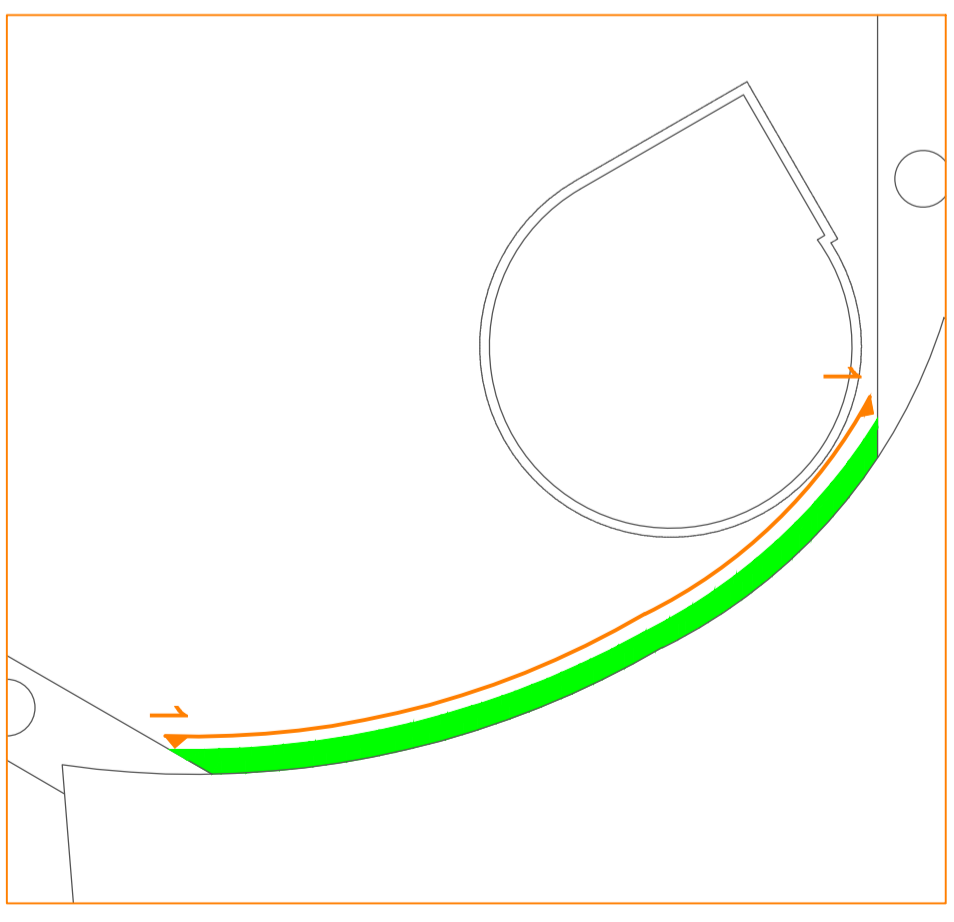


ESCALA 1/10

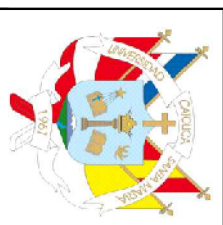
CORTE B-B



ESCALA 1/10



ESCALA 1/100



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Viga de balcón

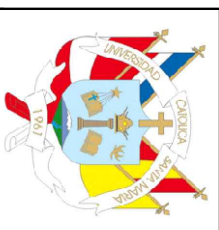
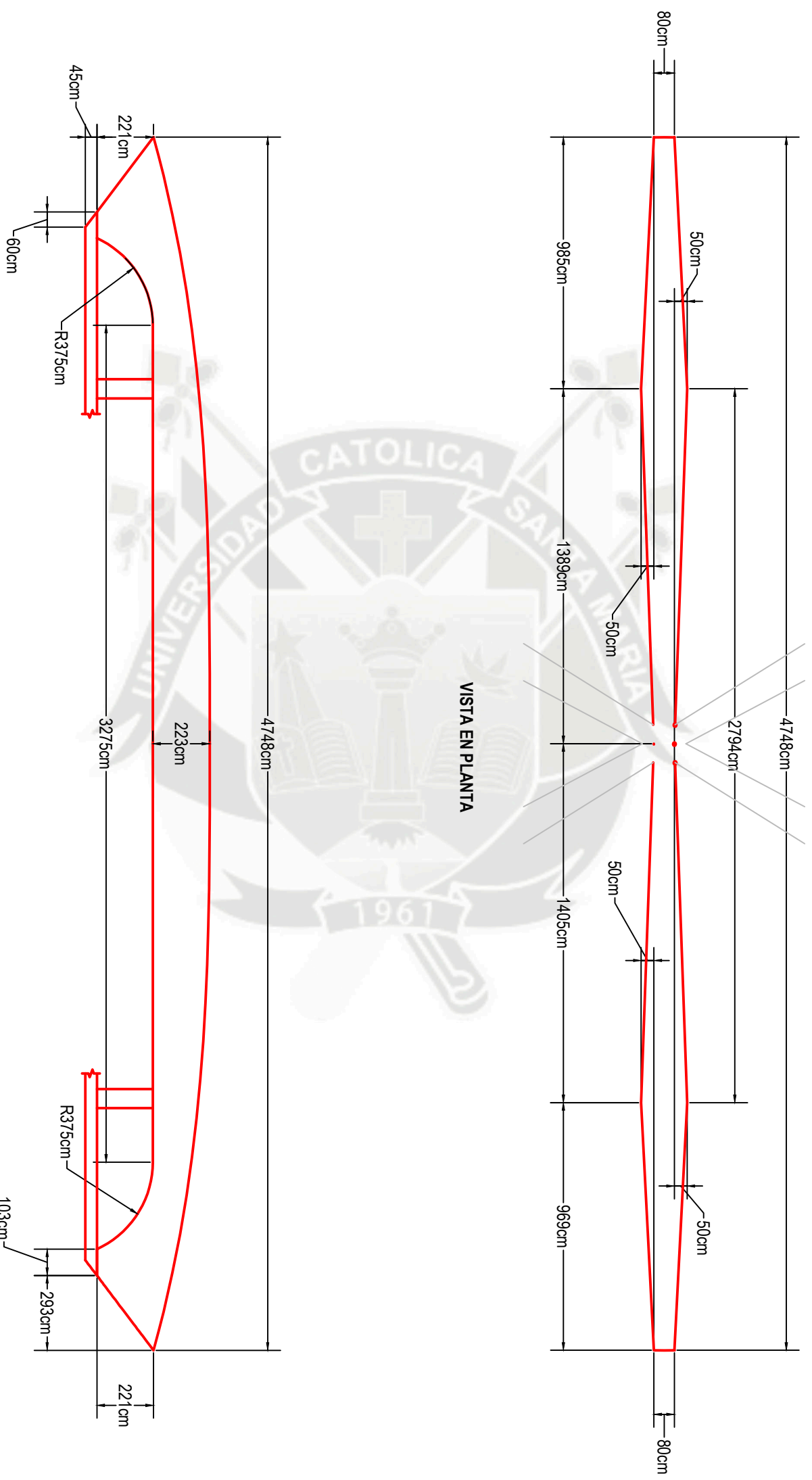
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
23/11/2013

E-V01-01

NOTA:

1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE: MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO	CUI: 2007603011	TESIS: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas	DESCRIPCION: Vista en planta y elevación de viga superior	ESCALA: 1/200	FECHA: 23/11/2013	E-V02-01
---	---------------------------	--	---	-------------------------	-----------------------------	-----------------



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

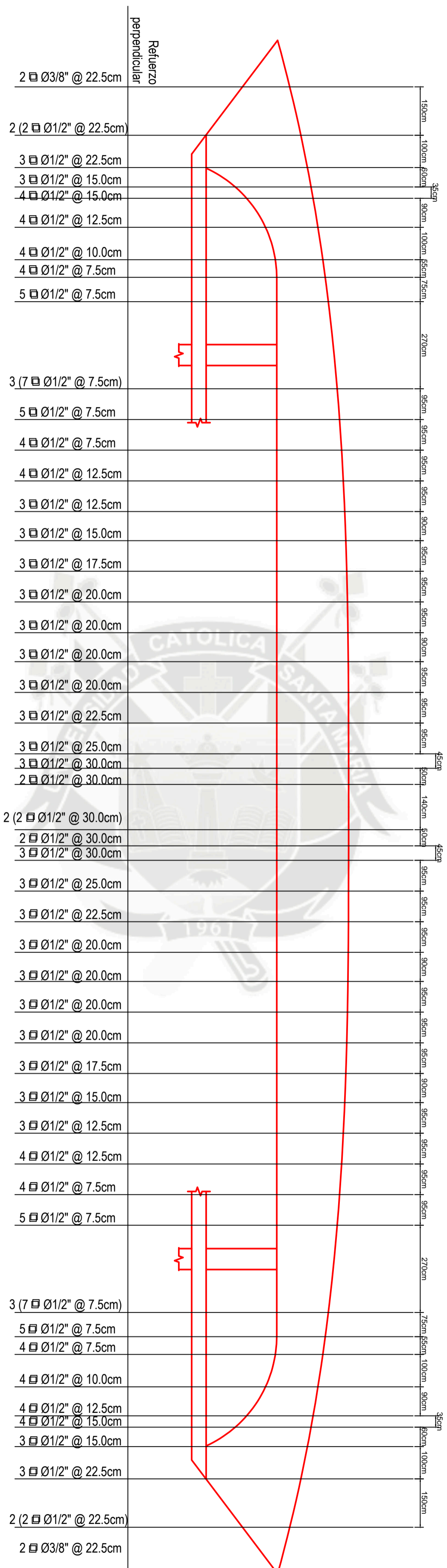
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Distribución de estribos en viga superior

ESCALA:
1/100

FECHA:
23/11/2013

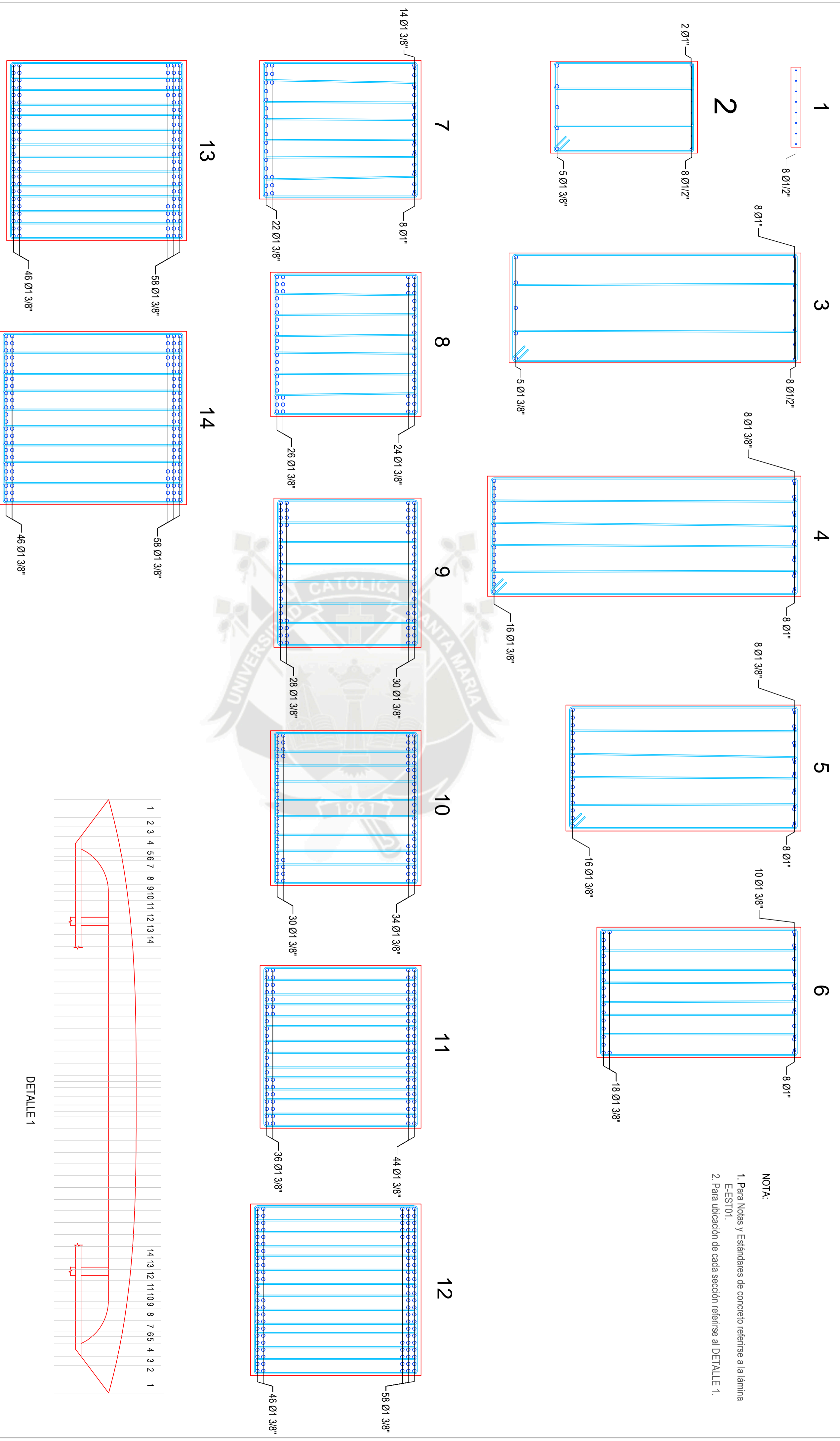
E-V02-02

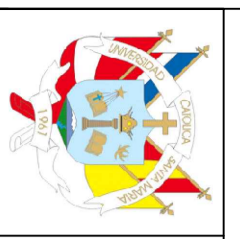


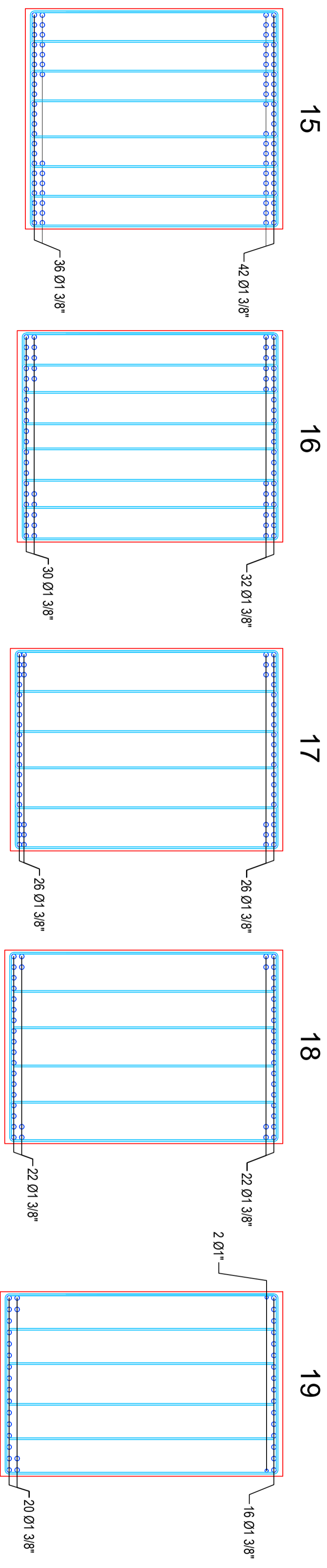
NOTA:

1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

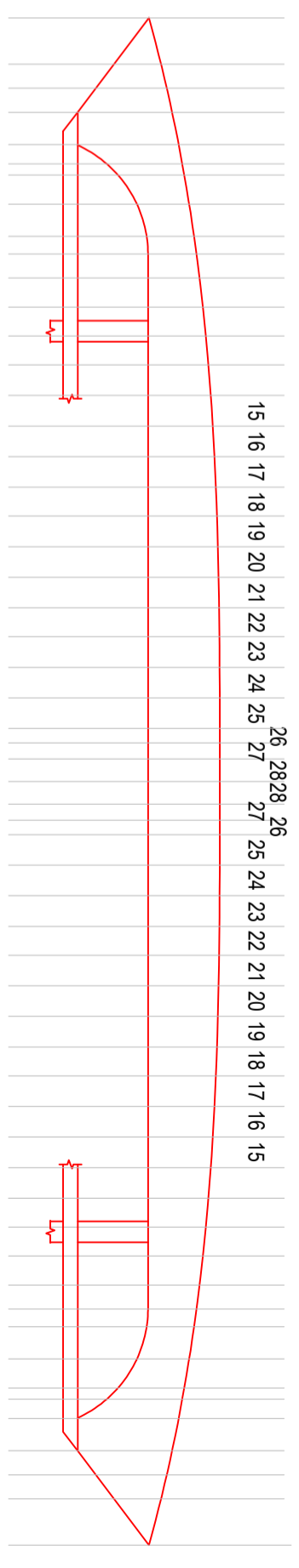
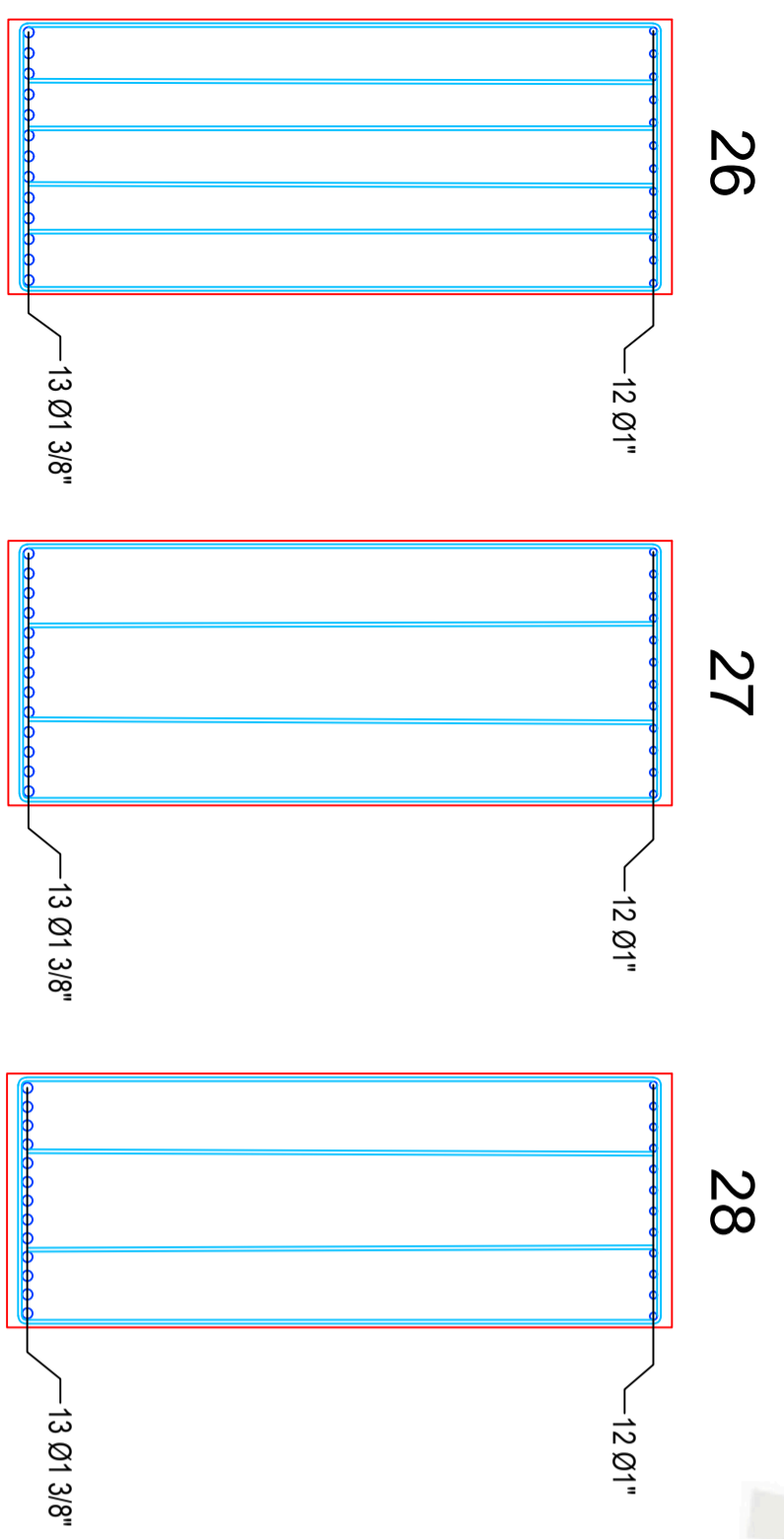
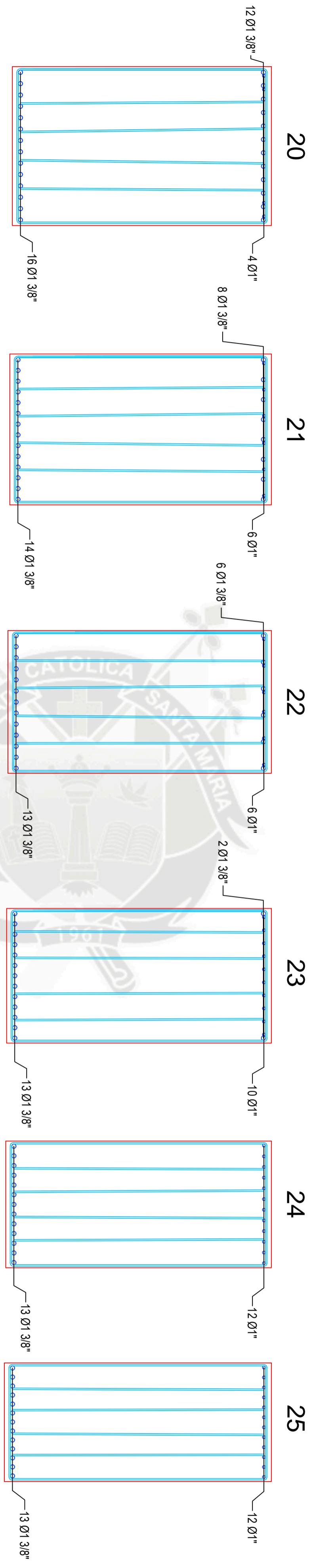
NOTA:
 1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. Para ubicación de cada sección referirse al DETALLE 1.



