

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y
DEL AMBIENTE**
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA Y
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE
LA NORMA TÉCNICA E.030 (2003) Y LA NORMA
TÉCNICA E.030 VIGENTE (2016)”**

**Presentado por la bachiller:
ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ**

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Asesor: Ing. Jorge Rosas Espinoza

**AREQUIPA-PERÚ
2017**



*Con todo amor y gratitud para mis queridos
padres y a mi familia que me apoyaron y
me dieron fuerza y motivación para
la culminación de la presente tesis.*

Erika Karina Llamoca Paz

RESUMEN

Una estructura en general es una unidad formada a base de diversos elementos, que en su conjunto brindan estabilidad a esta misma, ante acciones internas y externas; las cuales son transmitidas a través de la cimentación al terreno.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad, y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

En la actualidad en el proceso de diseño se plantea en que toda estructura sea capaz de resistir acciones sísmicas severas sin que se presente el colapso en la estructura.

La estructura corresponde a una edificación de 8 pisos y 2 sótanos, por lo que se procederá a realizar el análisis del edificio, con el objeto de observar el comportamiento estructural ante una eventualidad sísmica con la norma técnica E.030 (2016) y la norma técnica emitida en el 2003, de tal manera se pueda realizar una comparación y diseño de cada uno de los elementos que lo conforman: vigas, columnas, losas, etc.

Palabras Clave: Análisis, Diseño, Concreto Armado, aceleración espectral, periodos, diafragma rígido, cuantía de acero, elementos estructurales.

ABSTRACT

A structure in general is a unit formed from various elements, which together provide stability to the same, before internal and external actions; Which are transmitted through the foundation to the ground.

The structure must fulfill the function to which it is intended with a reasonable degree of safety, and so that it behaves appropriately in the normal conditions of service.

At the present time in the design process it is proposed that any structure be able to withstand severe seismic actions without collapse in the structure.

The structure corresponds to a building of 8 floors and 2 basements, so that the analysis of the building will be carried out, in order to observe the structural behavior in the event of a seismic event with the technical standard E.030 (2016) and the standard Technique issued in 2003, so as to make a comparison and design of each of the elements that comprise it: beams, columns, slabs, etc.

Keywords: Analysis, Design, Armed Concrete, spectral acceleration, periods, rigid diaphragm, amount of steel, structural elements.



INDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES DEL PROYECTO.....	7
1. ASPECTOS GENERALES	7
1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	7
1.2. DESARROLLO DE LA PROBLEMÁTICA.....	7
2. OBJETIVOS	8
2.1. OBJETIVO GENERAL.....	8
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
3. ESTRUCTURACIÓN	8
4. NORMAS DE DISEÑO.....	9
5. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	9
6. CARGAS DE DISEÑO	9
6.1. CARGA MUERTA.....	10
6.2. CARGA VIVA	10
7. UBICACIÓN DEL PROYECTO:.....	10
8. RESISTENCIA DEL TERRENO	11
CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	12
1. ESTRUCTURACIÓN	12
2. PREDIMENSIONAMIENTO	13
2.1. LOSAS ALIGERADAS.....	13
2.2. LOSAS MACIZAS	14
2.3. VIGAS.....	15
2.4. COLUMNAS.....	16
2.5. MUROS DE CORTE.....	17
2.6. ESCALERAS.....	18
CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2003).....	22
1. METRADO DE CARGAS	22
1.1. CARGA MUERTA.....	22
1.2. CARGA VIVA	24
2. ANÁLISIS SÍSMICO	25
3. MODELO SÍSMICO	26
4. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	27
5. ANÁLISIS DINÁMICO	37
5.1. CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA	38
5.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN.....	40
5.3. DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE	41
5.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	41
5.5. JUNTA DE SEPARACION SISMICA.....	44

5.6.	MODOS DE VIBRACIÓN	45
5.7.	AMPLIFICACIÓN DE FUERZA PARA DISEÑO	46
5.8.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS CON FINES DE DISEÑO	48

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA VIGENTE (2016) 49

1.	METRADO DE CARGAS	49
1.1.	CARGA MUERTA	49
1.2.	CARGA VIVA	50
2.	ANÁLISIS SÍSMICO	51
3.	MODELO SÍSMICO	51
4.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	52
5.	ANÁLISIS DINÁMICO	65
5.1.	CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA	65
5.2.	CRITERIOS DE COMBINACIÓN	67
5.3.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE	68
5.4.	DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	68
5.5.	JUNTA DE SEPARACION SISMICA.....	71
5.6.	MODOS DE VIBRACION	72
5.7.	AMPLIFICACIÓN DE FUERZA PARA DISEÑO	73
5.8.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS CON FINES DE DISEÑO	75

CAPÍTULO V: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2016)..... 76

1.	INTRODUCCIÓN	76
2.	COMBINACIONES DE CARGA	77
3.	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.....	78
4.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	79
4.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	80
4.1.1.	ACERO MÍNIMO EN LOSAS ALIGERADAS	80
4.2.	DISEÑO POR CORTE.....	83
5.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	85
5.1.	MÉTODO DE LOS COEFICIENTES	86
5.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN	88
5.2.1.	ACERO MÍNIMO EN LOSAS MACIZAS.....	89
5.3.	DISEÑO POR CORTE.....	91
6.	DISEÑO DE VIGAS	93
6.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	94
6.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN	95
6.2.1.	ACERO MÍNIMO EN VIGAS	96
6.2.2.	ENVOLVENTE DE MOMENTOS	97
6.3.	DISEÑO POR CORTE.....	103
6.3.1.	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS.....	104
6.3.2.	FUERZAS CORTANTES.....	105