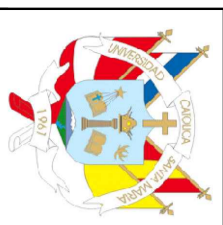
	RESPONSABLE: MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO	CUI: 2007603011	TESIS: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas	DESCRIPCION: Secciones de viga superior 1-14	ESCALA: 1/25	FECHA: 23/11/2013	E-V02-03
---	---	---------------------------	--	--	------------------------	-----------------------------	-----------------



NOTA:
 1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. Para ubicación de cada sección referirse al DETALLE 1.



DETALLE 1



RESPONSABLE:
 MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
 2007603011

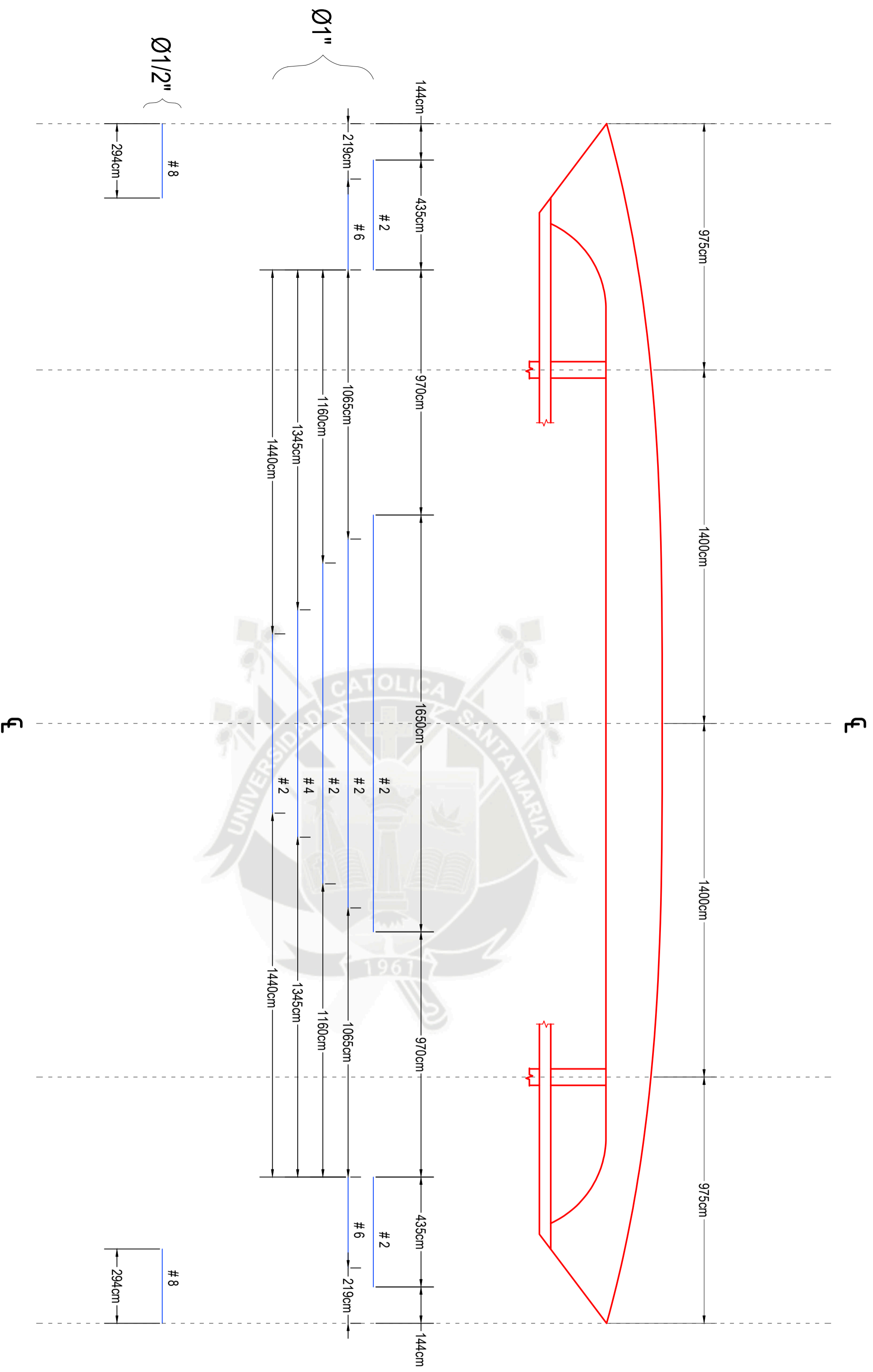
TESIS:
 Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
 Secciones de viga superior 15-28

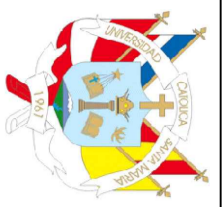
ESCALA:
 1/20

FECHA:
 23/1/2013

E-V02-04



- NOTA:
1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. En los extremos de cada fierro usar DETALLE 1 del plano E-V02-05.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Distribución de acero superior en viga superior

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/1/2013

E-V02-06



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

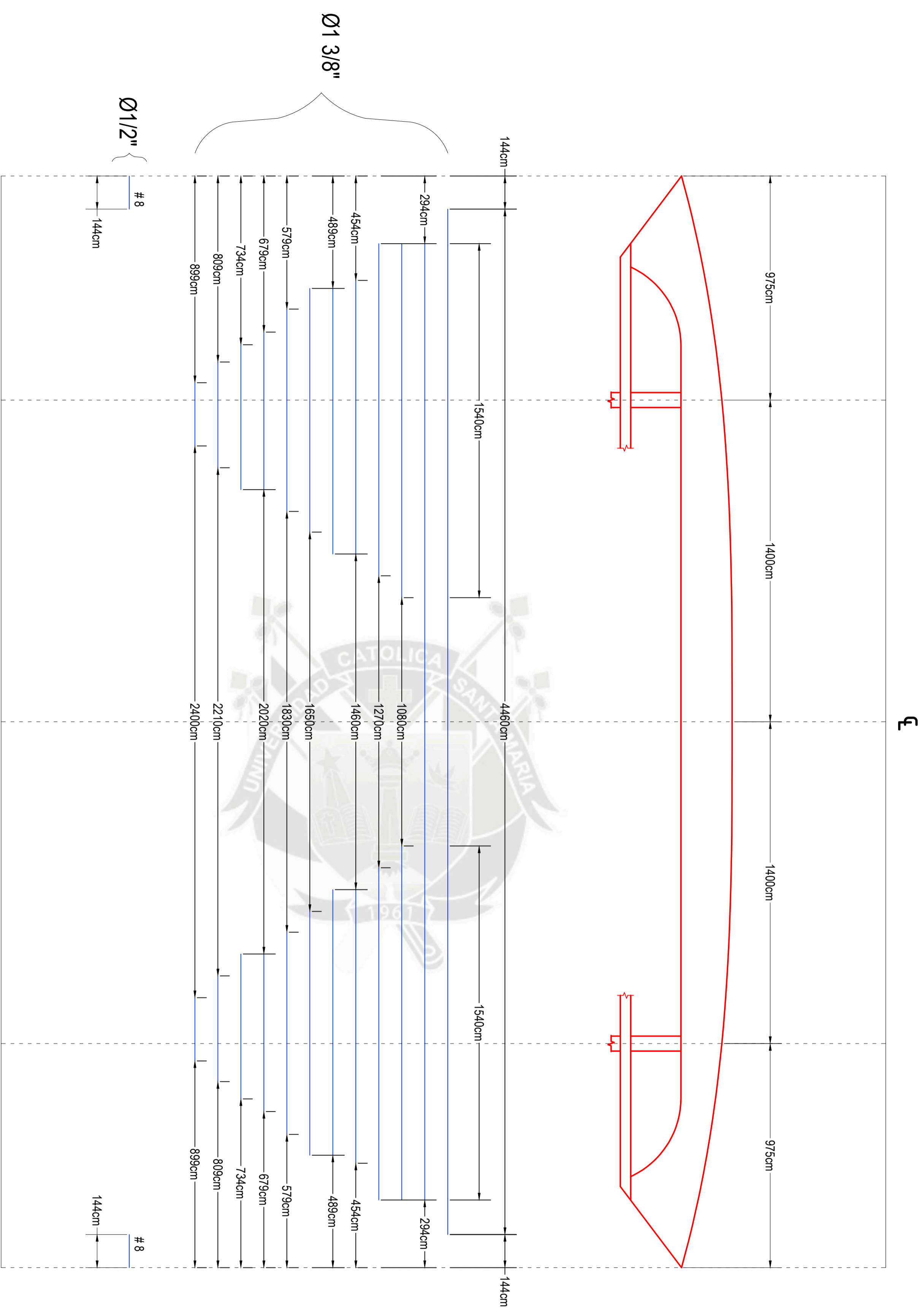
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Distribución de acero inferior en Viga Superior

ESCALA:
1/125

FECHA:
23/11/2013

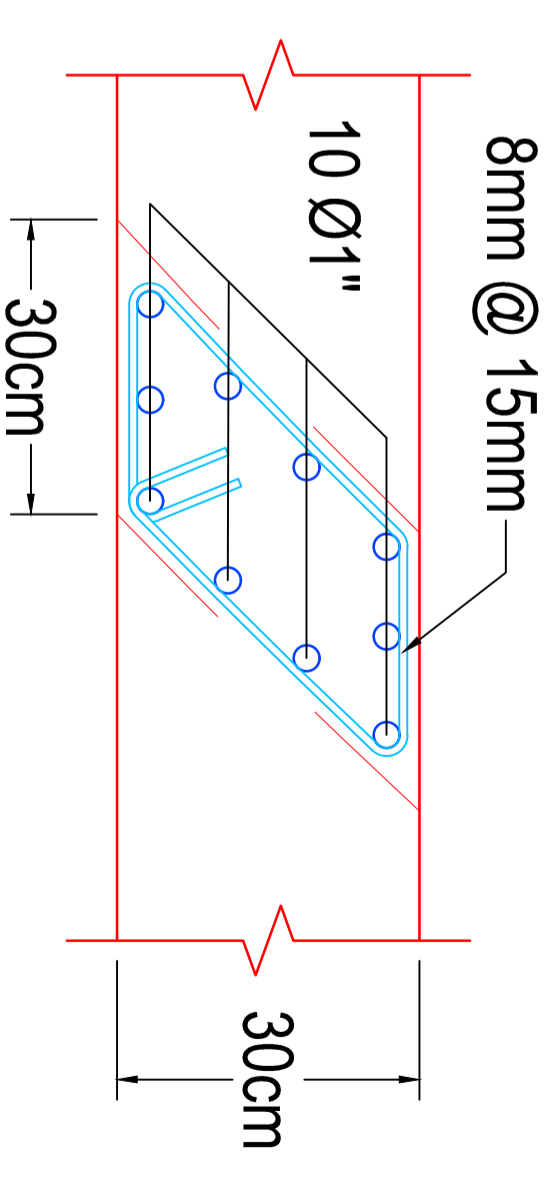
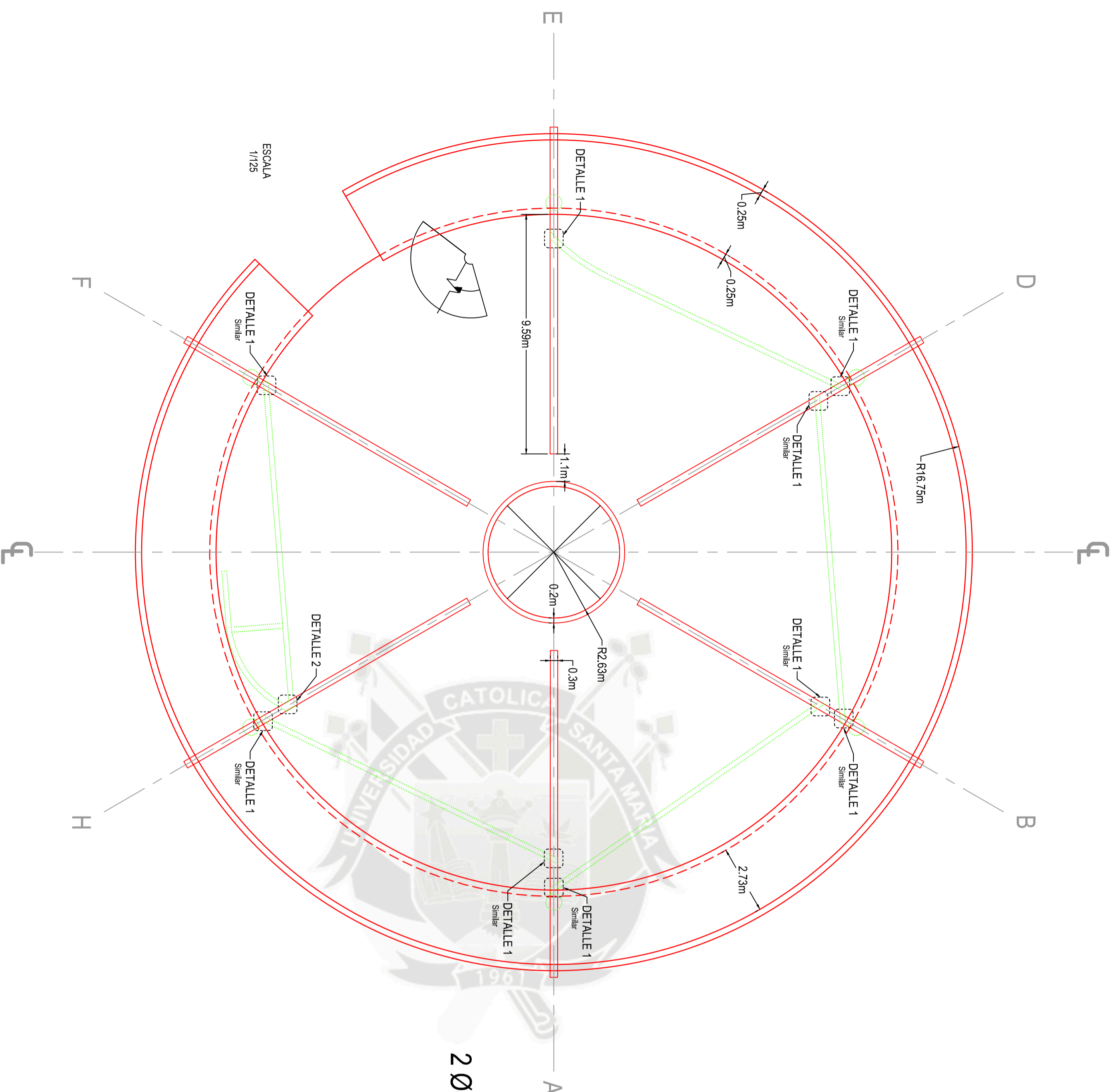
E-V02-07



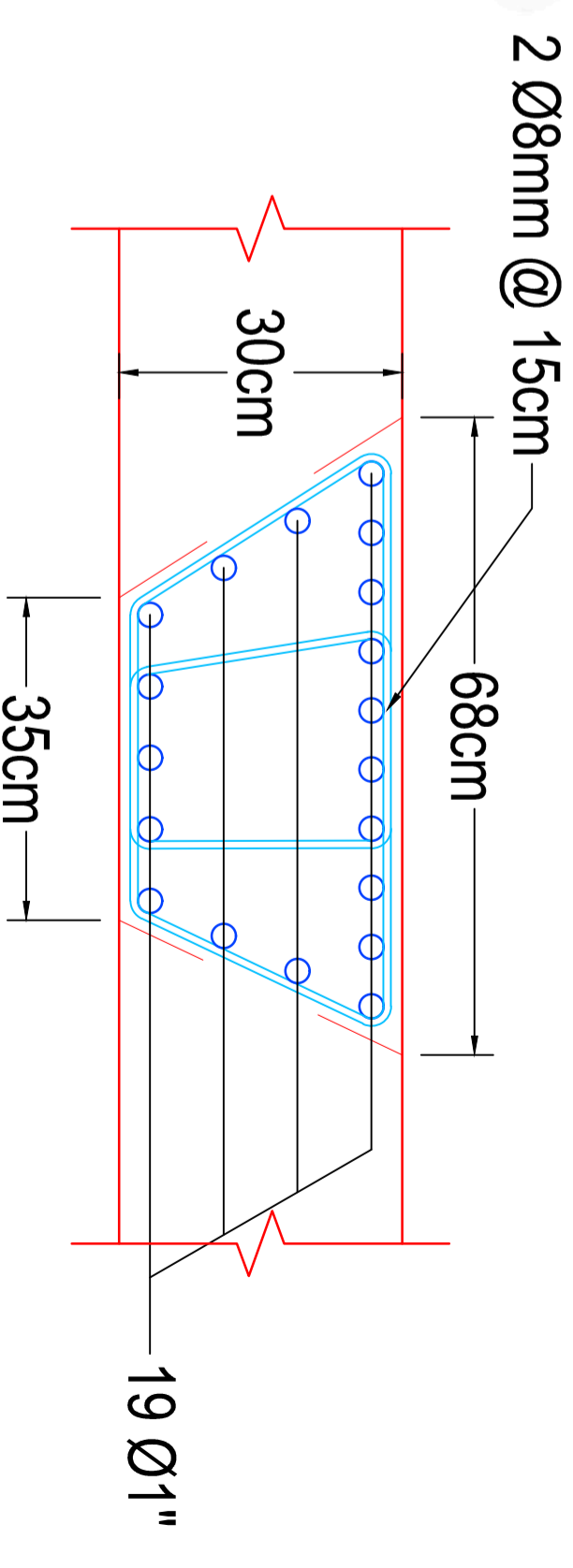
NOTA:
1. Para Notas y Estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
2. En los extremos de cada fierro usar DETALLE 1 del plano E-V02-05

NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

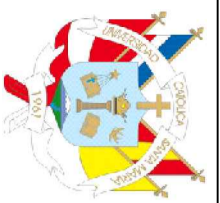


DETALLE 1



DETALLE 2

ESCALA
1/75



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

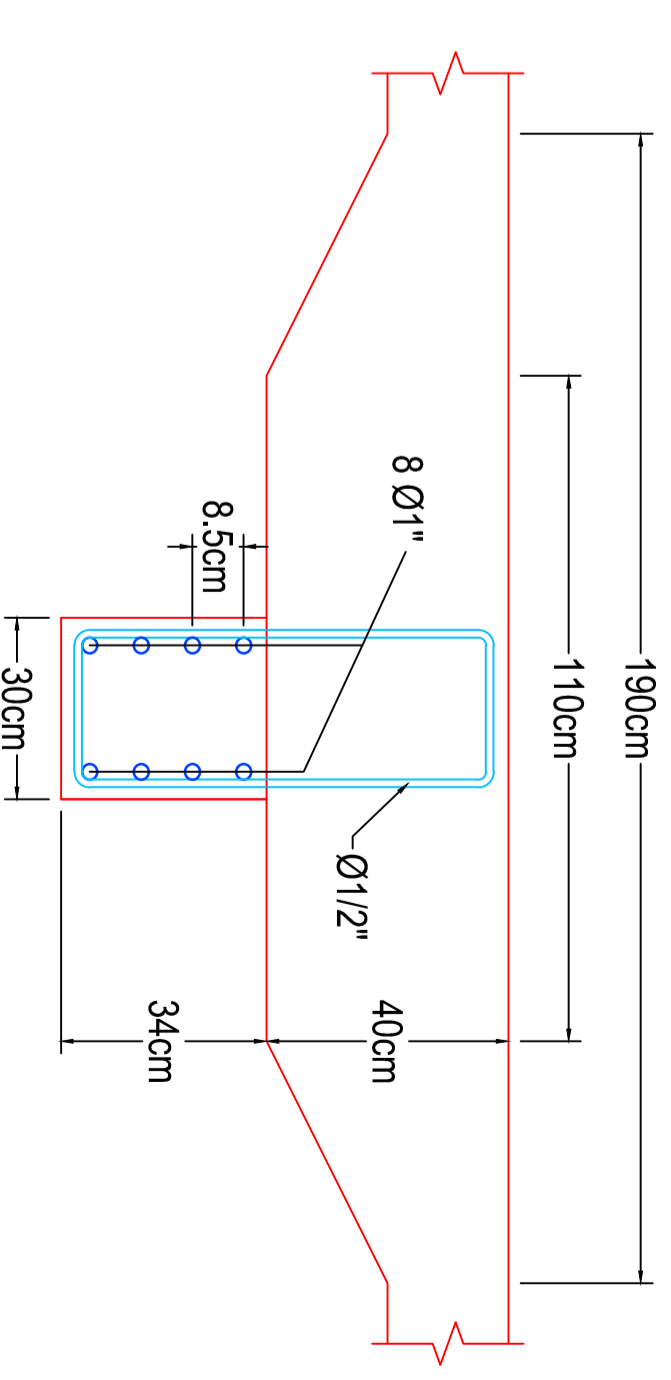
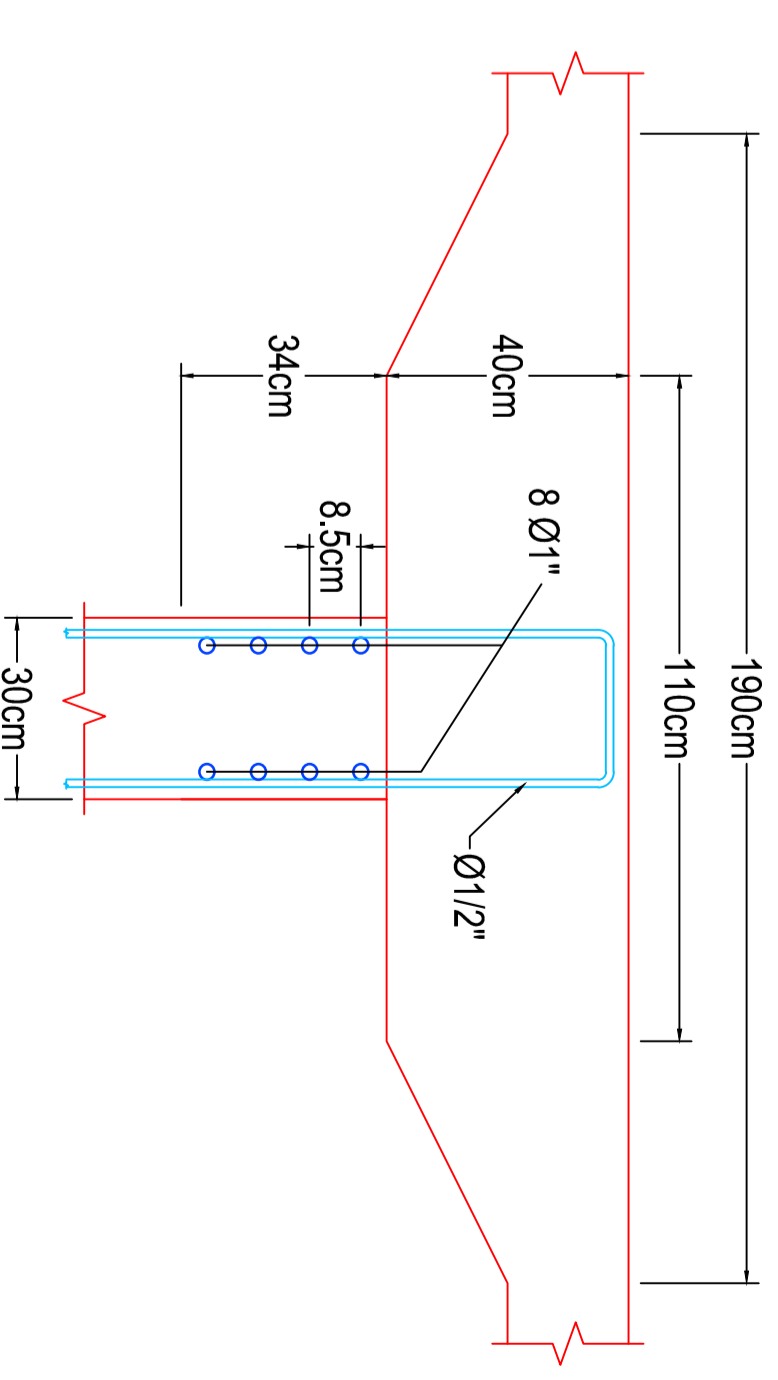
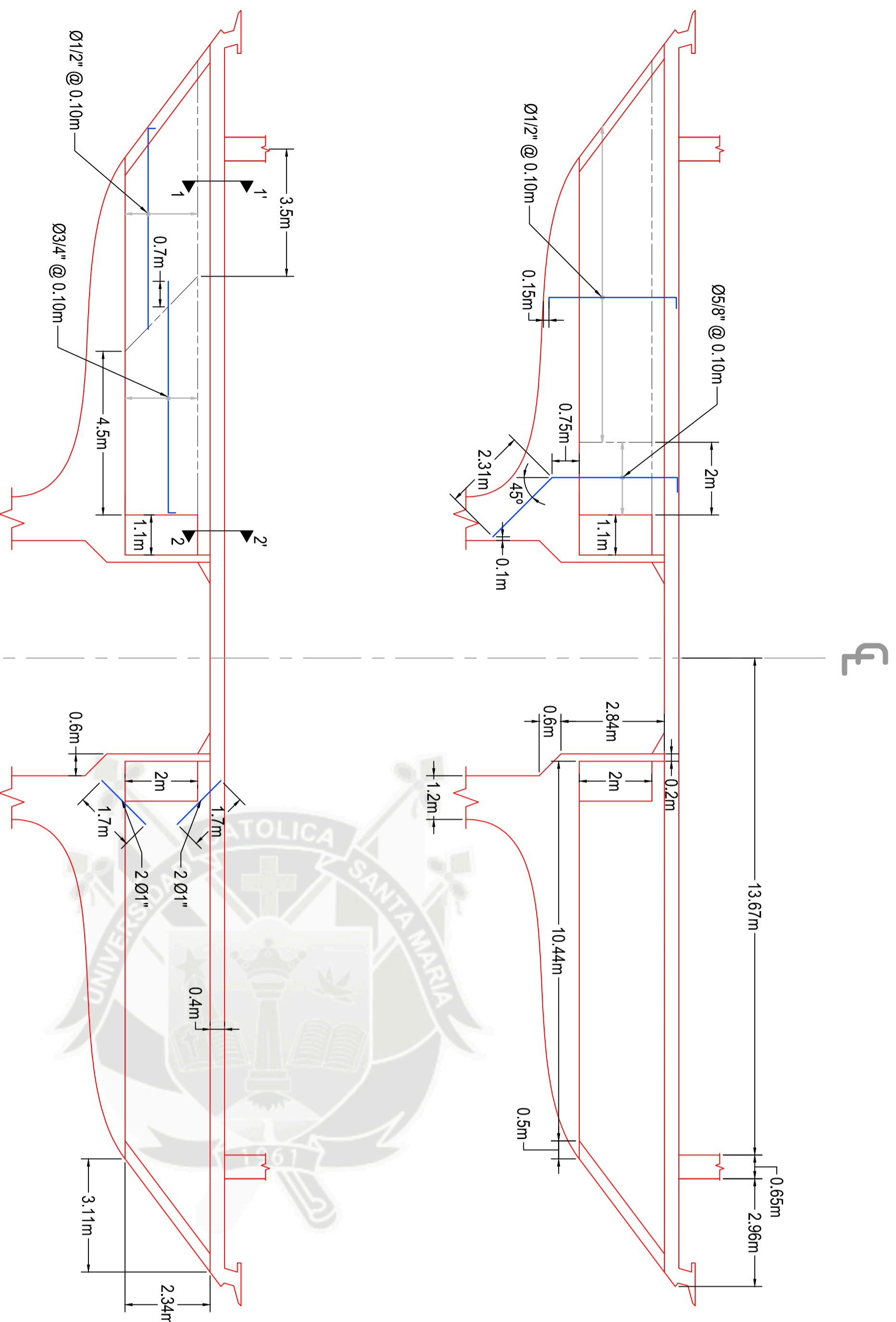
DESCRIPCION:
Vista en planta de muros 1

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

E-M01-01

- NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. Ver detalles de acero en plano E-L02-02 para detalle de acero fallante de cortes 1-1' y 2-2' del presente plano



ESCALA
1/100

ESCALA
1/125



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Vista en elevación de muros 1

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/1/2013

E-M01-02



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

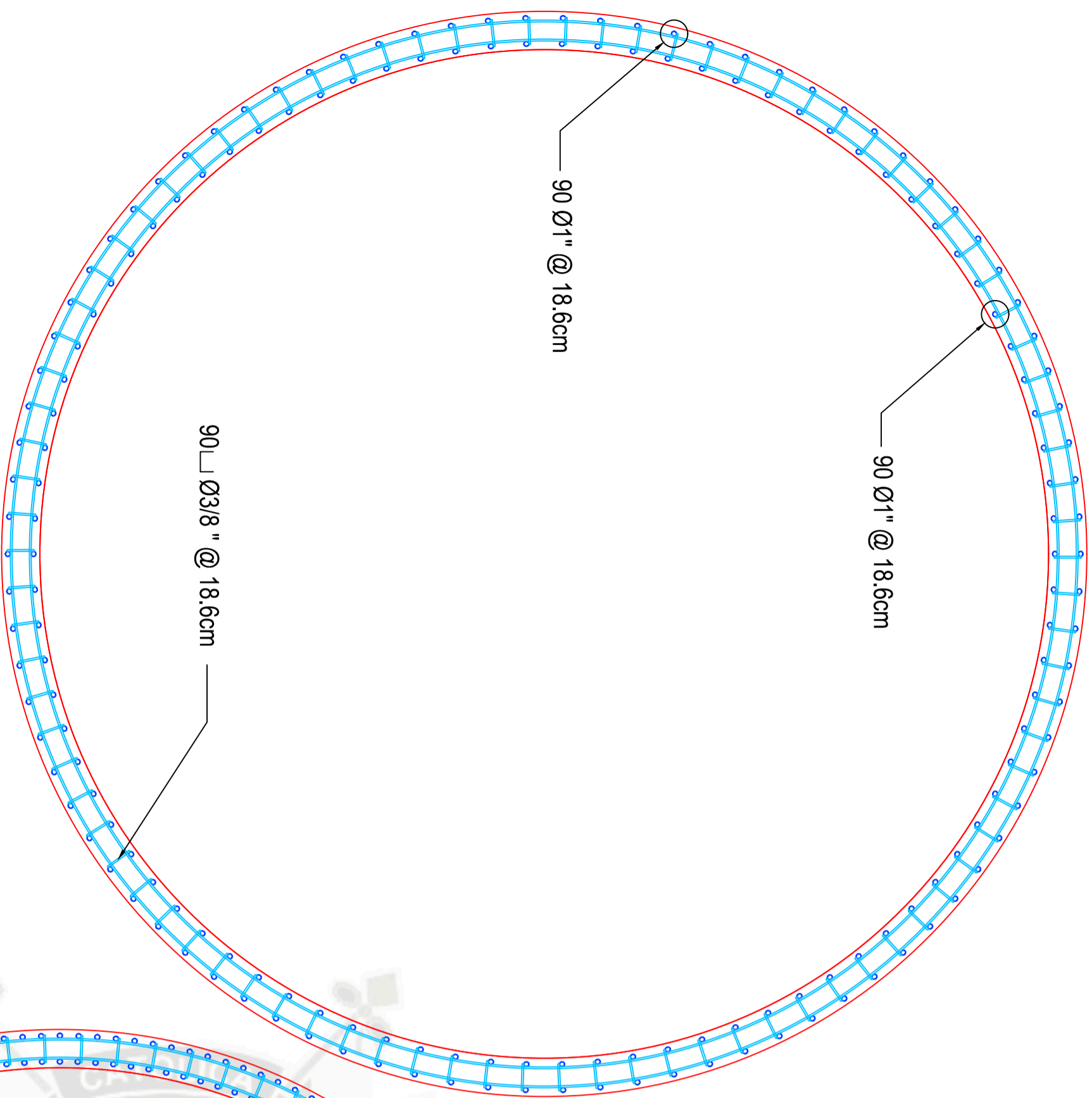
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detalles de muro central

ESCALA:
INDICADA

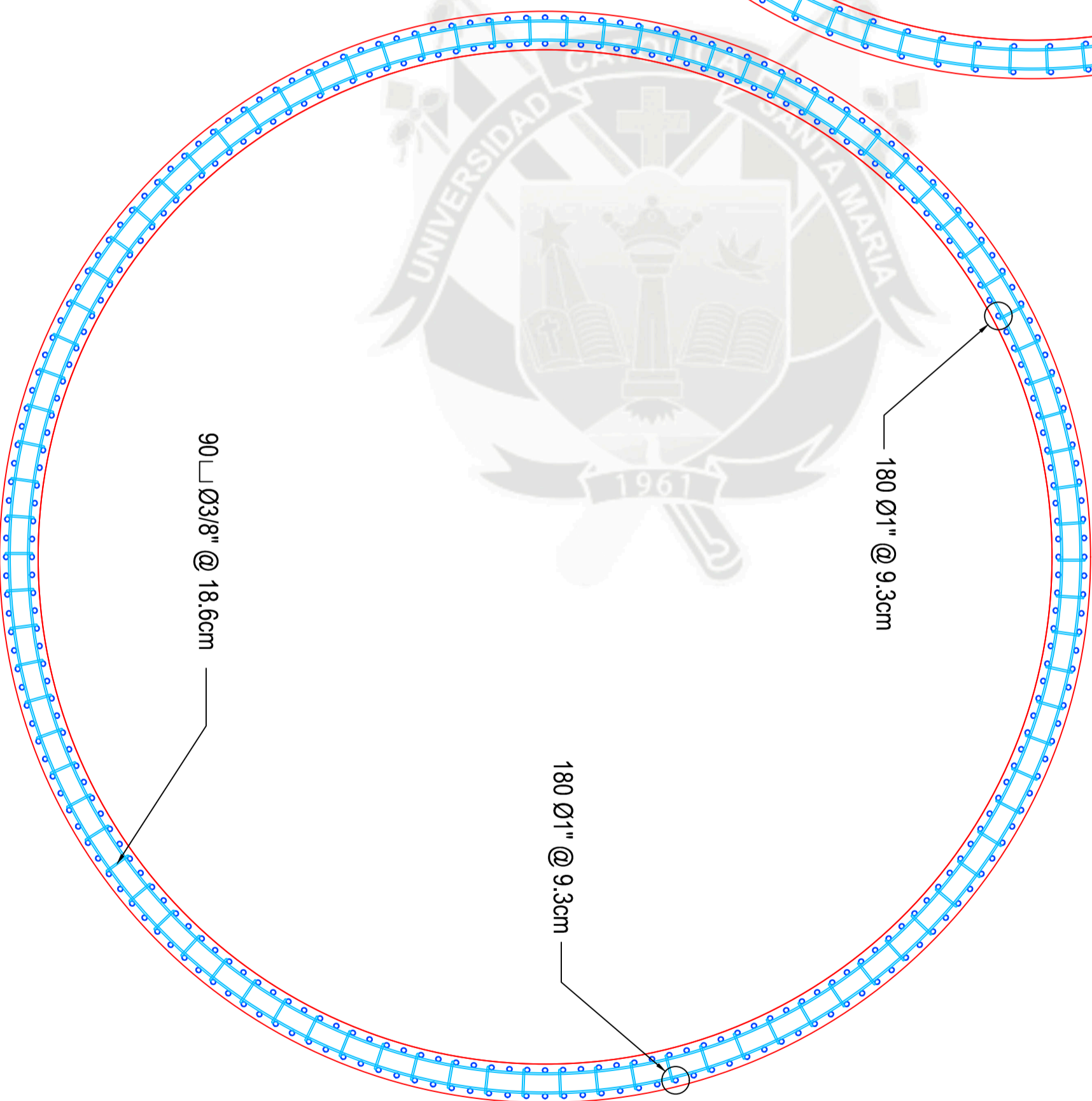
FECHA:
7/12/2013

E-M01-03

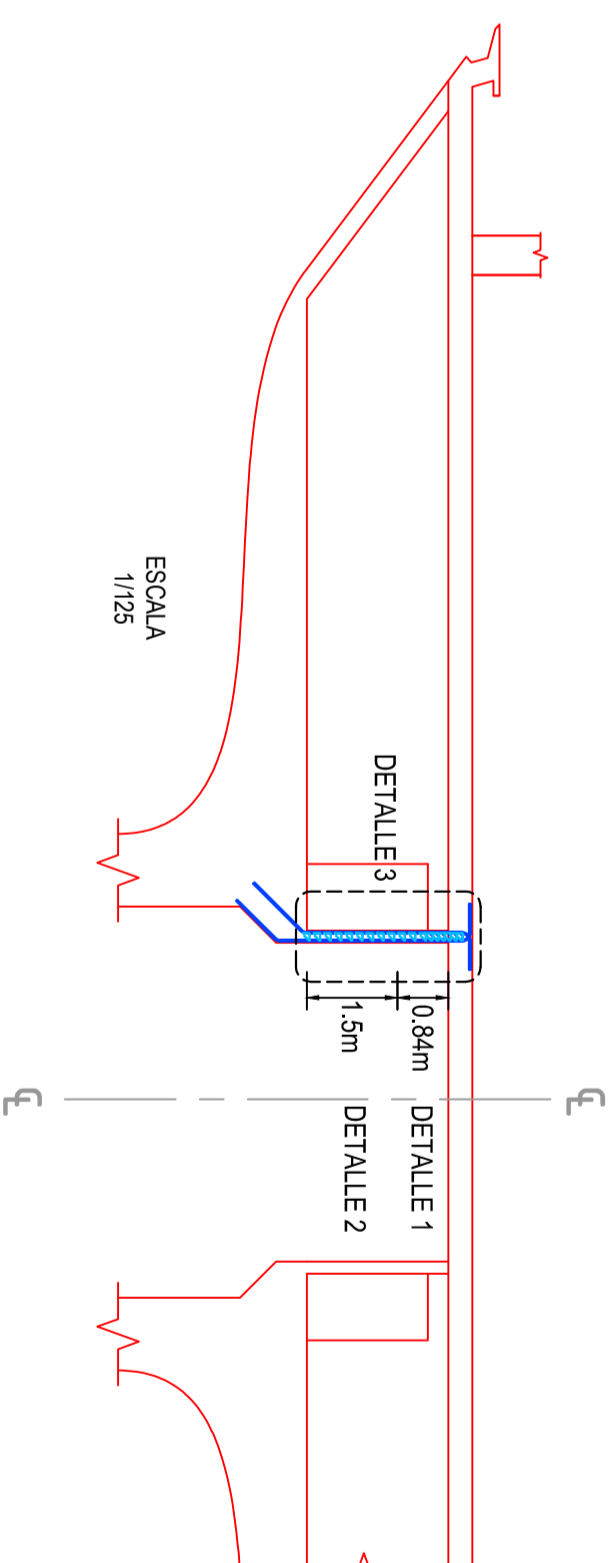


DETALLE 1

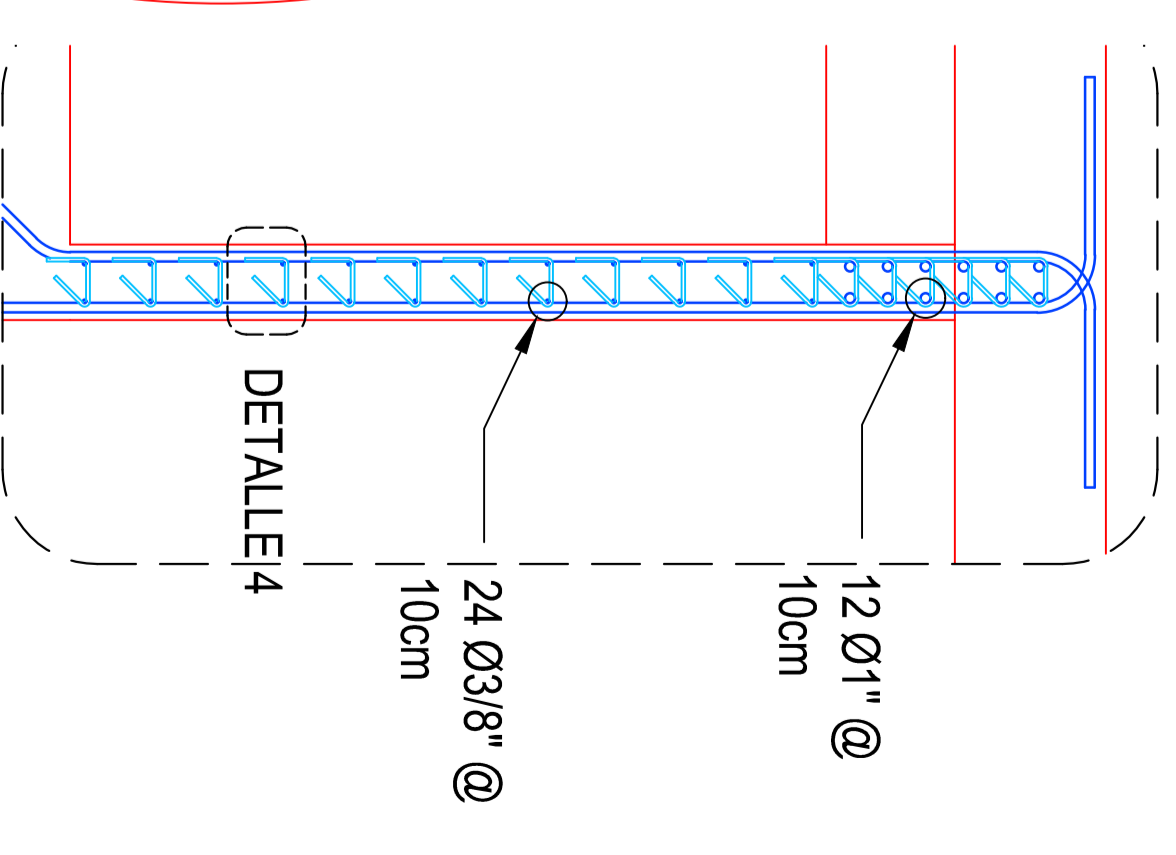
ESCALA
1/25



DETALLE 2

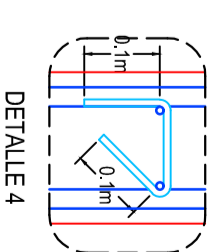


NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



DETALLE 3

ESCALA
1/20



ESCALA
1/10



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

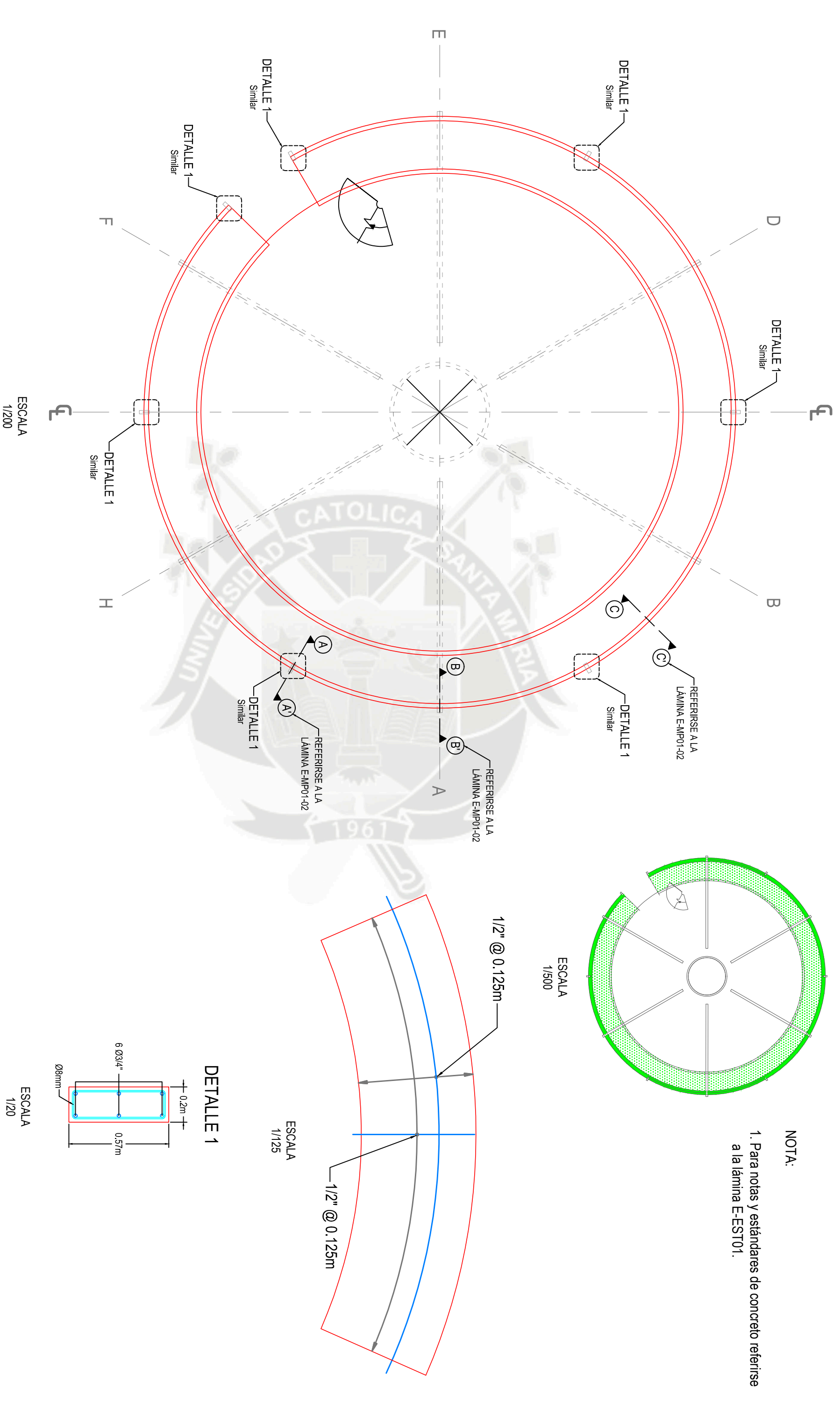
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detalle de muro perimetral 1