6.4.	CORTE Y LONGITUD DEL REFUERZO LONGITUDINAL	108
6.5.	LONGITUD DE ANCLAJE.....	109
6.6.	GANCHOS ESTÁNDAR	109
6.7.	EMPALMES DE REFUERZO LONGITUDINAL	110
7.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	111
7.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	112
7.2.	DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN	114
7.3.	ESBELTEZ DE COLUMNAS.....	119
7.3.1.	EFFECTO LOCAL	119
7.3.2.	EFFECTO GLOBAL.....	121
7.4.	VERIFICACIÓN BIAxIAL.....	123
7.5.	DISEÑO POR CORTE.....	123
7.5.1.	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS.....	125
7.6.	CORTE Y EMPALME DEL REFUERZO	128
8.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE	129
8.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	130
8.2.	DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN	130
8.3.	DISEÑO POR CORTE.....	137
8.3.1.	REFUERZO HORIZONTAL	138
8.4.2.	REFUERZO VERTICAL	139
9.	DISEÑO DE ESCALERAS.....	144
9.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	146
9.1.1.	ACERO MÍNIMO	146
9.2.	DISEÑO POR CORTE.....	148
10.	DISEÑO DE CIMENTACION	151
10.1.	DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS	152
10.1.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA.....	153
10.1.2.	CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO	157
10.1.3.	CHEQUEO POR CORTANTE	159
10.1.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN	160
10.2.	DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	162
10.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	162
10.2.2.	DISEÑO POR CORTE.....	165
10.3.	DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN	167
10.3.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN	168
10.3.2.	CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO	172
10.3.3.	CHEQUEO POR CORTANTE	173
10.3.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN	173
11.	DISEÑO DE MUROS DE SOTANO	175
11.1.	DISEÑO DE ZAPATA	176
11.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA.....	176
11.1.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN	180
11.2.	DISEÑO DE PANTALLA.....	181
11.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	185
11.2.2.	DISEÑO POR CORTE:.....	188
12.	DISEÑO DE TABIQUERIA	189

12.1.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO ADMISIBLE DE ALBAÑILERÍA	189
12.2.	DISEÑO DE ARRIOSTRES.....	194
CAPÍTULO VI: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2003)..... 196		
1.	INTRODUCCIÓN	196
2.	COMBINACIONES DE CARGA	196
3.	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.....	196
4.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	197
5.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	197
6.	DISEÑO DE VIGAS	198
6.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	198
6.3.	DISEÑO POR FLEXIÓN	199
6.3.1.	ACERO MÍNIMO EN VIGAS	200
6.3.2.	ENVOLVENTE DE MOMENTOS	200
6.4.	DISEÑO POR CORTE.....	206
6.4.1.	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS.....	206
6.4.2.	FUERZAS CORTANTES.....	206
6.5.	CORTE Y LONGITUD DEL REFUERZO LONGITUDINAL	209
6.6.	LONGITUD DE ANCLAJE.....	210
6.7.	GANCHOS ESTÁNDAR	210
6.8.	EMPALMES DE REFUERZO LONGITUDINAL	210
7.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	211
7.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	212
7.3.	DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN	214
7.4.	ESBELTEZ DE COLUMNAS.....	218
7.4.1.	EFFECTO LOCAL	219
7.4.2.	EFFECTO GLOBAL.....	219
7.5.	VERIFICACIÓN BIAxIAL.....	221
7.6.	DISEÑO POR CORTE.....	221
7.6.1.	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS.....	221
7.7.	CORTE Y EMPALME DEL REFUERZO	224
8.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE	224
8.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	225
8.2.	DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN	225
8.3.	DISEÑO POR CORTE.....	232
8.3.1.	REFUERZO HORIZONTAL	232
8.3.2.	REFUERZO VERTICAL	233
9.	DISEÑO DE ESCALERAS.....	238
10.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	238
10.1.	DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS	238
10.1.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA.....	239
10.1.2.	CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO	243
10.1.3.	CHEQUEO POR CORTANTE	244

10.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN	245
10.2. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	247
10.3. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN	247
11. DISEÑO DE MUROS DE SOTANO	247
12. DISEÑO DE TABIQUERIA	248
12.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO ADMISIBLE DE ALBAÑILERÍA	248
12.2. DISEÑO DE ARRIOSTRES.....	251
CONCLUSIONES	254
RECOMENDACIONES.....	268
BIBLIOGRAFIA	269
ANEXOS.....	271



CAPÍTULO I: GENERALIDADES DEL PROYECTO

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Actualmente al tener mayor demanda en la construcción en general y con la actualización de la norma técnica de edificaciones E.030 (diseño sismorresistente) se han visto ciertas modificaciones las cuales representan una parte fundamental en el diseño de diferentes tipos de estructuras.

La problemática está en la importancia de saber la diferencia y comparación de la norma técnica vigente E.030 (2016) y la norma técnica emitida en el 2003. Además la aplicación a un caso práctico en el que se comparan diferentes reglamentos de análisis sísmico.