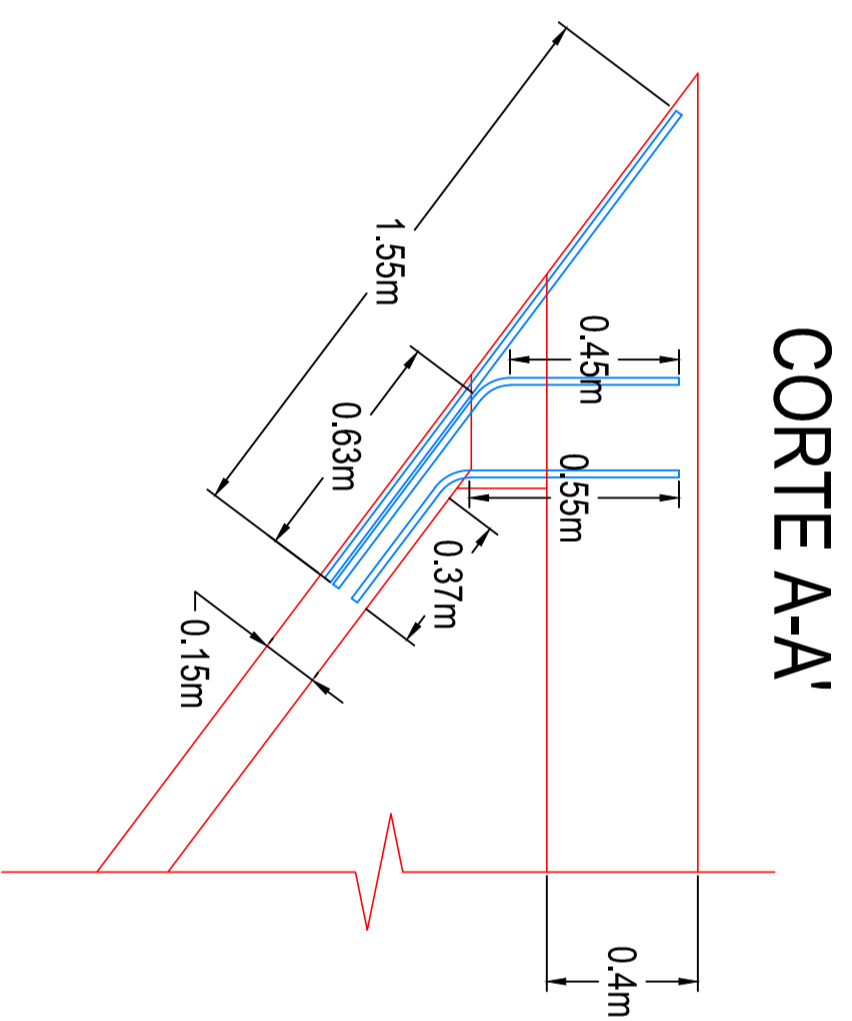
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/11/2013

E-MP01-01



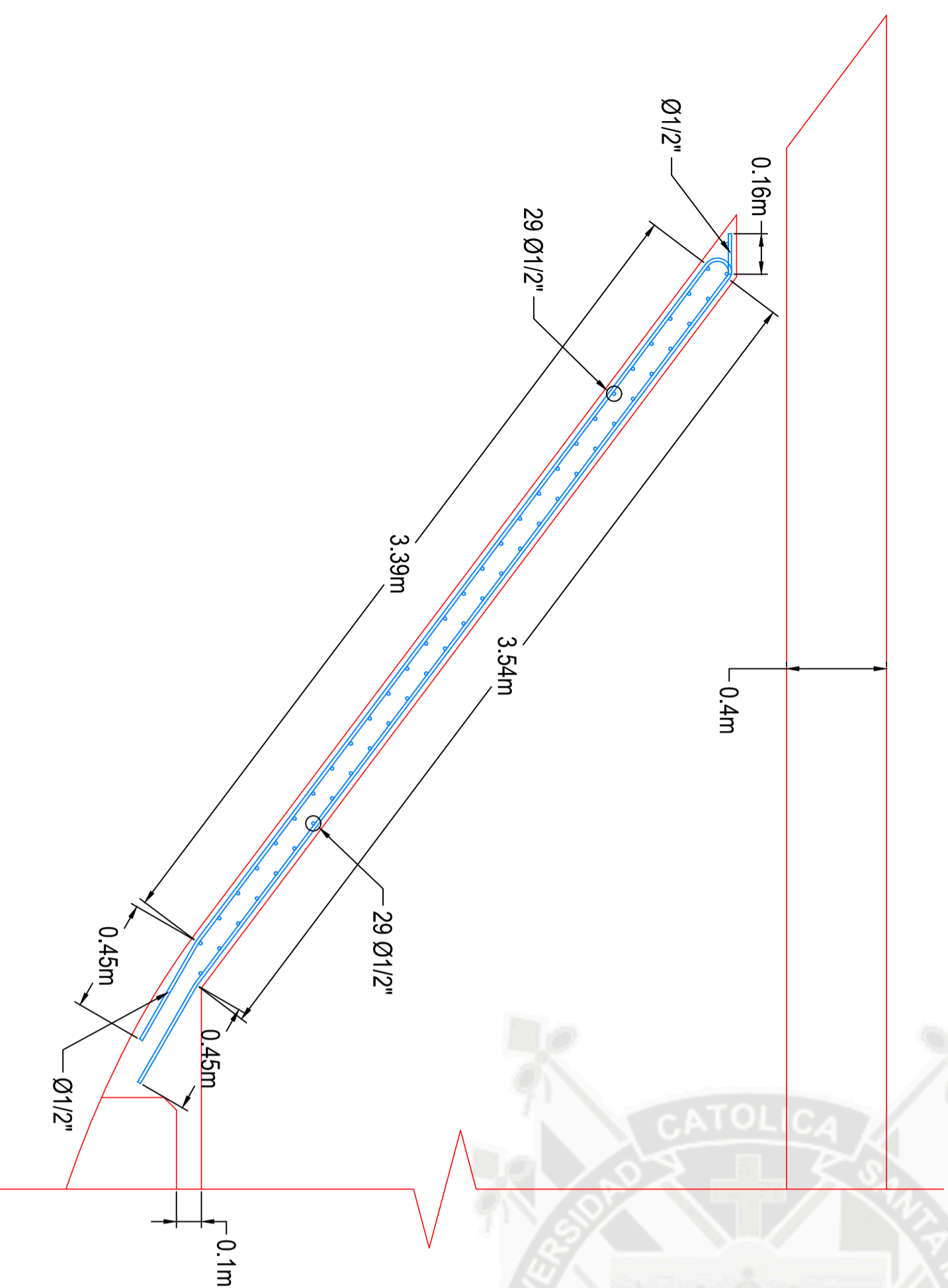
NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



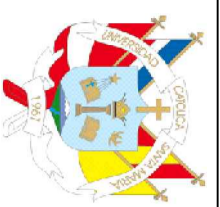
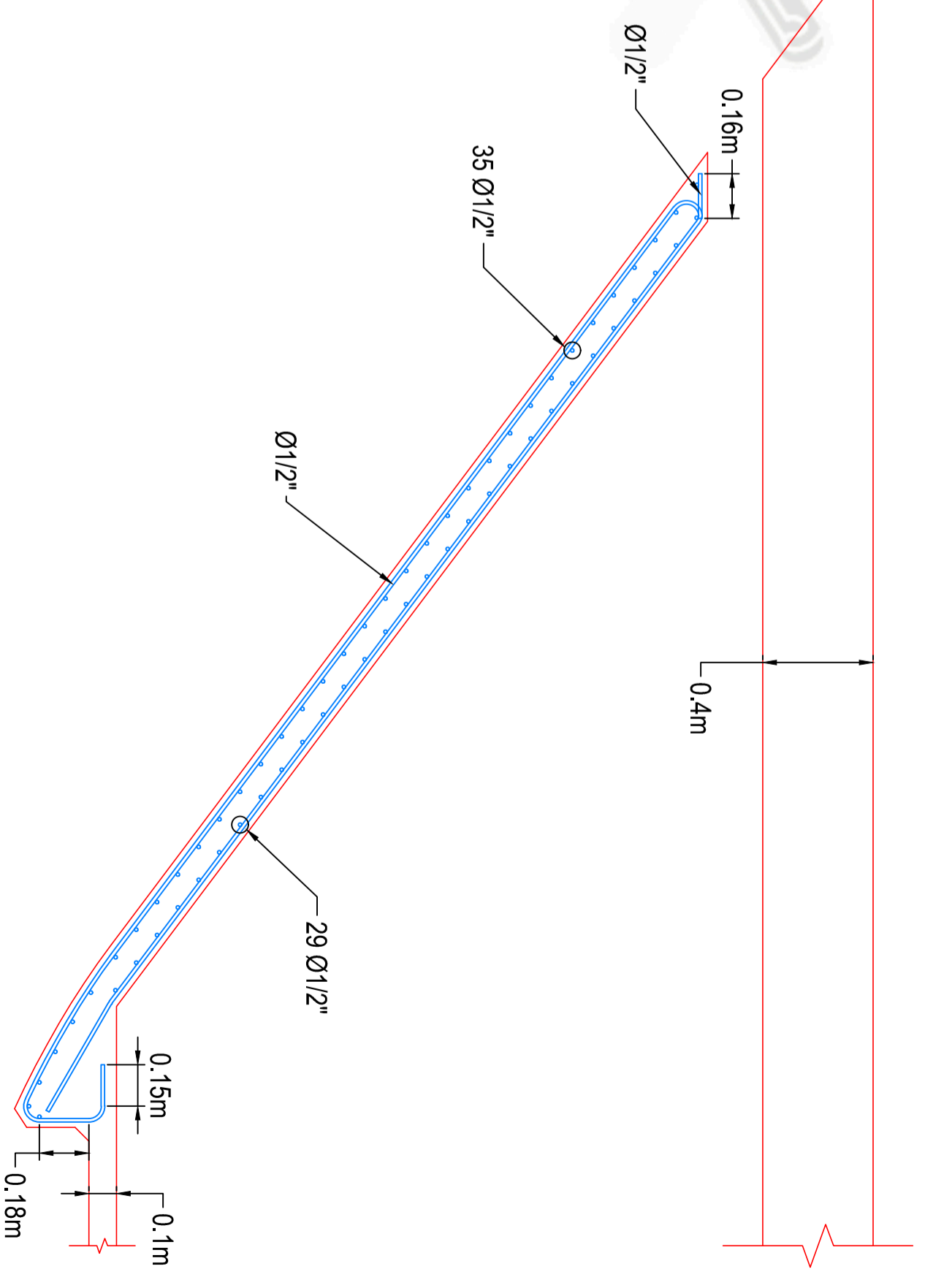
NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

CORTE B-B'



CORTE C-C'



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

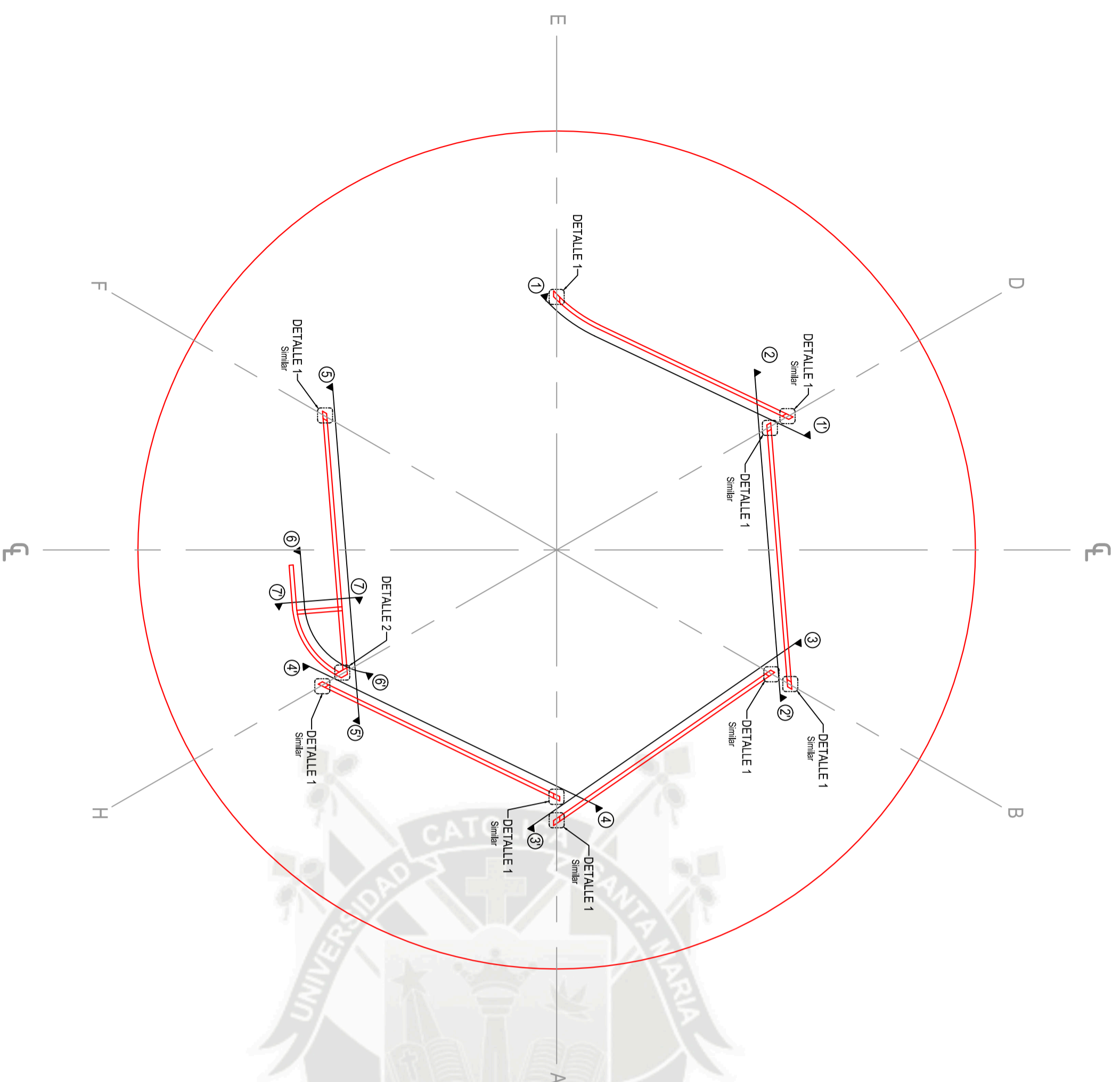
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Cortes del plano E-MP01-01

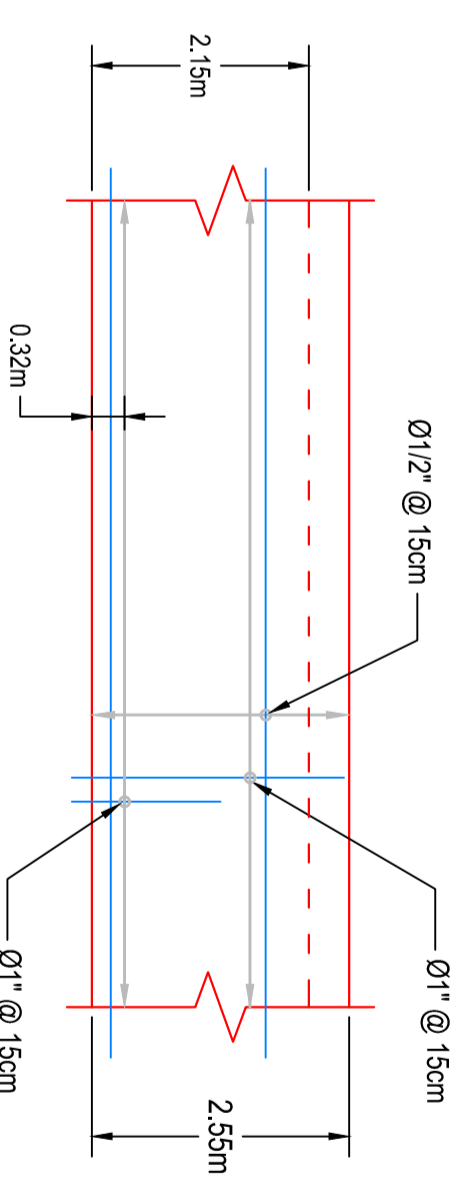
ESCALA:
1/20

FECHA:
7/12/2013

E-MP01-02



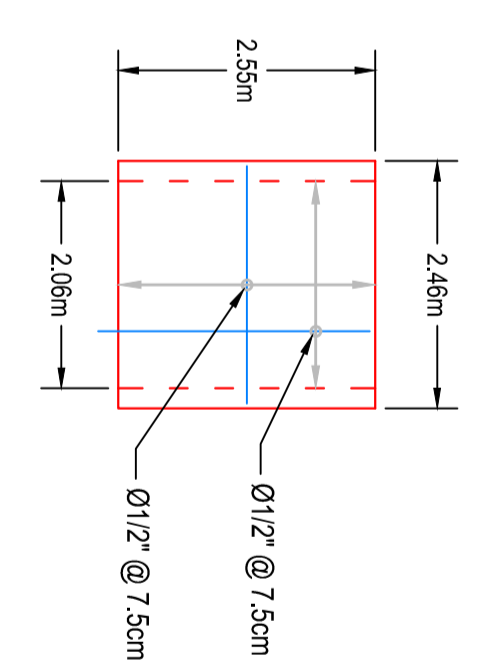
ESCALA
1/200



CORTE 1-1', 2-2', 3-3', 4-4', 5-5',
6-6'

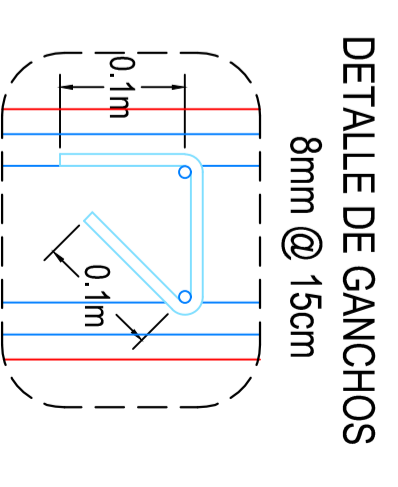
ESCALA
1/75

NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

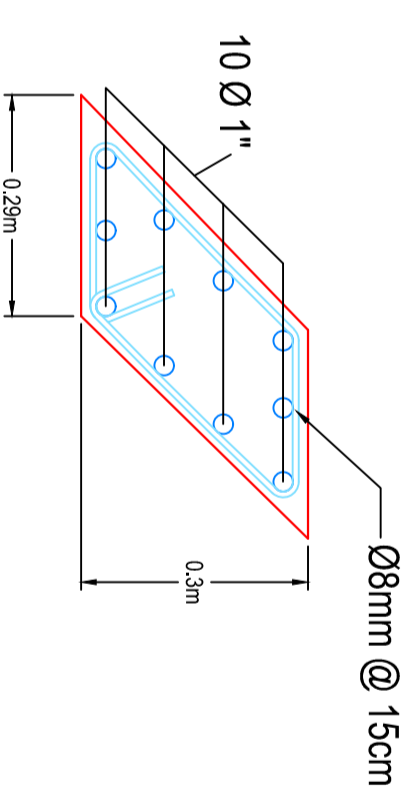


CORTE 7-7'

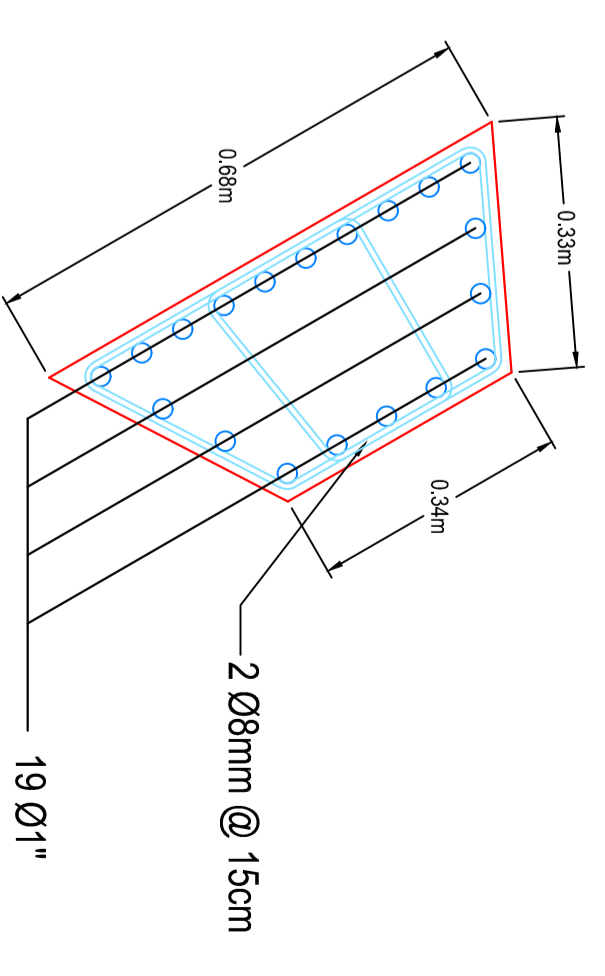
ESCALA
1/75



DETALLE DE GANCHOS
8mm @ 15cm



DETALLE 1



DETALLE 2

ESCALA
1/10



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Planta de muros de segundo nivel, refuerzo interior