1.2. DESARROLLO DE LA PROBLEMÁTICA

Hoy en día, las edificaciones deben contar con condiciones mínimas en su diseño y un comportamiento sísmico que evite la pérdida de vidas humanas, asegure la continuidad de los servicios básicos y minimice los daños de la propiedad.

Esta es la finalidad de la norma técnica de edificaciones E.030 (diseño sismorresistente). En ese sentido, la estructura de una edificación no debería colapsar ni causar daños graves a las personas y podría soportar movimientos del suelo calificados como moderados.

Es la norma técnica rectora en el territorio nacional que establece los derechos y responsabilidades de los actores que intervienen en el proceso edificatorio, con el fin de asegurar la calidad de la edificación.

En este contexto se ha creído necesario precisar conceptos básicos de la norma sismorresistente a fin de poder tener una visión completa al efectuar una inspección técnica de seguridad estructural.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar la comparación de la vigente norma técnica E.030 (2016) y la norma técnica E.030 emitida en el 2003, mediante la evaluación de un edificio.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar bases bibliográficas y comparar el reglamento de diseño sísmico basado en la vigente norma técnica E.030 (2016) y la norma emitida en el 2003.
- Evaluar la estructura post diseño del edificio mediante la vigente norma técnica E.030 (2016).
- Evaluar la estructura post diseño del edificio mediante la norma técnica E.030 emitida en el 2003.
- Comparar el análisis espectral de la vigente norma técnica E.030 (2016) y la norma emitida en el 2003.

3. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración es la parte de la ingeniería que consiste en crear y formar la estructura del edificio a partir de un diseño arquitectónico; que primeramente da luces al comportamiento estructural del edificio, siendo este refinado y pudiendo ser cambiado por el ingeniero estructural que distribuye y ordena las partes del

todo, teniendo en consideración que el comportamiento estructural depende de la estructuración. Generalmente se tienen las dimensiones con respecto a los planos arquitectónicos, pero comúnmente los ingenieros modificamos estos dependiendo si resiste o no la estructura o si cumple los parámetros de diseño, cambiando sus dimensiones que puedan soportar cargas debido al peso propio, sobrecarga de diseño normativo, carga por efecto de sismos. Debido a ello se tendrá que realizar una estructuración de acuerdo a la edificación para que resista adecuadamente tanto las cargas estáticas como las cargas dinámicas.

4. NORMAS DE DISEÑO

El presente proyecto se rige por las siguientes normas:

Norma Técnica de Edificación (NTE) E.020 Cargas.

Norma Técnica de Edificación (NTE) E.030 Diseño Sismorresistente.

Norma Técnica de Edificación (NTE) E.060 Concreto Armado.

Norma Técnica de Edificación (NTE) E.070 Albañilería.

Norma Técnica de Edificación (NTE) E.050 Suelos y Cimentaciones.

5. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

En esta etapa se definen en forma concreta y resumida los aspectos que han de regir el desarrollo del proyecto, lo mismo que sus limitaciones. La resistencia se asegura mediante un análisis y diseño de la estructura, adoptando un factor de seguridad adecuado, fijado en las normas de diseño sismorresistente.

6. CARGAS DE DISEÑO

Para el presente proyecto utilizaremos las cargas consideradas en la NTE E.020 Cargas.

6.1. CARGA MUERTA

Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, para el proyecto se consideraran las siguientes cargas:

- En la azotea cobertura de piso terminado 100 Kgf/m²
- En otros pisos cobertura de piso terminado 100 Kgf/m²
- Peso propio de la tabiquería 1900 Kgf/m³
- Peso de losa maciza ($h = 0.15$ m) 360 Kgf/ m²
- Peso propio de elementos de concreto armado 2400 Kgf/m³

6.2. CARGA VIVA

Son cargas gravitacionales de carácter móvil, que podrían actuar en forma esporádica sobre los ambientes del edificio. Entre estas cargas se tiene: El peso de los ocupantes, muebles, equipos removibles, etc. Las magnitudes de estas cargas dependen del uso al cual se destinen los ambientes. (ver figura 1.1)

s/c viviendas	0.2	ton/m ²
s/c corredores y escaleras	0.4	ton/m ²
s/c azotea	0.1	ton/m ²
s/c estacionamientos	0.25	ton/m ²

Tabla N°1. Cuadro de los valores de cargas vivas para diferentes ambientes.

7. UBICACIÓN DEL PROYECTO:

El presente proyecto a analizar se encuentra ubicado en Challapampa, Distrito de Cerro Colorado, Provincia y Departamento de Arequipa.