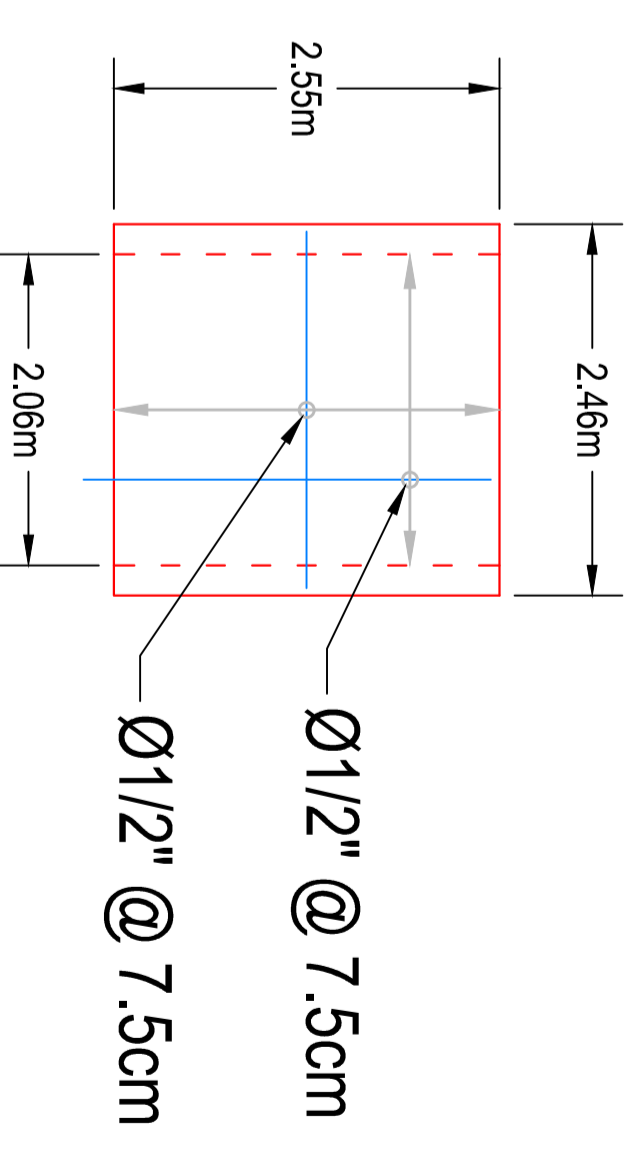
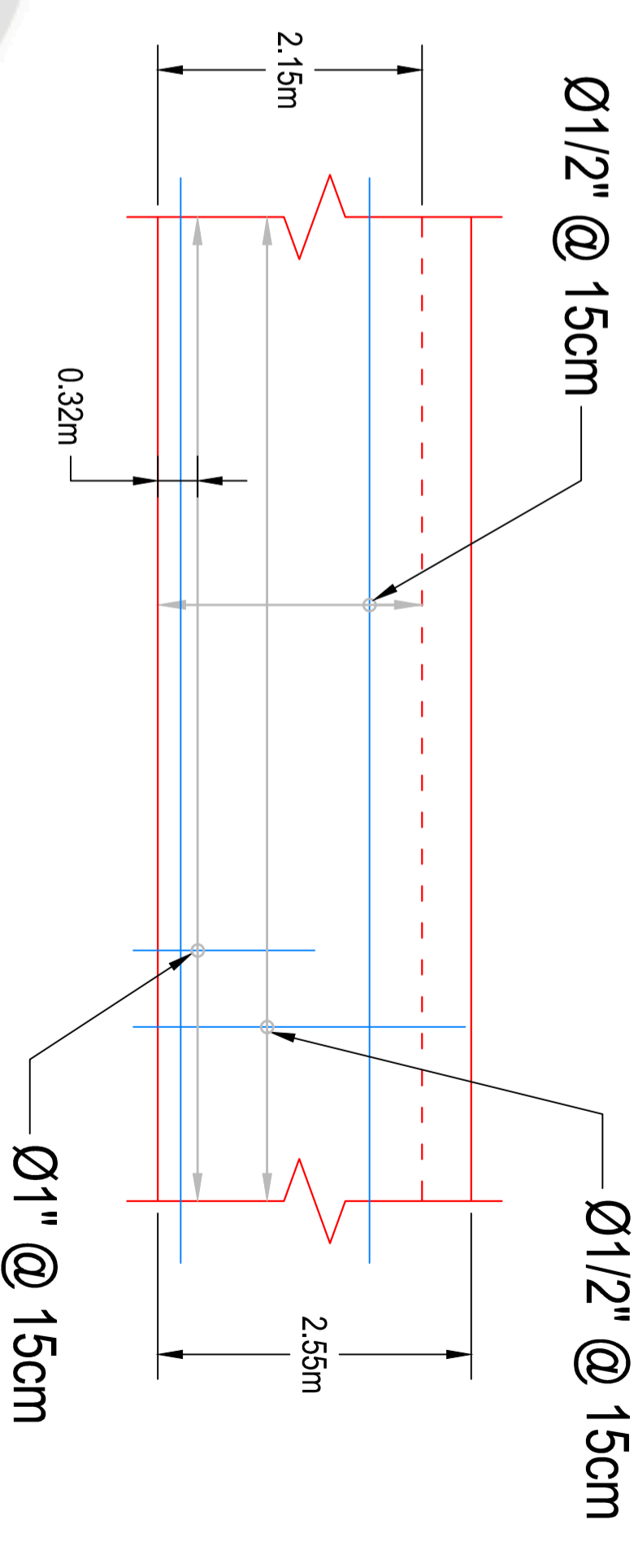
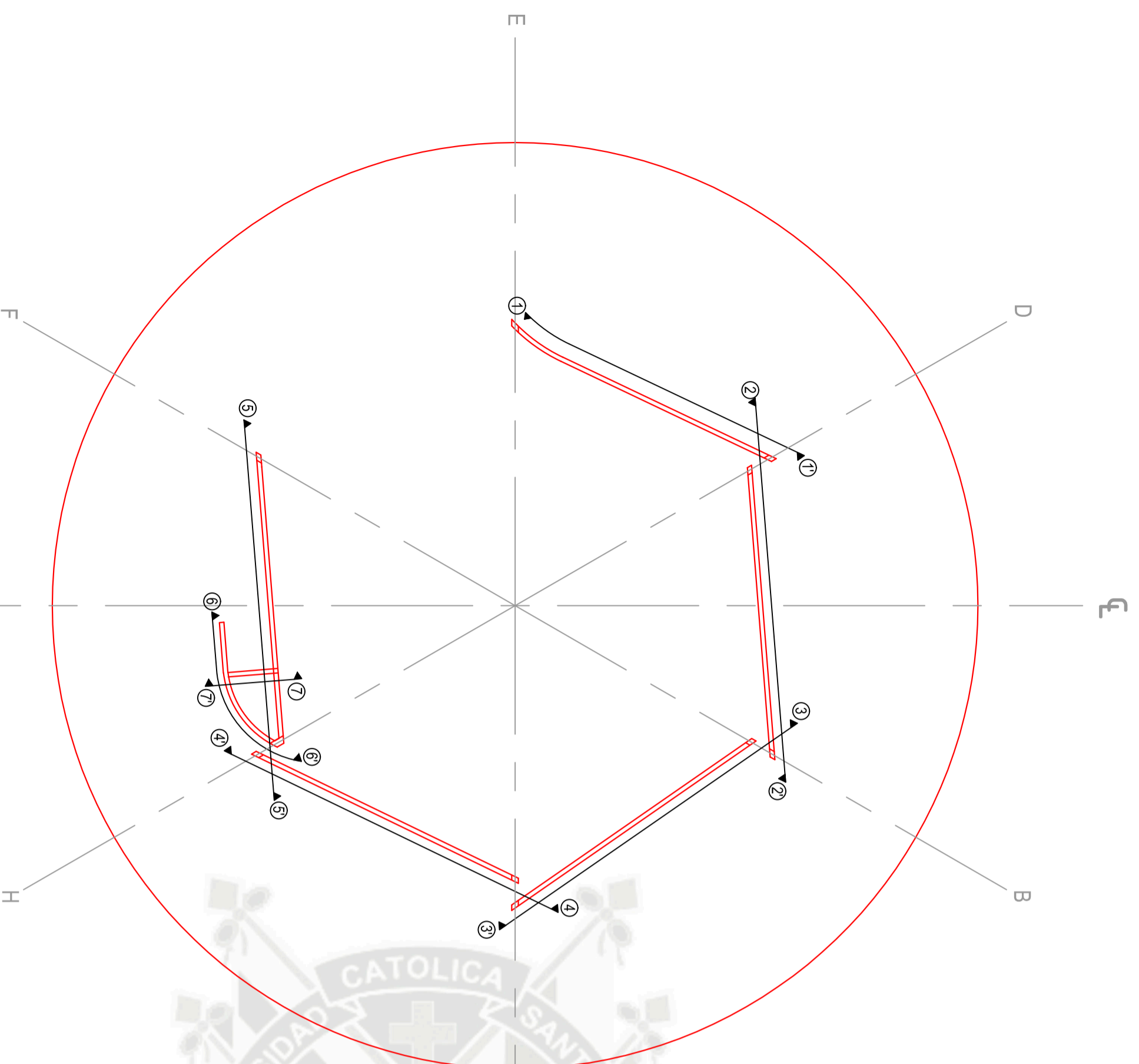
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

E-M02-01

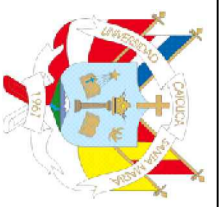
NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



ESCALA
1/200

ESCALA
1/50



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

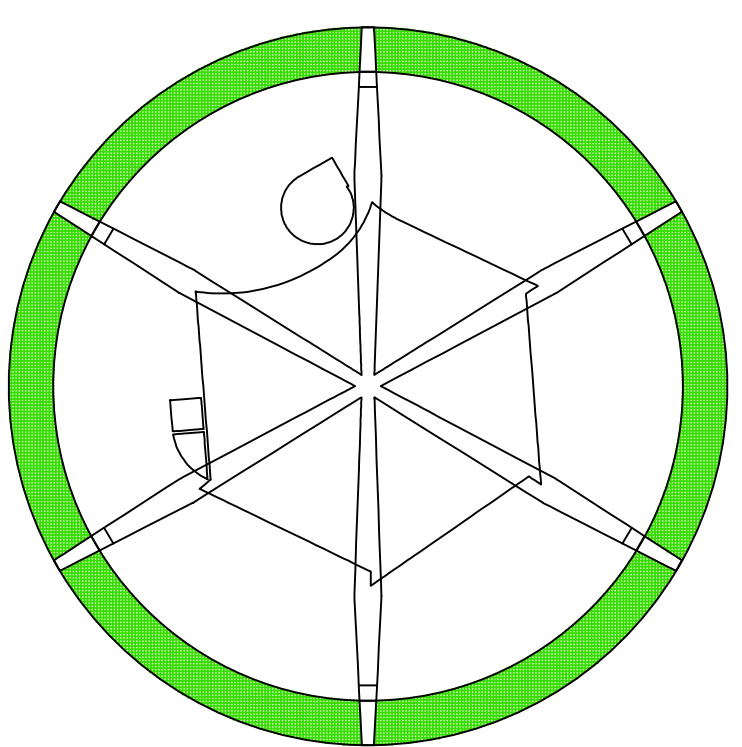
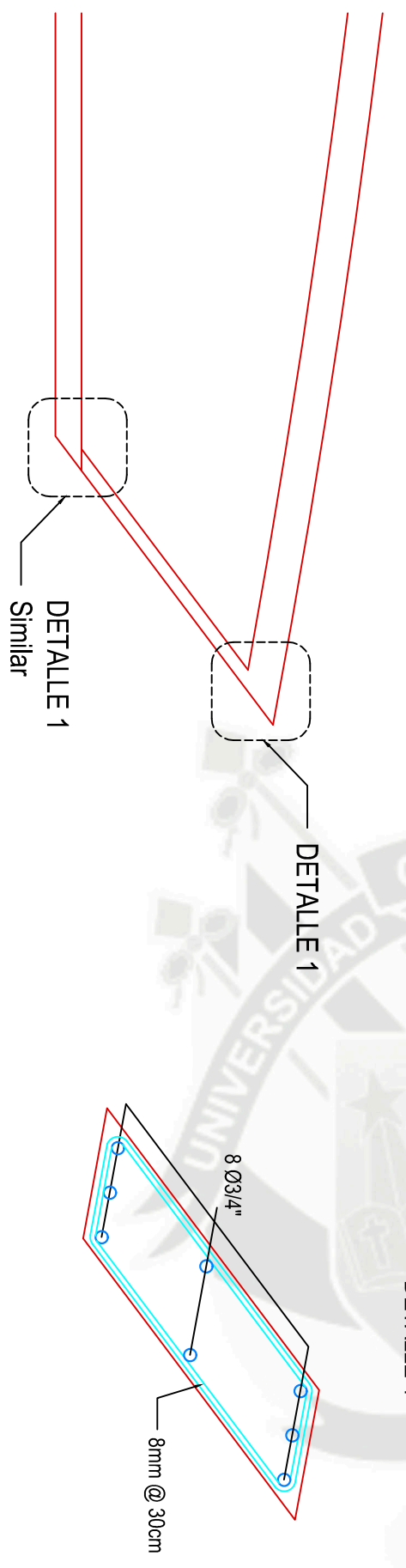
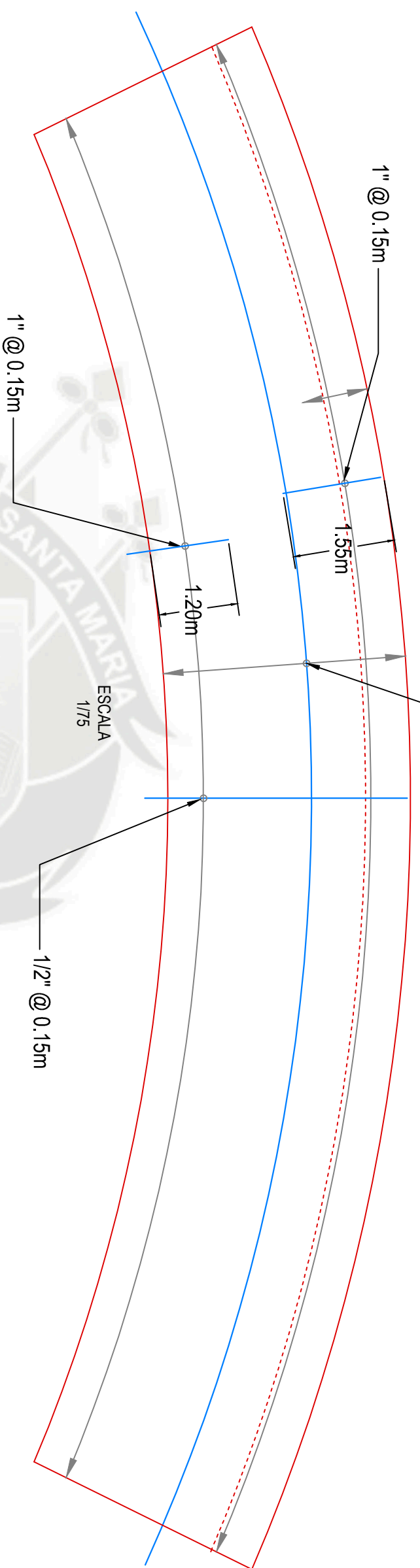
DESCRIPCION:
Planta de muros de segundo nivel, refuerzo exterior

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

E-M02-02

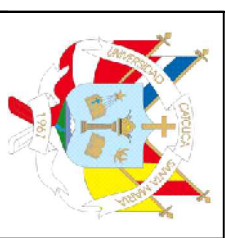
NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



ESCALA
1/75

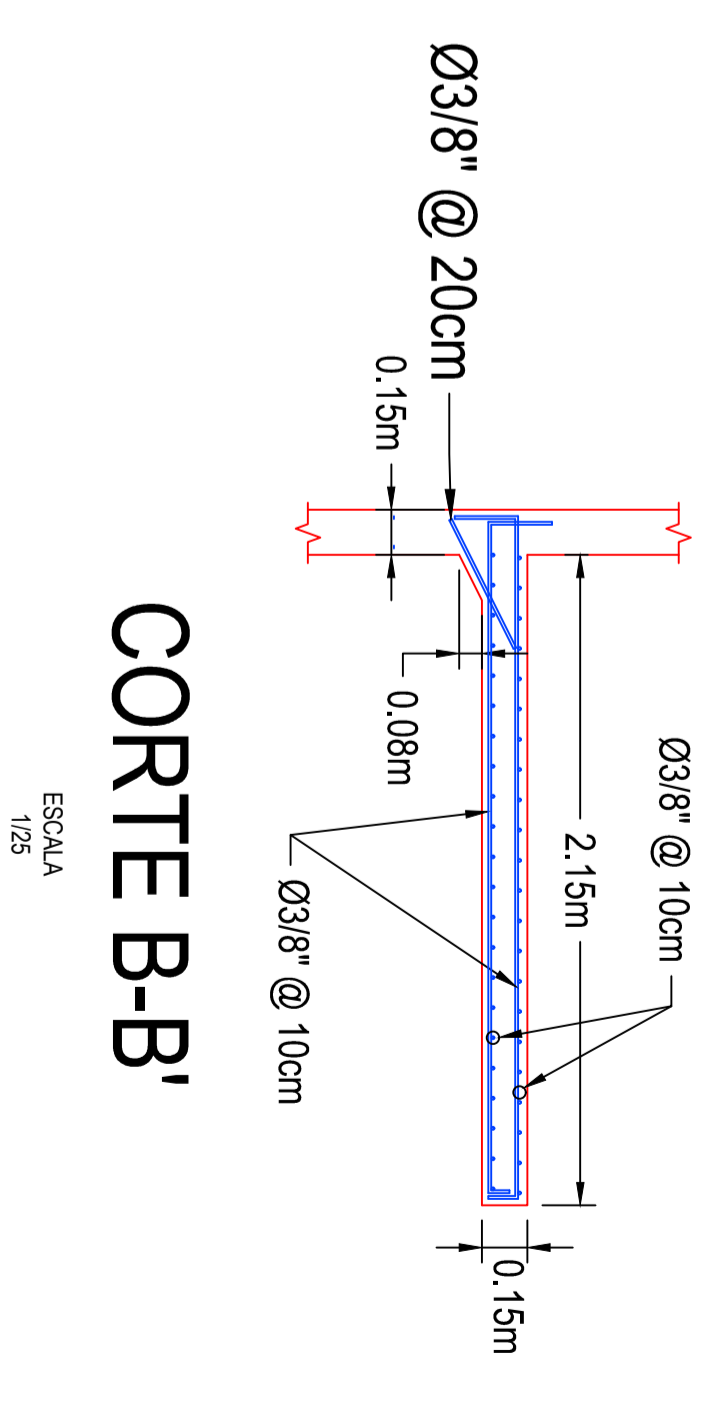
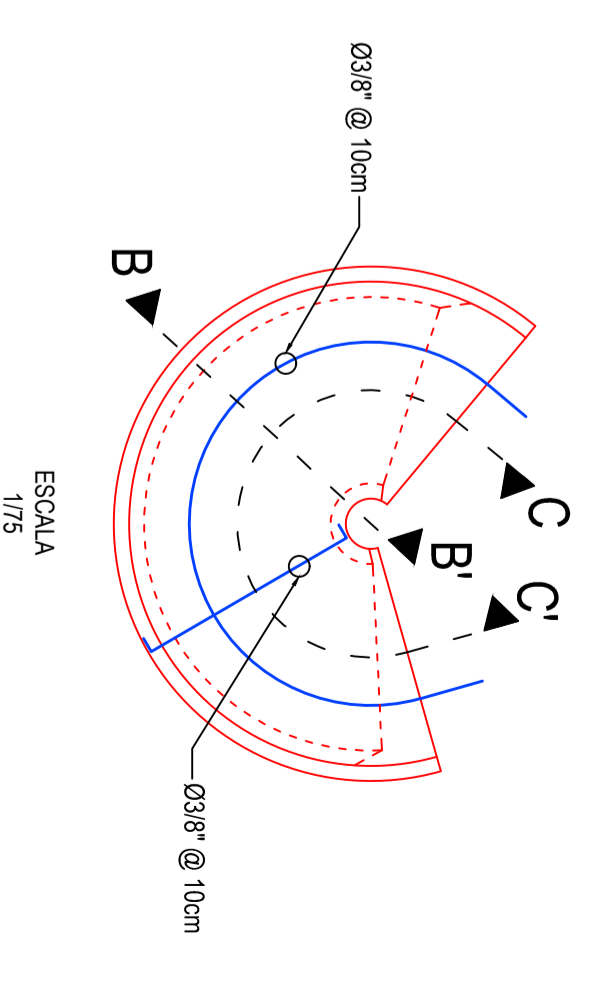
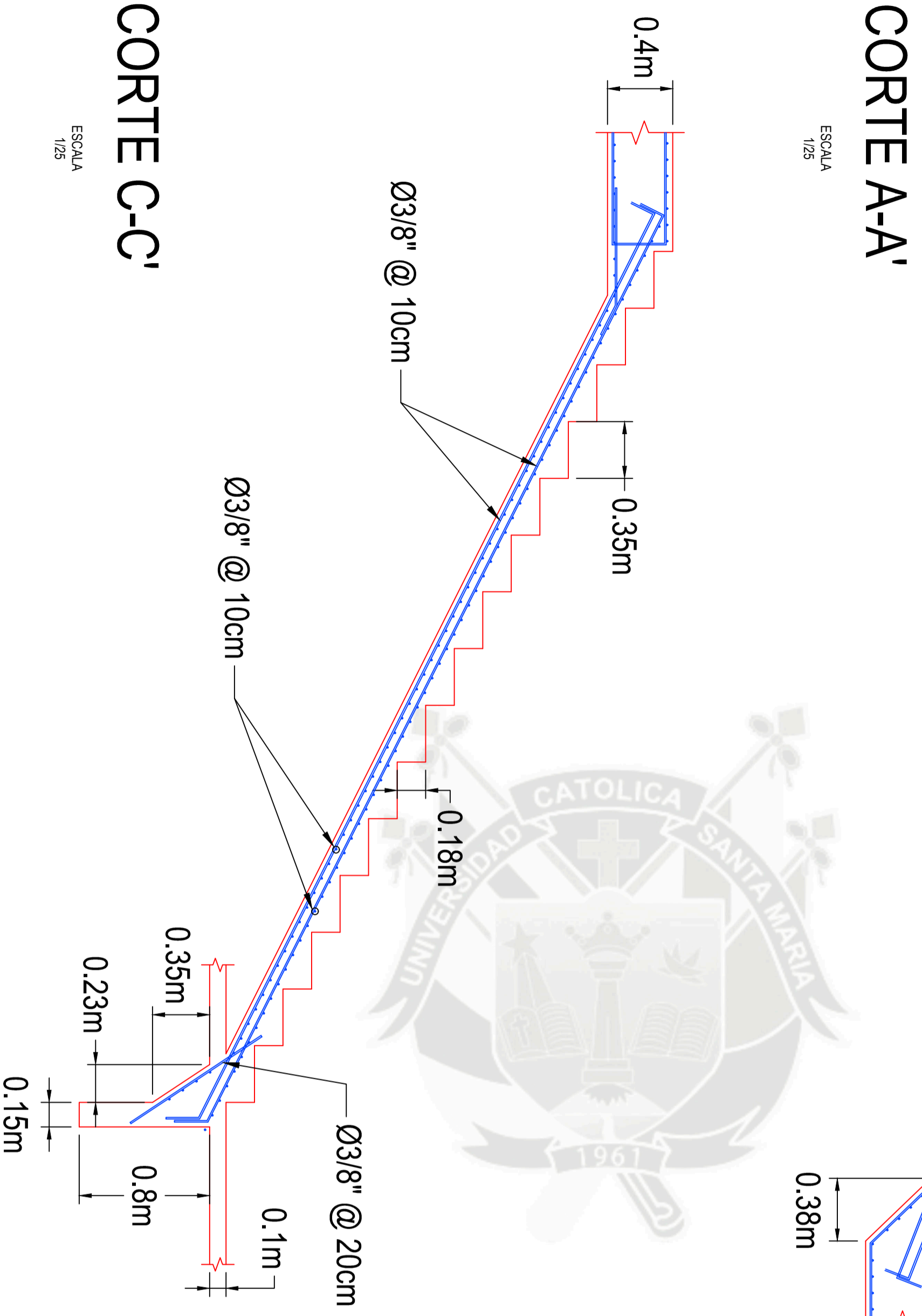
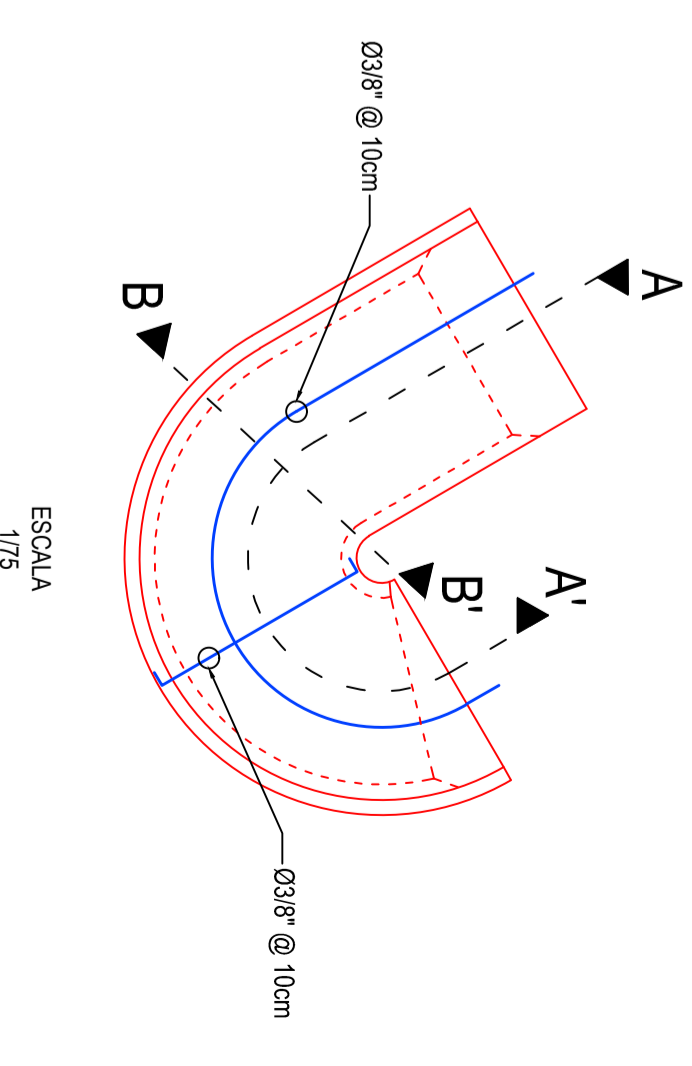
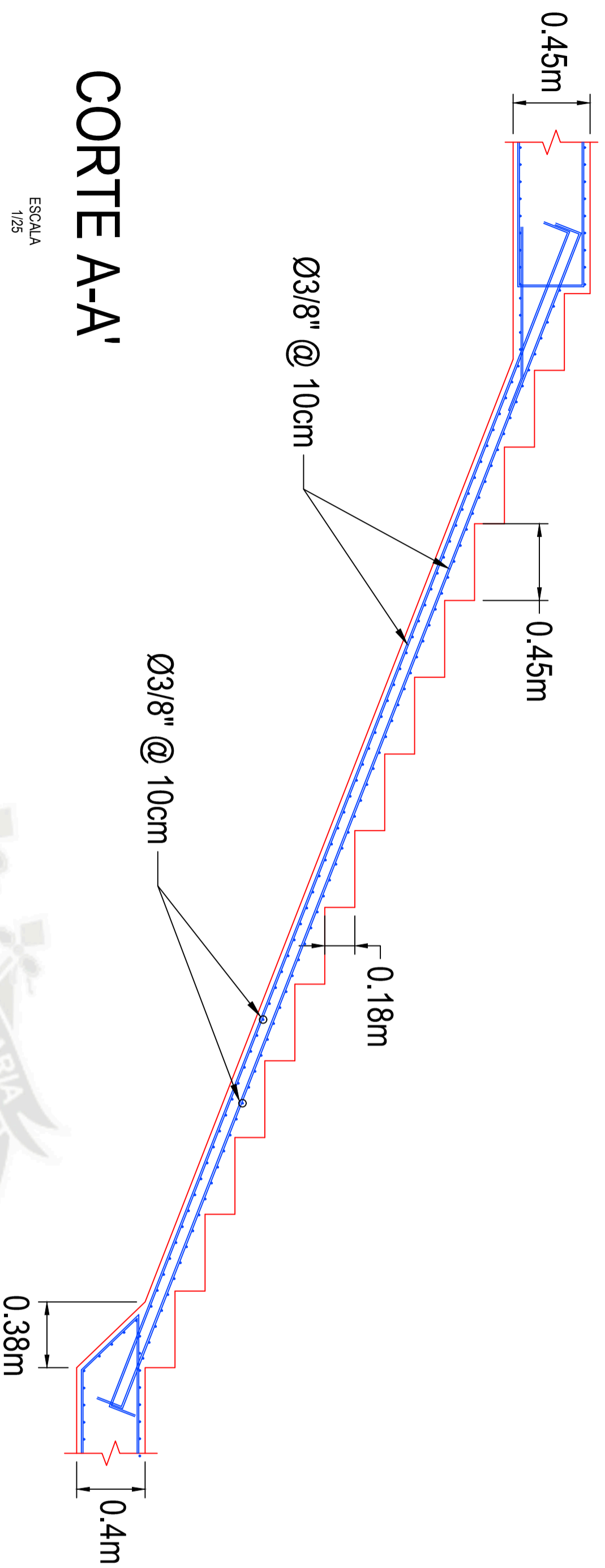
ESCALA
1/10

ESCALA
1/500

	RESPONSABLE: MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO	CUI: 2007603011	TESIS: Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas	DESCRIPCION: Detalles del muro perimetral 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: 23/11/2013	E-MP02-01
---	---	---------------------------	--	---	----------------------------	-----------------------------	------------------

NOTAS:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detalles de acero en escaleras

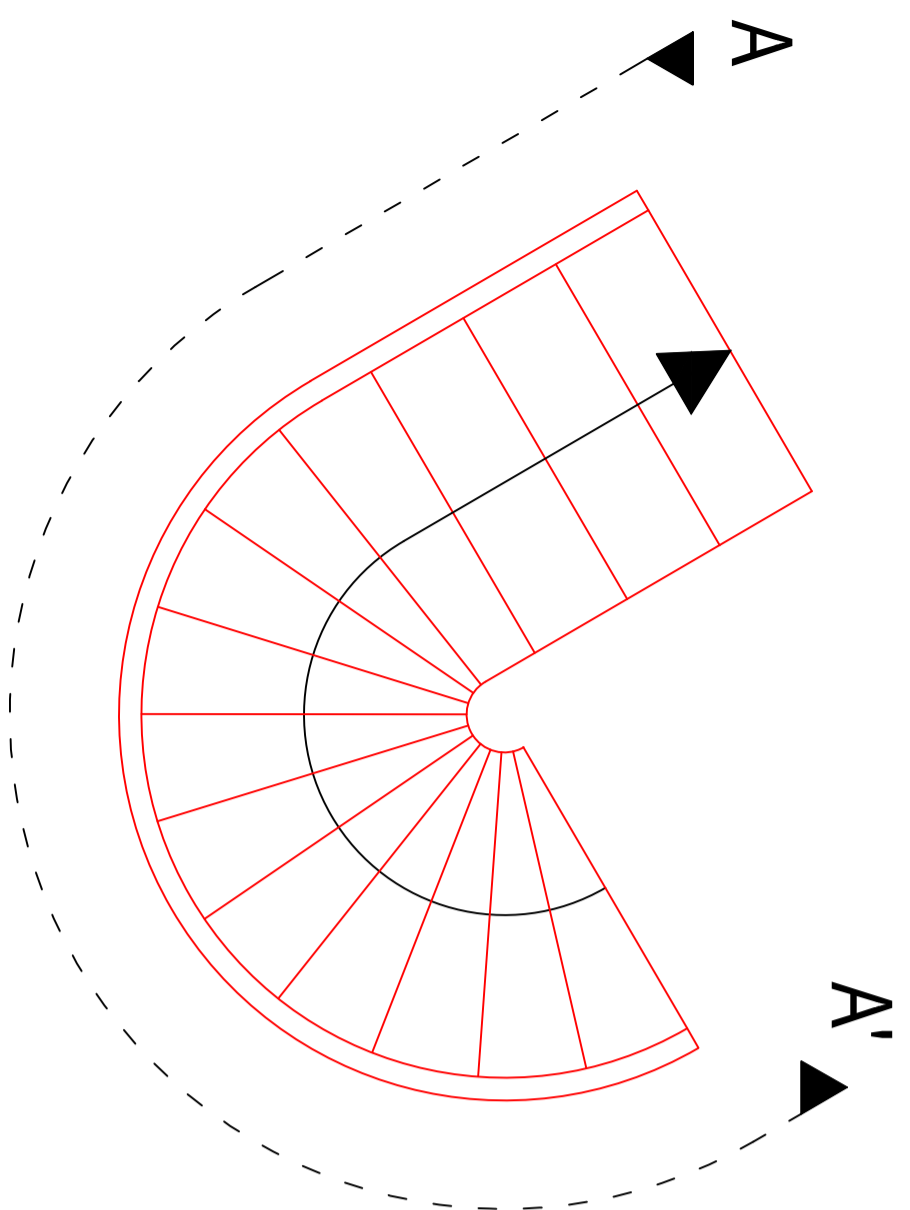
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

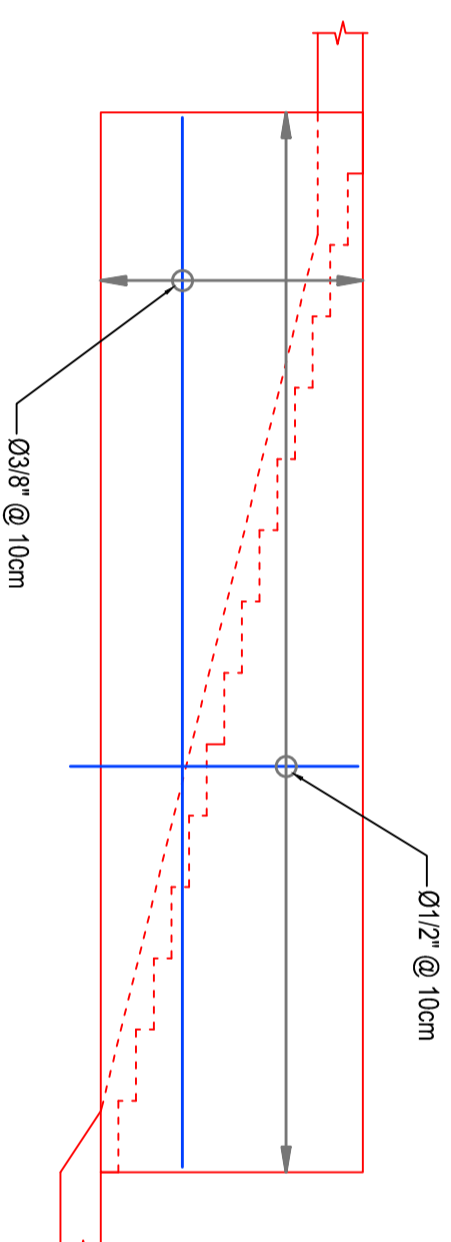
E-S01-01

NOTAS:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.

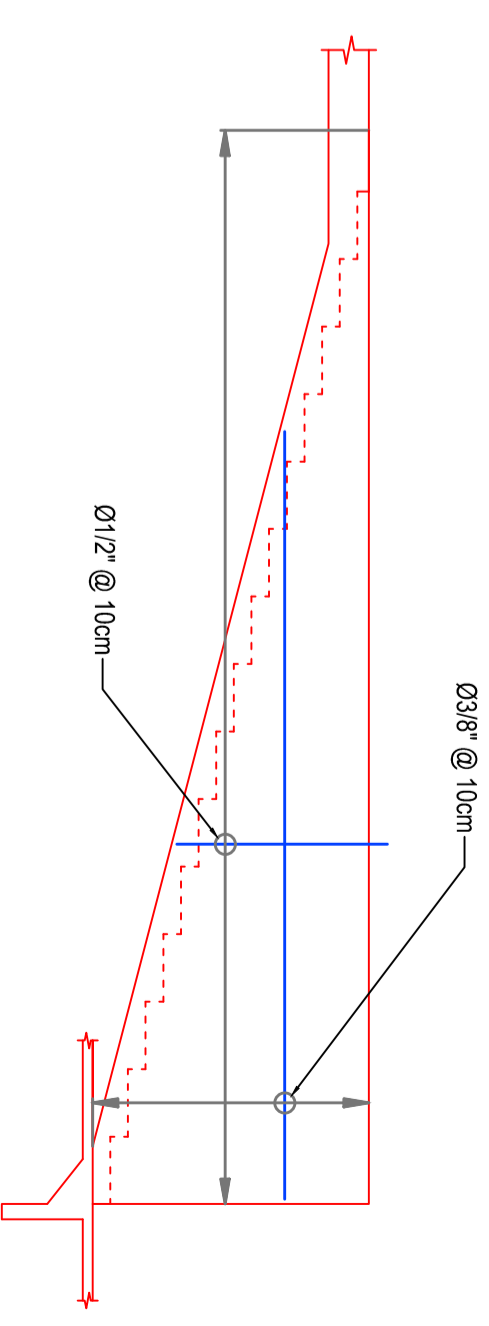


ESCALA
1/50



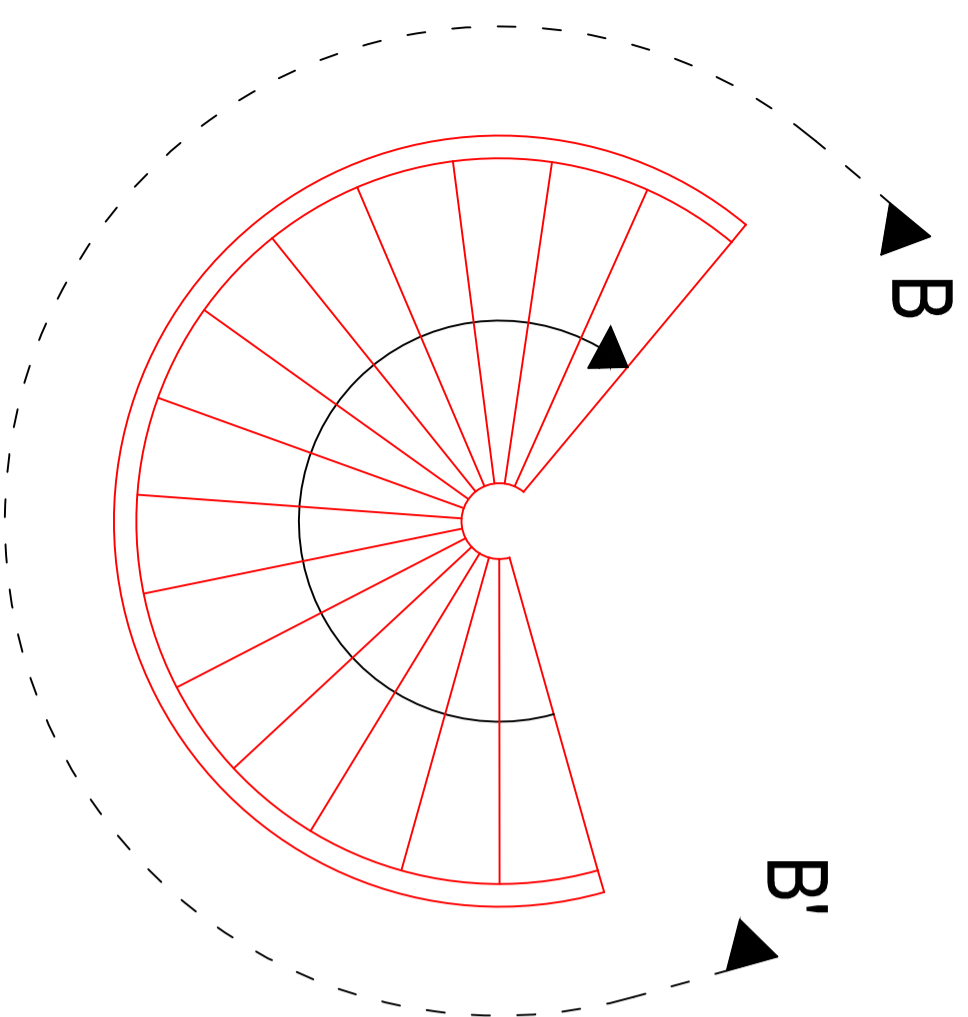
CORTE A-A'

ESCALA
1/50

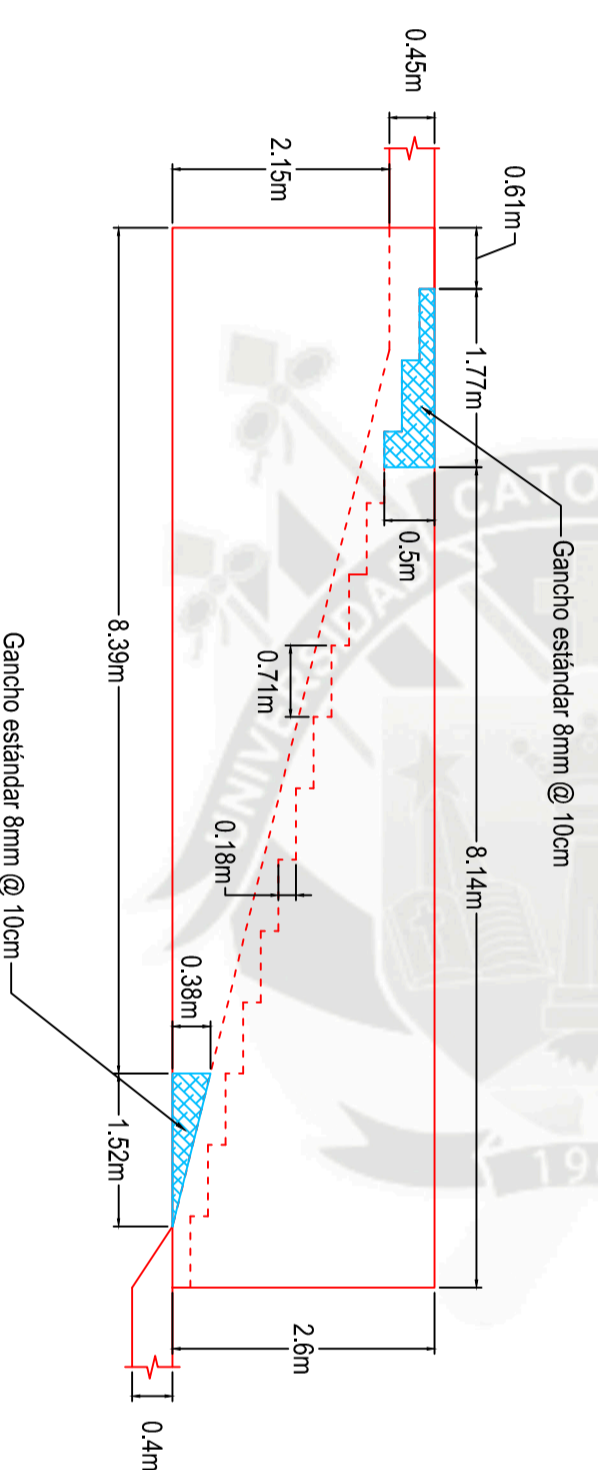


CORTE B-B'