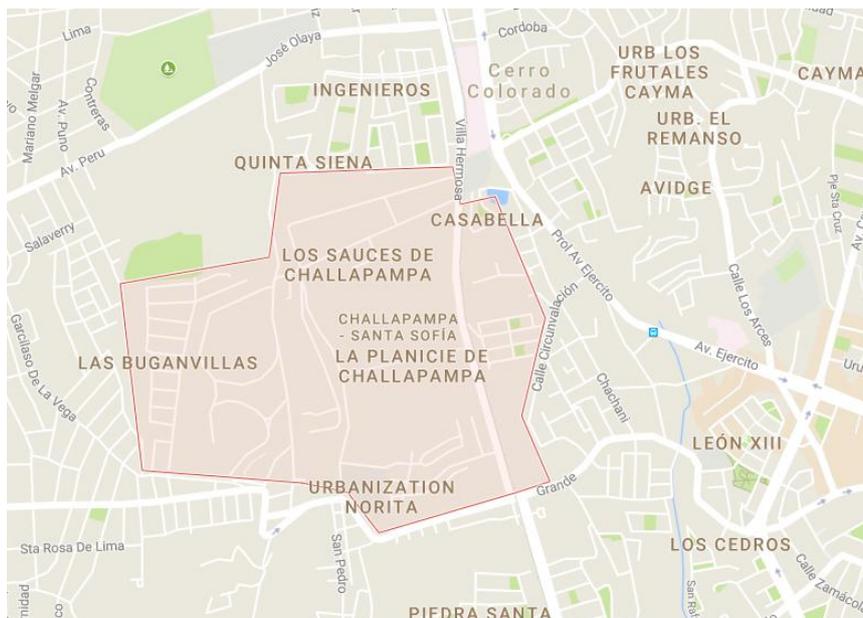


Figura 1.1. Ubicación del proyecto.

8. RESISTENCIA DEL TERRENO

De acuerdo a que el presente proyecto tiene como finalidad la comparación de las normas, el valor que se tomará de capacidad portante tendrá un valor de 5.47 kg/cm² según el estudio de suelos. (ANEXOS)

CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

1. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Para mantener una adecuada concordancia con el diseño arquitectónico se estructurarán dos direcciones principales de la planta (XX e YY) en base a un sistema de pórticos y muros de corte. En la dirección YY se considerarán lo que son placas y columnas en todos los niveles y solo muros de contención en los 2 sótanos, con la finalidad de que proporcionen una alta rigidez lateral a la estructura en esa dirección. En la dirección XX, la arquitectura nos permitirá considerar placas y columnas ubicadas en la parte central de la edificación, integrando la zona de escaleras y de los ascensores, además de muros de contención en los 2 sótanos.

Nuestra función como proyectistas de la estructura es analizar si estos elementos son suficientes y complementarlos con columnas, placas y vigas ubicadas estratégicamente. En el capítulo de pre dimensionamiento se analizará y cuantificarán las secciones para obtener una estructura competente.

Las losas aligeradas tienen un espesor de 25 cm. En algunos sectores, se vio por conveniente colocar losas macizas con el fin de mantener el efecto del diafragma rígido en cada nivel. Tal es el caso de las losas macizas de 20 cm ubicadas en la zona de las escaleras.

Las vigas principales en ambas direcciones son peraltadas, de diferentes dimensiones, proporcionando rigidez a la edificación. Adicionalmente se recurrió

al uso de vigas chatas con peralte igual al espesor del aligerado en los casos donde existen tabiques importantes en la misma dirección del aligerado.

Para la cimentación se consideró necesario el uso de vigas de cimentación para poder conectar las zapatas interiores, en ambos sentidos. Esto con el fin de contrarrestar el efecto de la carga excéntrica de las zapatas exteriores. Además se consideró una losa de cimentación en la zona de escaleras y ascensores, y muros de contención alrededor de todo el perímetro.

Debido a que el objetivo de la presente tesis es la comparación de la NTE E.030; se propondrá una estructuración que será igual para los 2 edificios, es decir, que la estructuración para la norma E.030 emitida en el 2003 será igual que la norma E.030 actual 2016.

2. PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. LOSAS ALIGERADAS

Son elementos estructurales de concreto armado o de materiales prefabricados, de sección transversal rectangular llena, o con huecos, de poco espesor y abarcan una superficie considerable del piso.

En la NTE E.060, se especifican dimensionamientos para evitar el cálculo de deflexiones y se señalan también las flechas máximas permisibles para los diferentes tipos de losas.

Para los aligerados armados en una dirección existe una regla práctica que consiste en dividir la menor longitud de luz libre (L) del paño entre 25. Este espesor de losa incluye tanto al espesor del ladrillo como a los 5 cm de losa superior. Según esta regla práctica se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre

Peralte de losa aligerada: (h)

$$h = \frac{L}{25} \quad (2.1)$$

donde

L : Luz libre

L_n	ESPESOR DE LOSA	LADRILLO
4 m	17 cm	12 cm
5 m	20 cm	15 cm
6 m	25 cm	20 cm
7 m	30 cm	25 cm

Tabla N°2. Cuadro de espesor de losas unidireccionales.

En este caso de la Tabla N°2 elegimos un espesor de 25 cm de losa debido a que la luz mayor en la edificación tiene un valor de 5.9 m, por lo tanto tenemos

$$h = \frac{5.9}{25} = 0.236 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

2.2. LOSAS MACIZAS

Una losa maciza es aquella que cubre tableros rectangulares o cuadrados cuyos bordes descansan sobre vigas a las cuales les transmiten su carga y éstas a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa. El refuerzo para estas losas se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada uno de ellos. Para las losas macizas armadas la regla práctica consiste en dividir la mayor longitud de luz libre (L) del paño entre 30.

Peralte de Losa Maciza: (h)

$$h = \frac{L}{30} \quad (2.2)$$

donde

L : Luz libre.

Para el caso de la zona donde se encuentran las placas de escaleras y ascensores se realizó el cálculo

$$h = \frac{5.85}{30} = 0.195$$

$$h = \frac{7.4}{30} = 0.246$$

Por lo tanto, se colocó una losa maciza de 25 cm debido a cuestiones de rigidez.