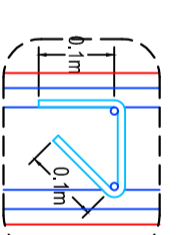
ESCALA
1/50



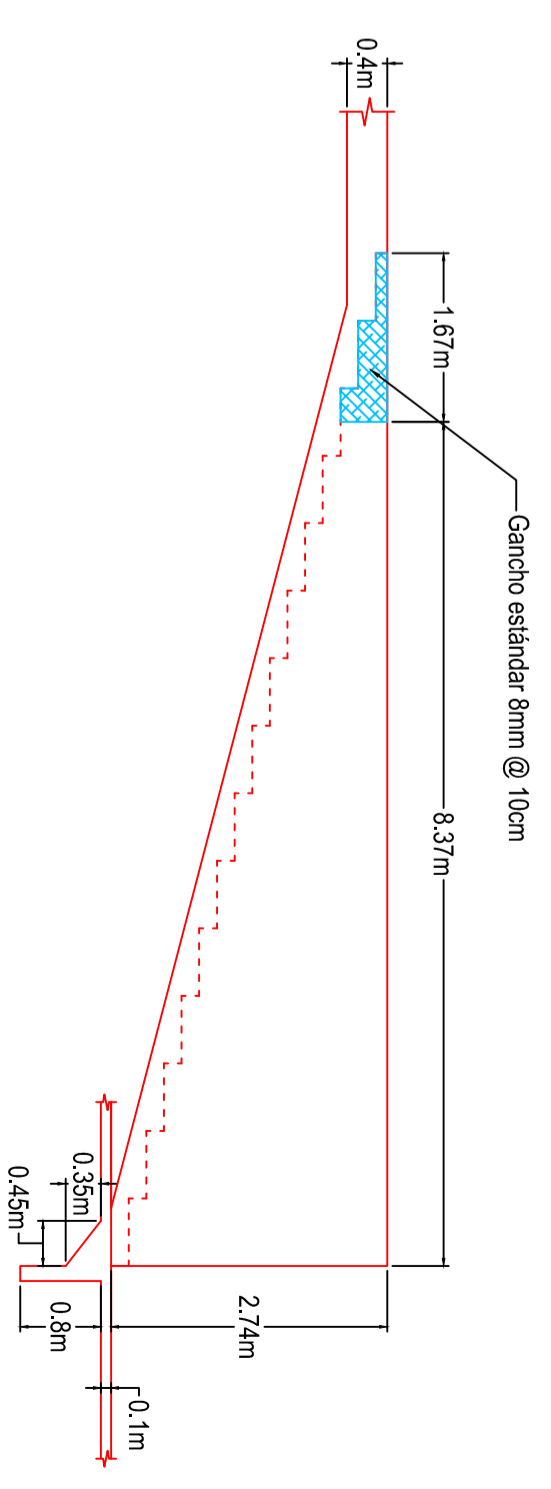
ESCALA
1/50



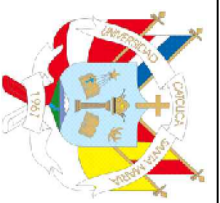
ESCALA
1/75



DETALLE DE GANCHO



ESCALA
1/75



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

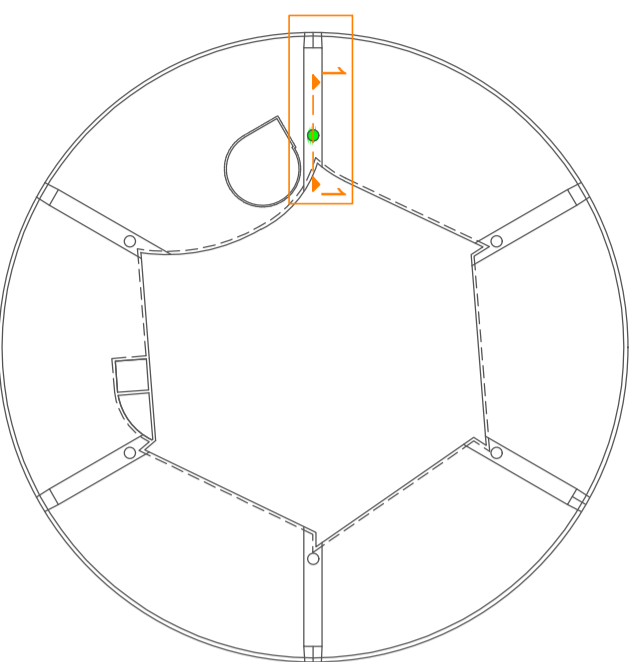
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detalle de acero en muro de escalera

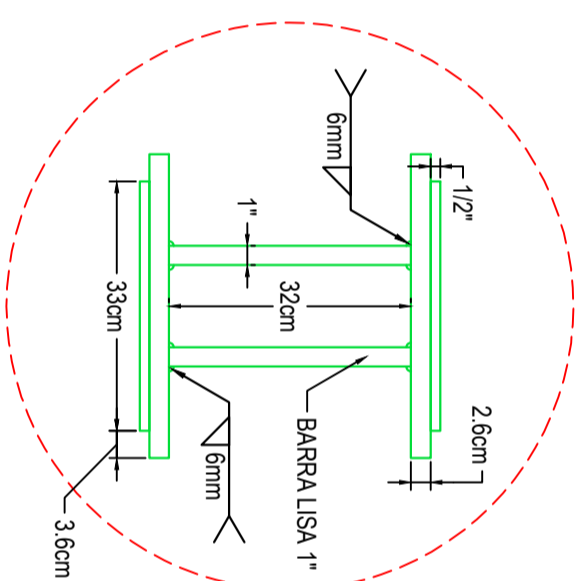
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

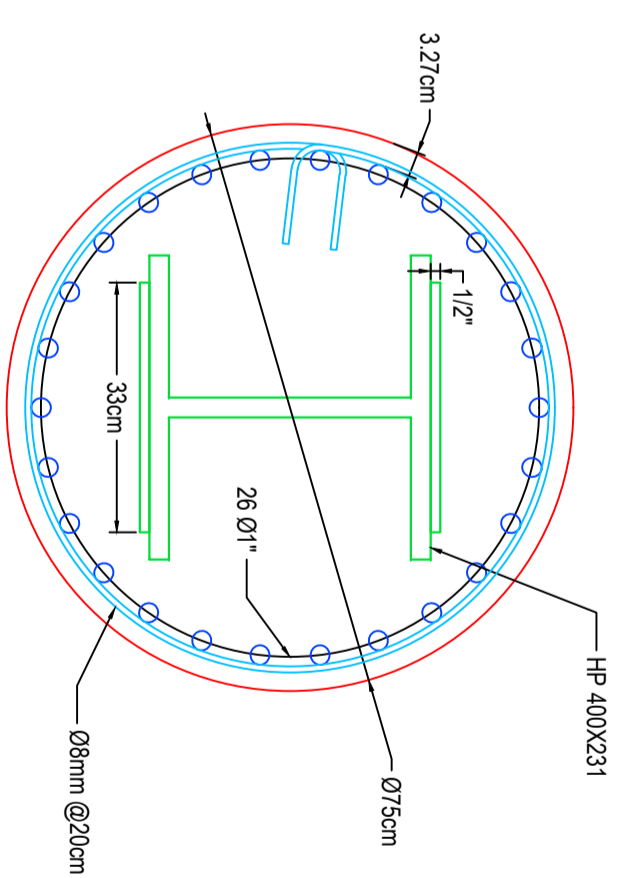
E-S01-02



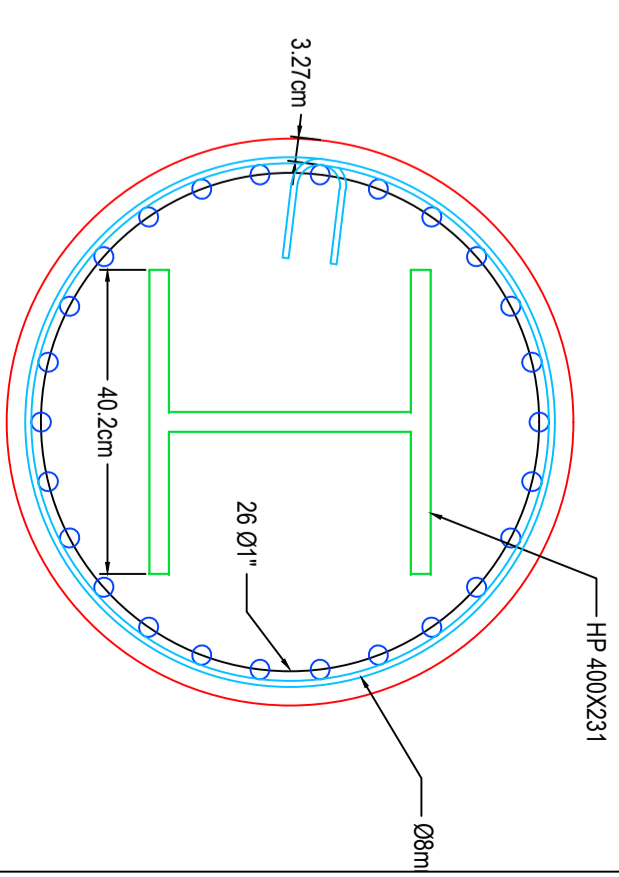
ESCALA
1/500



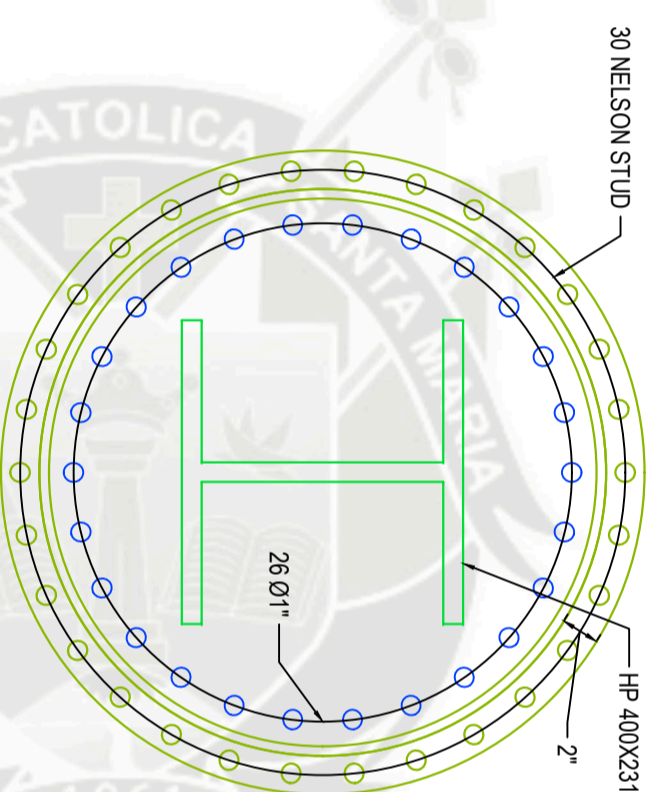
CORTE A-A



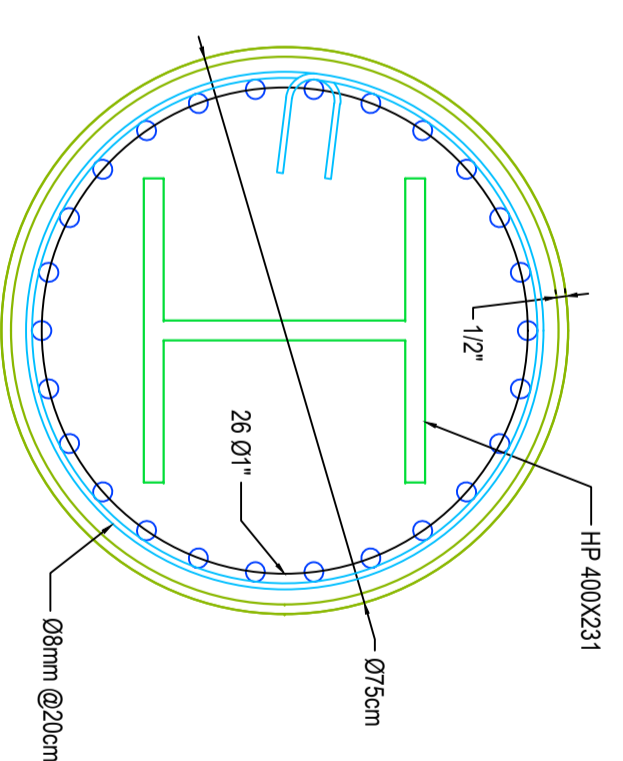
CORTE B-B



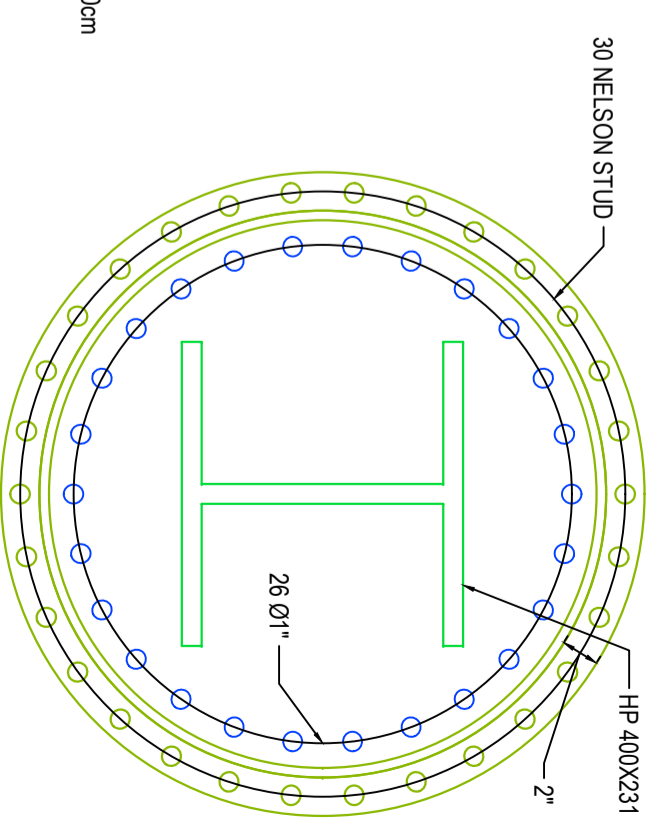
CORTE C-C



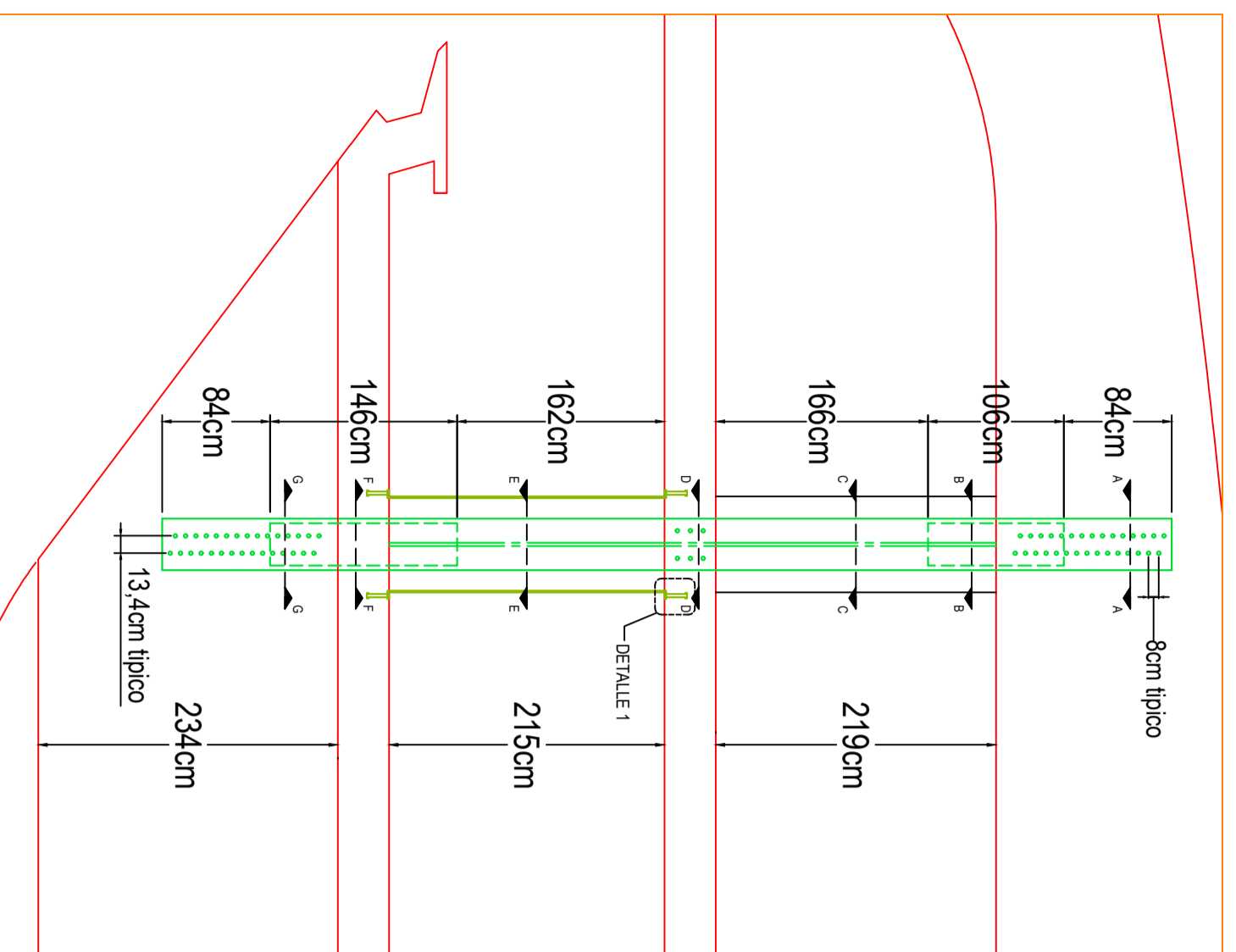
CORTE D-D



CORTE E-E

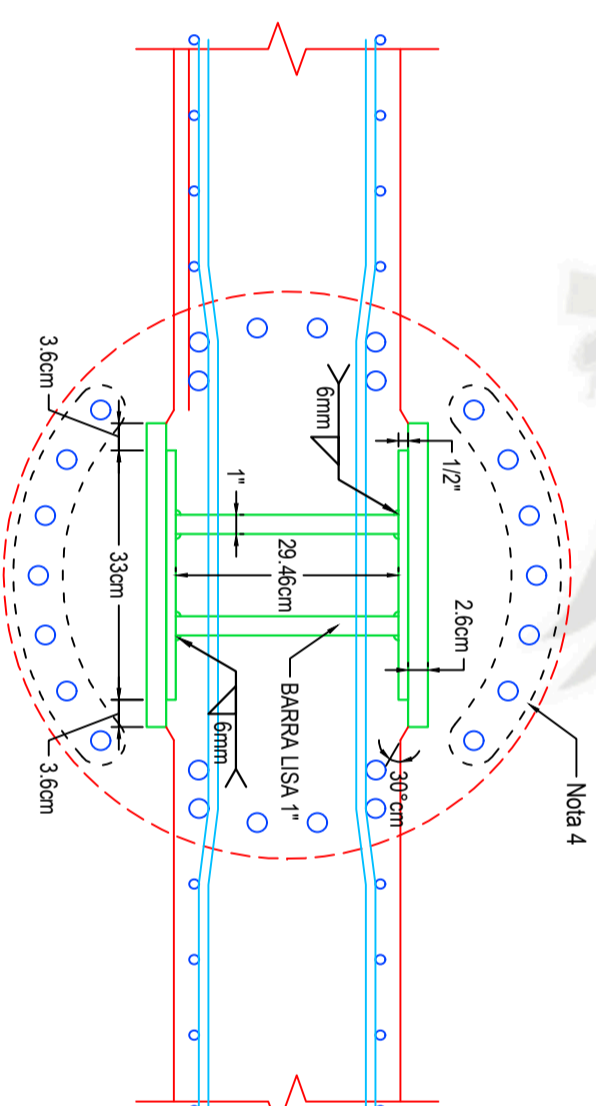


CORTE F-F

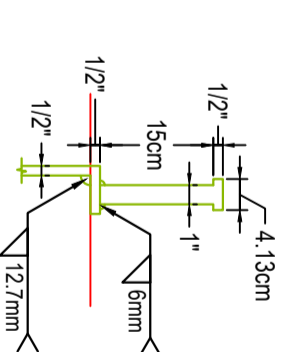


CORTE 1-1

ESCALA
1/50



CORTE G-G



DETALLE 1

NOTA:

1. Tubo y perfil HP 400X231 deben cumplir norma ASTM A572 G-65.
2. Diámetro exterior de tubo 750mm.
- 3 Utilizar NELSON STUD con barras lisas de 1".
4. Barras de refuerzo corrugadas con cabeza deben cumplir norma ASTM A970M 13a.
5. Para de acero de refuerzo de corte G-G ver planos E-M01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

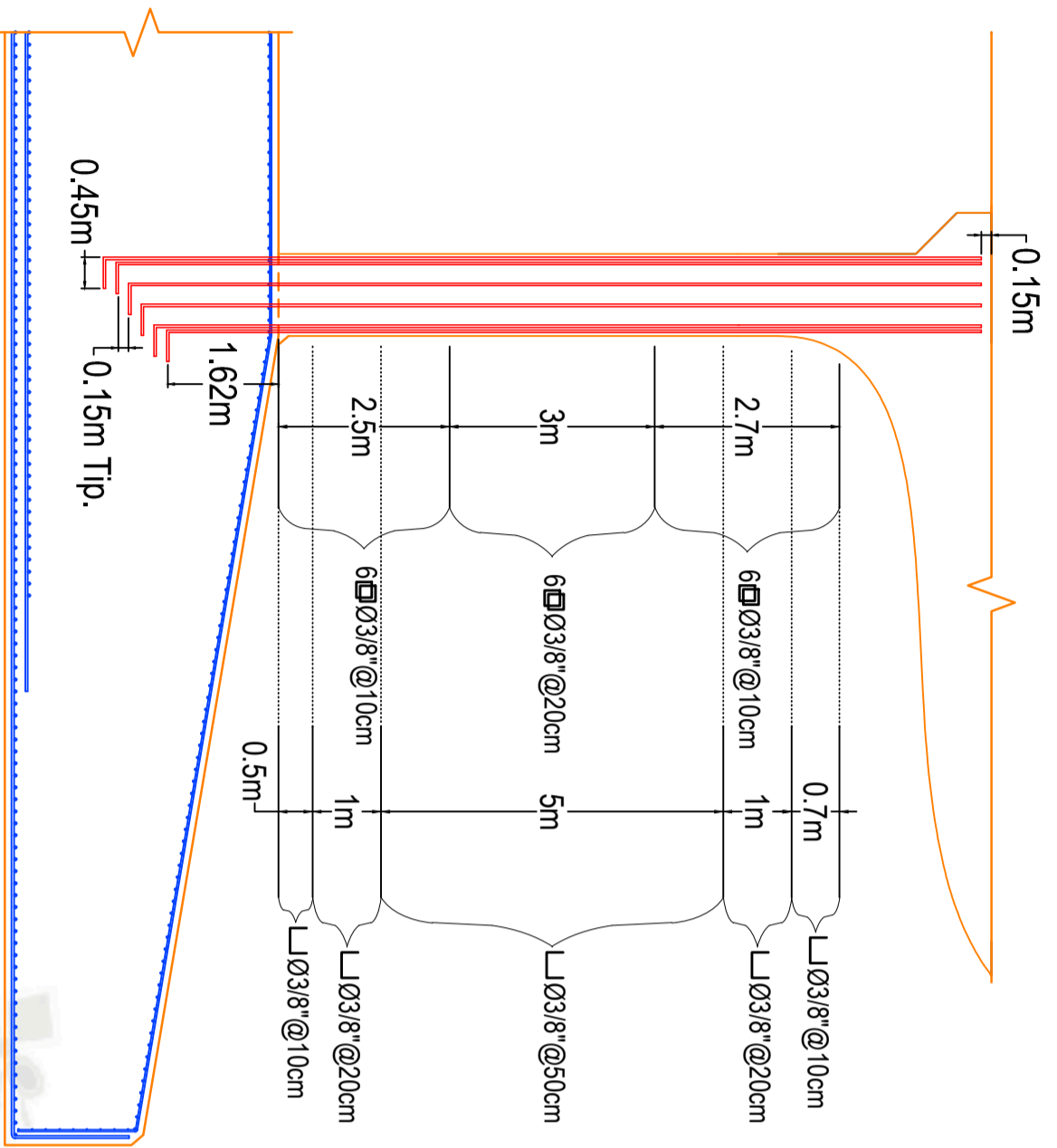
TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Columna

ESCALA:
1/10
U.I.O.