2.3. VIGAS

Una viga es una serie de miembros estructurales que se extienden en el borde de una planta y en el medio de esta, diseñada para soportar la cubierta del techo o el tipo de carga, asociados con los elementos que componen el techo de un edificio.

El punto de partida para el predimensionamiento de vigas principales es la luz que esta cubre, considerando un peralte $L/16$ de la luz libre según la norma E.060 que considera la deflexión máxima. Además debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa o techo y otros aspectos a considerar en el predimensionamiento que son la seguridad, economía, arquitectura y congestión de acero.

- Ancho de viga: (b)

$$b = \frac{B}{20} \geq 0.25 \text{ m} \quad (2.3)$$

donde

B : Ancho Tributario.

- Peralte de la Viga (h)

$$h = \frac{L}{16} \quad (2.4)$$

donde

L : Luz Libre.

En este caso tuvimos luces de 10 m por lo que la dimensión del peralte puede variar entre 0.60 m y 0.70 m.

$$h = \frac{10 \text{ m}}{16} = 0.625 \text{ m} \approx 0.65 \text{ m}$$

Finalmente elegimos peraltes de 0.60 m, 0.65 m y 0.70 m para todas las vigas. El ancho de la viga es menos importante que el peralte, en estos caso se predimensionará tomando como base el peralte, es decir, el ancho de la viga varía entre 3/10 y 1/2 del peralte. Los más comunes son 25 y 30 cm. En este caso utilizamos anchos de 30 cm y 40 cm respectivamente.

Se asumirán vigas principales de 0.30 m x 0.65 m y 0.40 m x 0.70 m, vigas secundarias de 0.30 m x 0.60 m y vigas chatas de 0.30 m x 0.25 cm.

2.4. COLUMNAS

Las columnas son elementos sometidos a carga axial y momento flector, las cuales tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en el dimensionamiento. [11]

En este caso en particular las columnas se predimensionarán considerando básicamente la carga por compresión, pues los momentos de sismo son muy bajos debido a la existencia de placas, los cuales controlarán la rigidez lateral del edificio. Por lo tanto, seguiremos la siguiente regla práctica para predimensionar las columnas:

- **Para columnas interiores**

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c} \quad (2.5)$$

- **Para columnas exteriores**

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 f'c} \quad (2.6)$$

donde

P : Peso del área tributaria acumulada en el nivel.

Estos criterios se usan para áreas mayores a 200 ton aproximadamente. En nuestro caso se ha buscado secciones de diferente dimensión para efectos de mejorar la rigidez lateral en X-X y en Y-Y, ya que la cantidad de columnas en la estructura es menor a comparación de los muros estructurales (placas), y también para poder respetar la arquitectura.

La sección de columna escogida fue de 0.40 m x 0.80 m y 0.50 m x 0.50 m para el área típica de toda de la estructura y una dimensión de 0.40 m x 0.40 m para el área restante de los sótanos. Estas secciones son menores ya que se utilizarán como primera iteración, debido a que puede variar dependiendo del diseño estructural que se modelará con el software ETABS 2016, en el cual se realizará la verificación correspondiente.

2.5. MUROS DE CORTE

Los muros de corte, son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección muy superior a su ancho; proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Dada su gran rigidez, los muros terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo (fuerzas horizontales acumuladas), lo cual obliga a ser muy cuidadoso con su ubicación en planta, con el objeto de no crear efectos de torsión si se colocan estos de forma asimétrica. [11]

Debido a las características de la estructura, se asumió que las placas serán los que absorban casi toda la fuerza cortante generada por el sismo en la base del edificio. La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 0.10 m y en el caso de muros de corte coincidentes con exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 0.20 m.

Por lo tanto

$$t \geq \frac{\text{Menor dimensión del muro}}{25} \quad (2.7)$$

donde

t : Espesor del muro

En el proyecto se tiene como menor dimensión la altura de estos, por lo tanto sería un valor de 3.5 m. Es decir

$$t = \frac{3.5 \text{ m}}{25} = 0.14 \text{ m}$$

Para edificios de pocos pisos se consideran 15 cm de espesor y para edificios altos se puede llegar a obtener espesores de 20, 25 ó 30 cm.

En este caso consideraremos un espesor de 0.30 m para el análisis. Además se considerará un espesor de 0.25 m para los muros de corte coincidentes con los exteriores de los 2 sótanos.

2.6. ESCALERAS

Las escaleras de la edificación se comportan como losas armadas en una dirección, por lo cual tenemos:

Espesor de la escalera: (t)

$$t = \frac{L}{25} \cong \frac{L}{20} \quad (2.8)$$

donde

L : Luz libre proyectada horizontalmente.

Se tiene una luz libre proyectada de 4.25 m en el primer tramo, entonces el espesor de la escalera será

$$t = \frac{4.00 \text{ m}}{25} = 0.16 \text{ m}$$

Se considera un espesor de garganta de escalera de 0.15 m.

El edificio a diseñar está formado por 2 sótanos y 8 niveles (ver figuras 2.1 al 2.3), por lo que al momento de realizar la estructuración en ETABS se observó lo siguiente:

- El área formada por los 2 sótanos (ya que es igual en ambas) es proporcionalmente el doble del área de los niveles siguientes, por lo que la estructuración y diseño del edificio se realizará colocando una junta sísmica para poder disminuir el área de los sótanos y así poder tener un diseño más real.