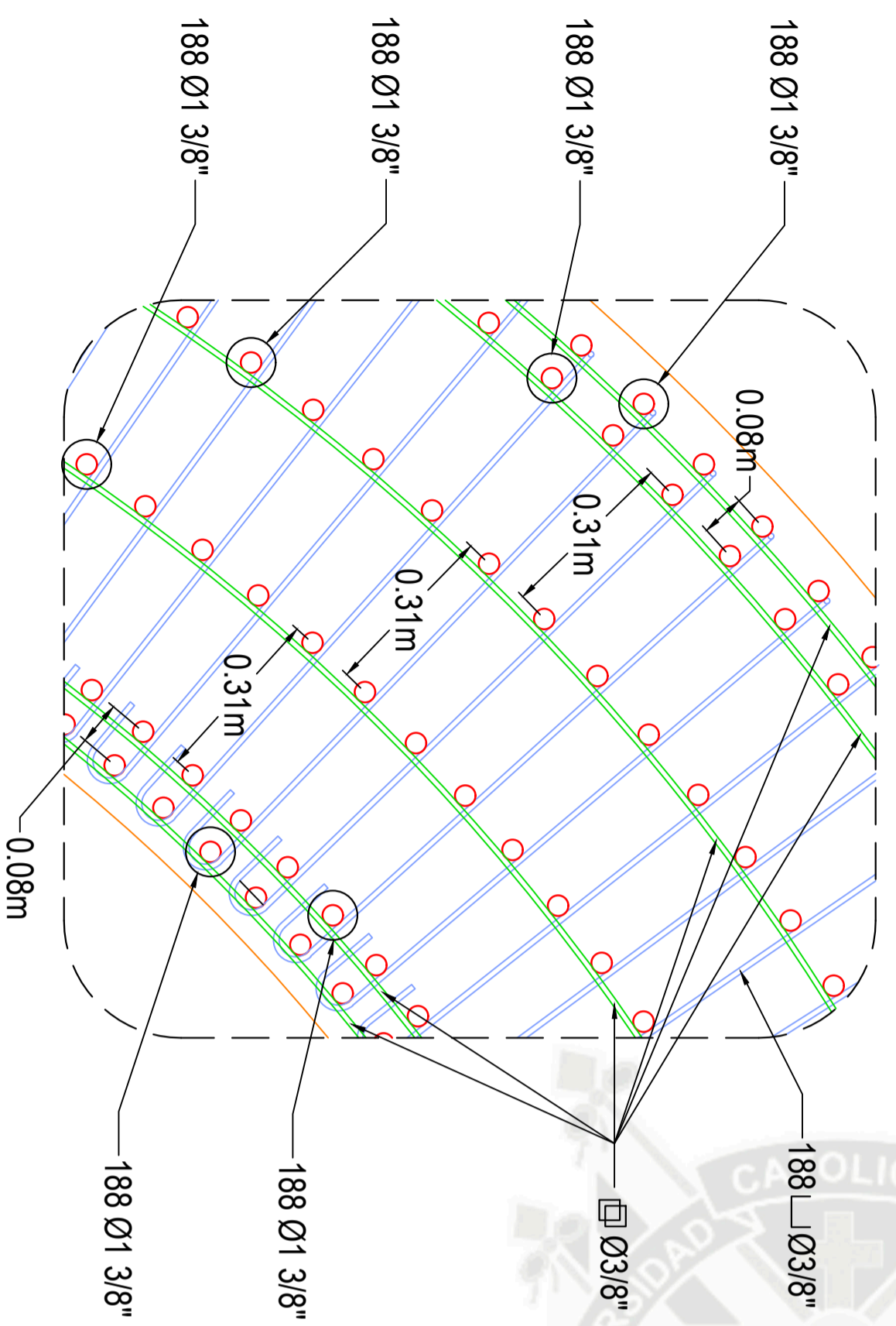
FECHA:
23/11/2013

E-C01-01



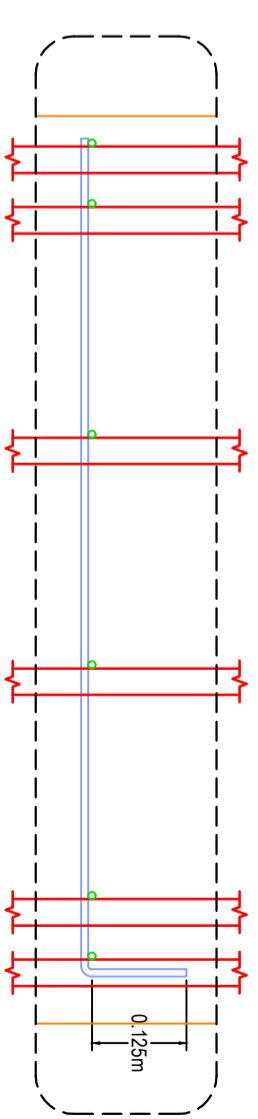
CORTE EN ELEVACIÓN DE PILAR CENTRAL

ESCALA
1/100



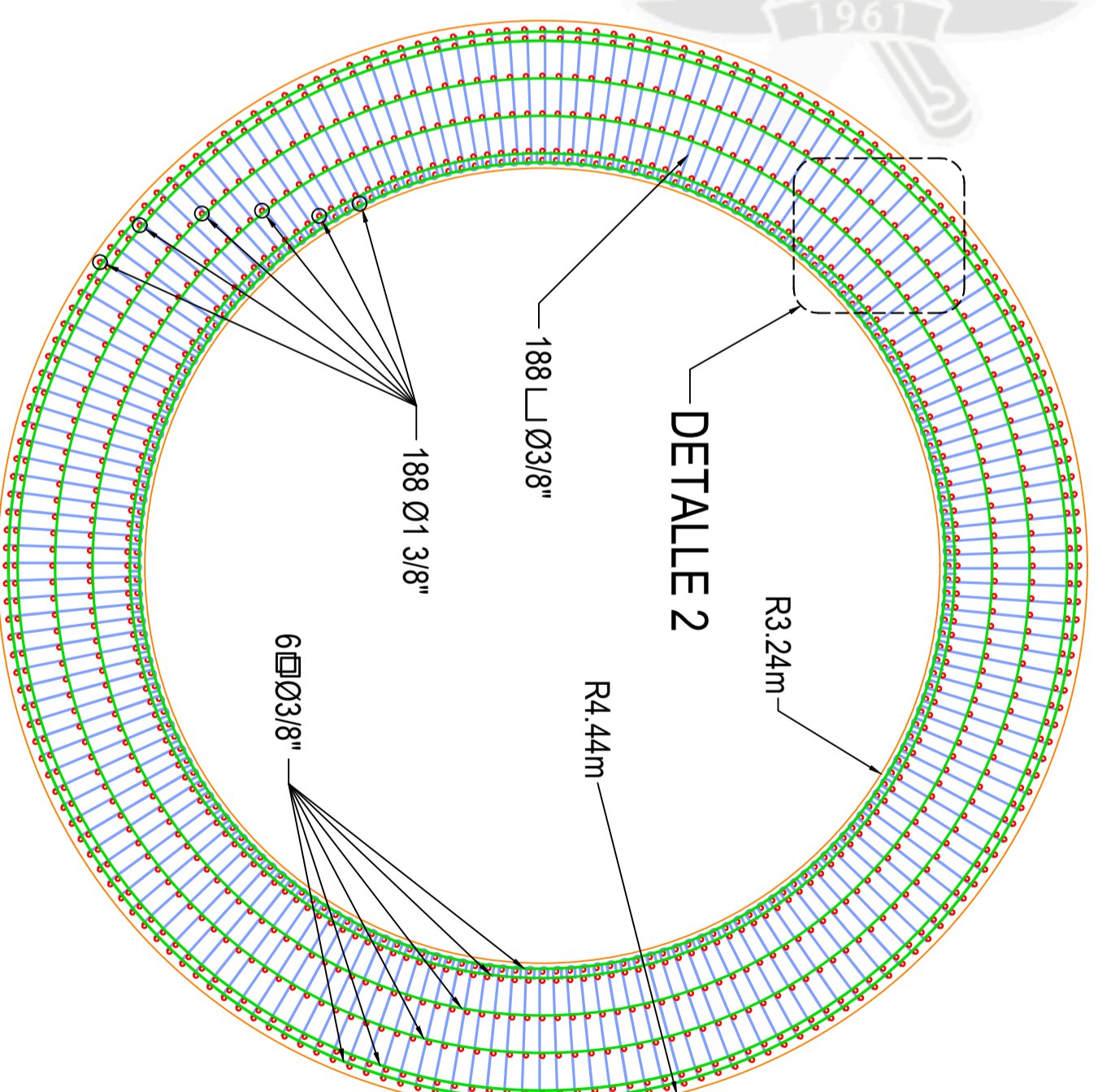
DETALLE 2

ESCALA
1/10



DETALLE DE GANCHO

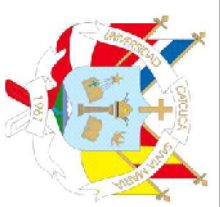
ESCALA
1/10



DETALLE 1

ESCALA
1/50

NOTAS:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

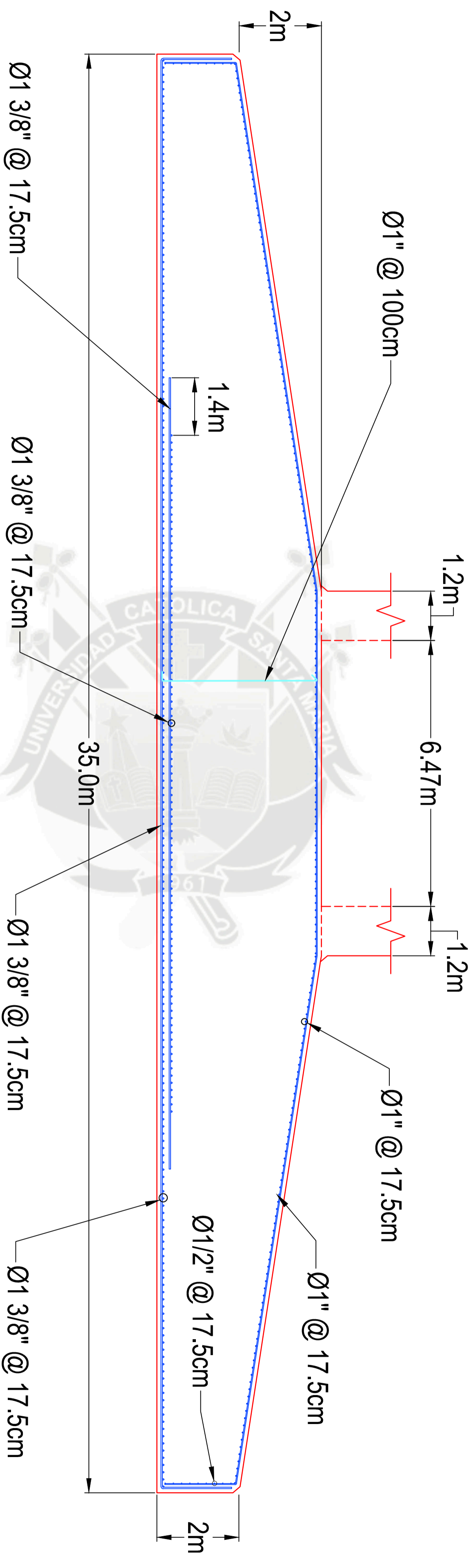
DESCRIPCION:
Detalle de acero en pilar central

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
7/12/2013

E-PC01-01

- NOTA:
1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.
 2. Los bastones deberán ser arrojados con una barra diagonal para evitar su pandeo



RESPONSABLE:
MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:
2007603011

TESIS:
Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:
Detalle de zapata

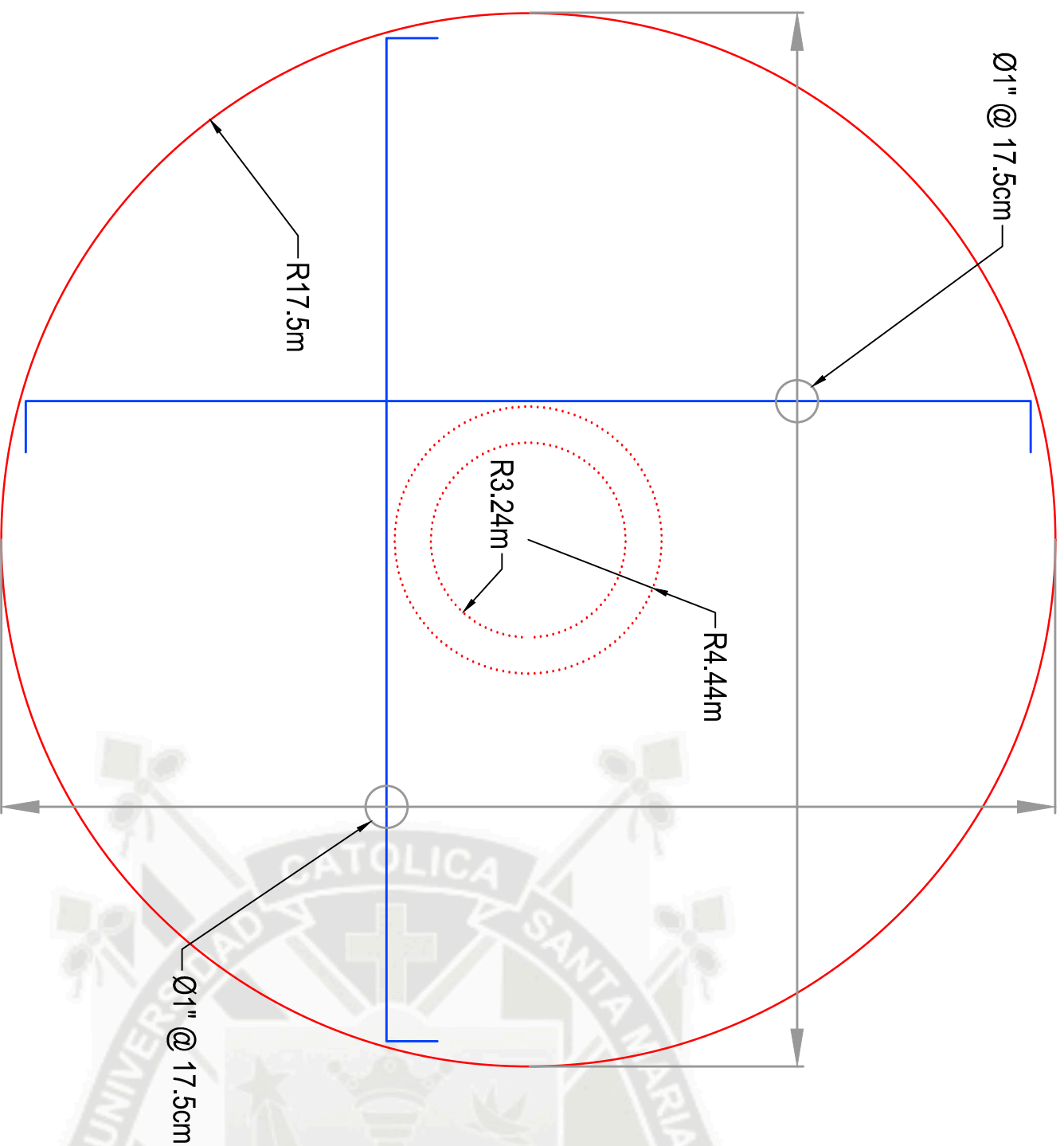
ESCALA:
1/75

FECHA:
7/12/2013

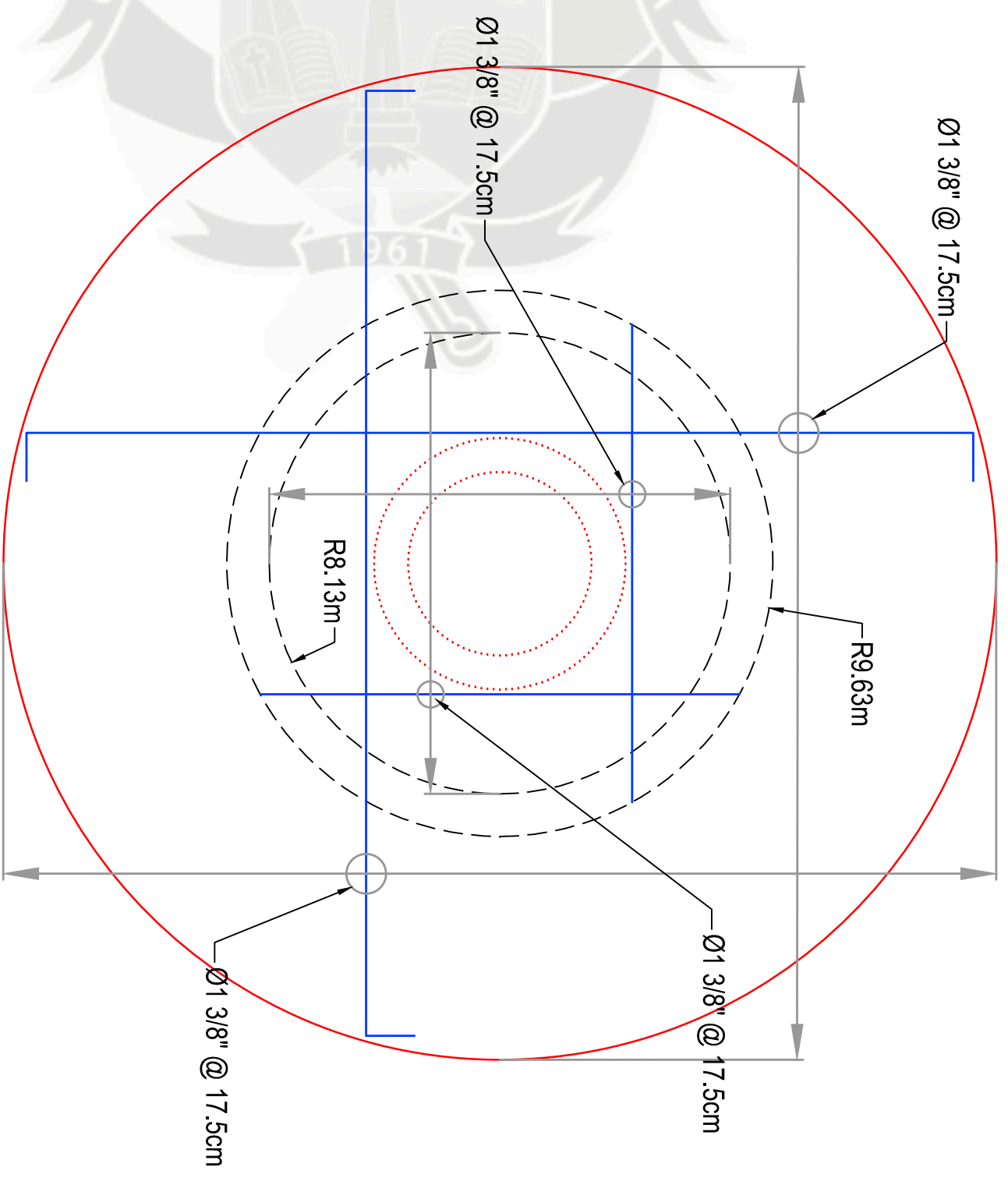
E-Z01-01

NOTA:

1. Para notas y estándares de concreto referirse a la lámina E-EST01.



ACERO SUPERIOR



ACERO INFERIOR



RESPONSABLE:

MARTÍN ZEBALLOS TOLEDO

CUI:

2007603011

TESIS:

Cálculo Estructural del Museo de Arte Contemporáneo de Niteroi bajo las Normas Peruanas

DESCRIPCION:

Acero superior y acero inferior en zapata

ESCALA:

1/200

FECHA:

7/12/2013

E-Z01-02