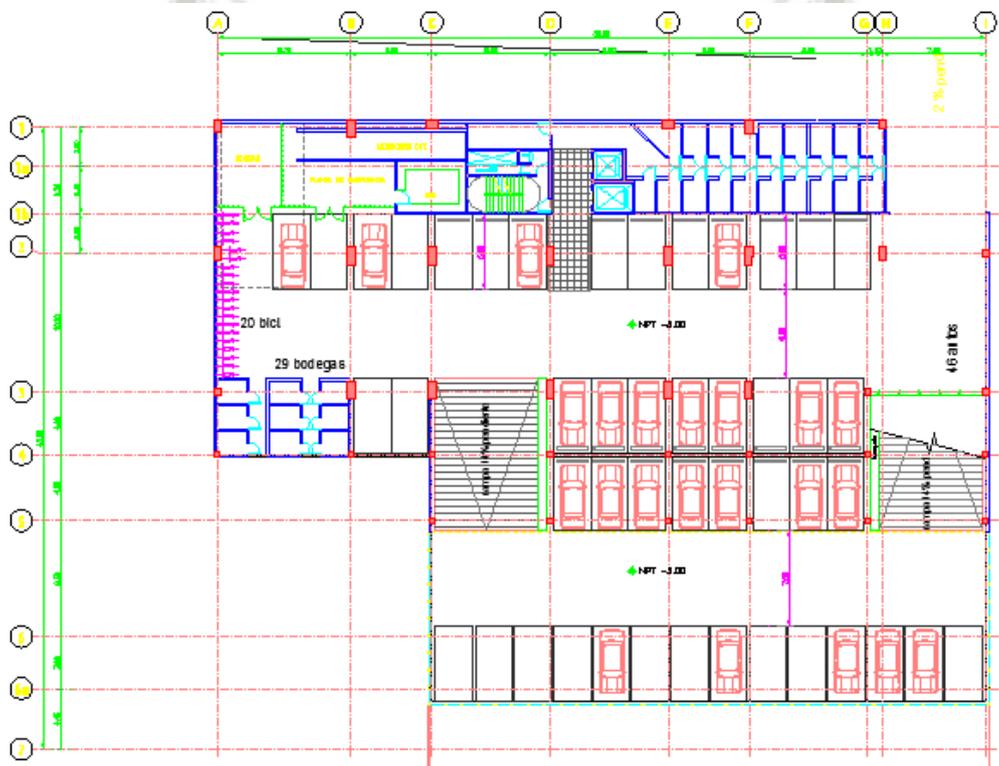


Figura 2.1. Planta típica del 1° y 2° sótano

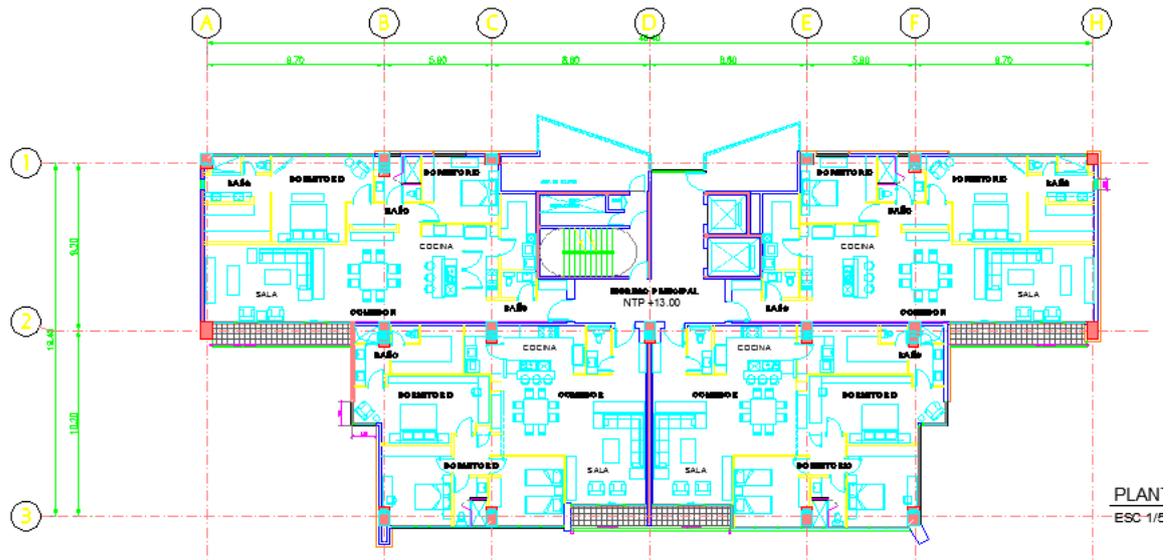


Figura 2.2. Planta típica del 1° al 8° piso

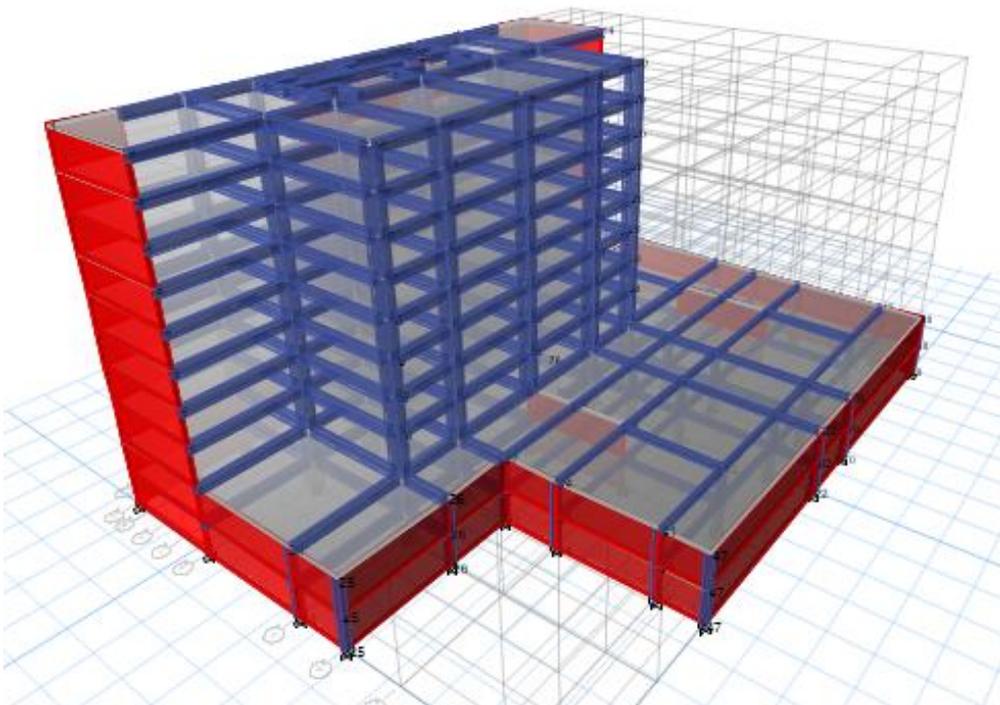


Figura 2.3. Estructuración en ETABS con el área total del 1° y 2° sótano

- Se realizó diferentes observaciones donde las cuales al considerar el área total del sótano y realizar el diseño estructural; este resultaría muy reforzado algo que no sería real, ya que en ETABS al momento de realizar el modelo; este considera toda la estructura como si estuviera en la superficie y no los 2 sótanos como subterráneos.

- Se eligió un lugar indicado en el área de los sótanos por donde se pueda colocar las juntas sísmicas y no afectar la arquitectura, además que sea una considerable reducción del área del sótano. Por lo tanto, se consideró el área (figura 2.4)

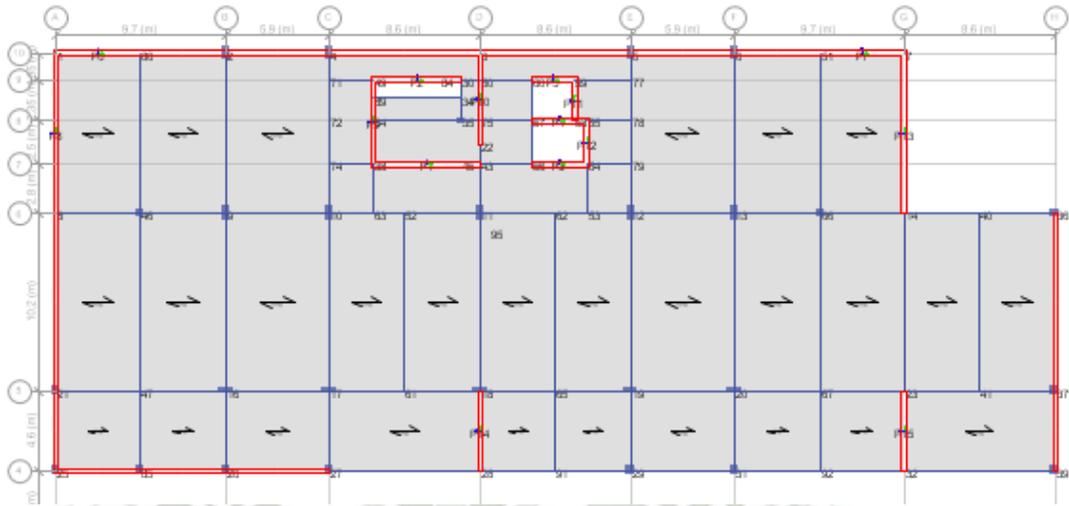


Figura 2.4. Área considerada para el 1° y 2° sótano

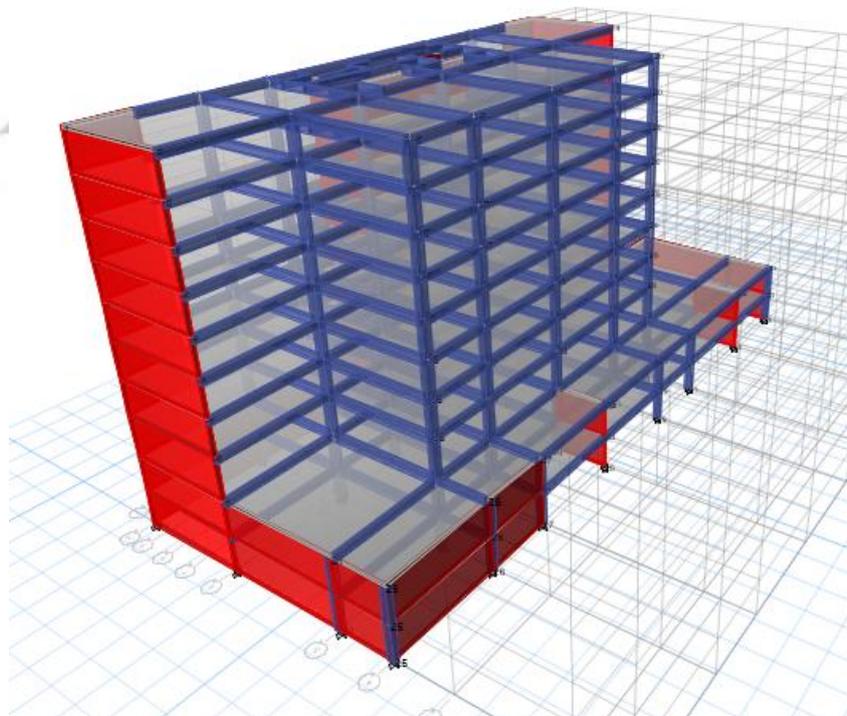


Figura 2.5. Estructuración con el área considerada para el 1° y 2° sótano.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2003)

1. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Estas pueden ser muertas, vivas o de sismo, existiendo otros tipos de cargas que son menos comunes como las cargas de viento, nieve, cargas por efectos térmicos.

1.1. CARGA MUERTA

Para el metrado de carga muerta se consideró el peso propio de la estructura, es decir, vigas, columnas, muros estructurales (placas), muros de contención y losas. Además de este valor que ya se considera en ETABS se considerará el peso de la tabiquería y del piso terminado adicionalmente, por lo que el metrado sería

Peso específico del concreto: 2.4 ton/m³

Peso específico de tabiquería: 1.9 ton/m³

- SÓTANO N°2:

ÁREA TOTAL = 1310.2325 m²

$$C.M. = 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 226.374 \text{ m} = 193.549 \text{ ton}$$

$$C.M. = \frac{193.549}{1310.2325} = 0.1477 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 0.15 \text{ ton/m}^2$$

$$C.M. = 0.15 + 0.1 \text{ (piso terminado)}$$

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **SÓTANO N°1:**

ÁREA TOTAL = 1310.2325 m²

$$C.M. = 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 226.374 \text{ m} = 193.549 \text{ ton}$$

$$C.M. = \frac{193.549}{1310.2325} = 0.1477 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 0.15 \text{ ton/m}^2$$

$$C.M. = 0.15 + 0.1 \text{ (piso terminado)}$$

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **NIVEL 1°:**

ÁREA TOTAL = 855.67 m²

$$C.M. = 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m} \cdot 127.439 \text{ m} = 127.12 \text{ ton}$$

$$C.M. = \frac{127.12}{855.67} = 0.1485 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 0.15 \text{ ton/m}^2$$

$$C.M. = 0.15 + 0.1 \text{ (piso terminado)}$$

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **NIVEL 2°-7°:**

ÁREA TOTAL = 855.67 m²

$$C.M. = 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 148.125 \text{ m} = 126.647 \text{ ton}$$

$$C.M. = \frac{126.647}{855.67} = 0.148 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 0.15 \text{ ton/m}^2$$

$$C.M. = 0.15 + 0.1 \text{ (piso terminado)}$$

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el 8° nivel se colocará una carga muerta de 0.15 ton/m² que considera el piso terminado y un mínimo de factor de seguridad ya que no presenta tabiquería.

$$C.M. = 0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

1.2. CARGA VIVA

Según la norma E.020 las cargas vivas a considerar son

s/c viviendas	0.2	ton/m ²
s/c corredores y escaleras	0.4	ton/m ²
s/c azotea	0.1	ton/m ²
s/c estacionamientos	0.25	ton/m ²

Tabla N°3. Cuadro de los valores de cargas vivas para diferentes ambientes.

En este caso, el proyecto es un edificio de departamentos, por lo cual se considerará una carga viva de 0.20 ton/m² o 200 kg/m² (Tabla N° 3) en los niveles típicos.

$$C.V. = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En este caso, el proyecto es un edificio de departamentos, por lo cual se considerará una carga viva de 0.25 ton/m² o 250 kg/m² (Tabla N°3) en los 2 sótanos.

$$C.V. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En las escaleras se colocará 0.30 ton/m² o 300 kg/m²

$$C.V. = 0.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el último nivel se colocará según la norma E.020 como mínimo una carga viva de 0.1 ton/m^2 o 100 kg/cm^2

$$C.V. = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

2. ANÁLISIS SÍSMICO

La filosofía del diseño sismorresistente según la Norma Peruana Sismorresistente E.030 consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo a esta filosofía, la Norma Peruana Sismorresistente E.030 establece los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Dada la condición del Perú como país sísmico, no sería factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar las fuerzas del sismo. Las fuerzas del sismo no deben ser consideradas solo como parte de la norma cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad. Este tipo de análisis permite asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá intacta después de un evento extraordinario.

3. MODELO SÍSMICO

Para el análisis sísmico de la estructura en estudio se utilizó el programa ETABS 2015, el cual es un programa de análisis tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma Peruana Sismorresistente E.030 (2009). La estructura se modeló considerando 8 pisos y 2 sótanos, es decir, 10 niveles en general.

Como se mencionó anteriormente en el capítulo de estructuración, se considerará en el modelo un área menor para los 2 sótanos, ya que se colocará una junta sísmica que separe la estructura, y el área total para los demás niveles.

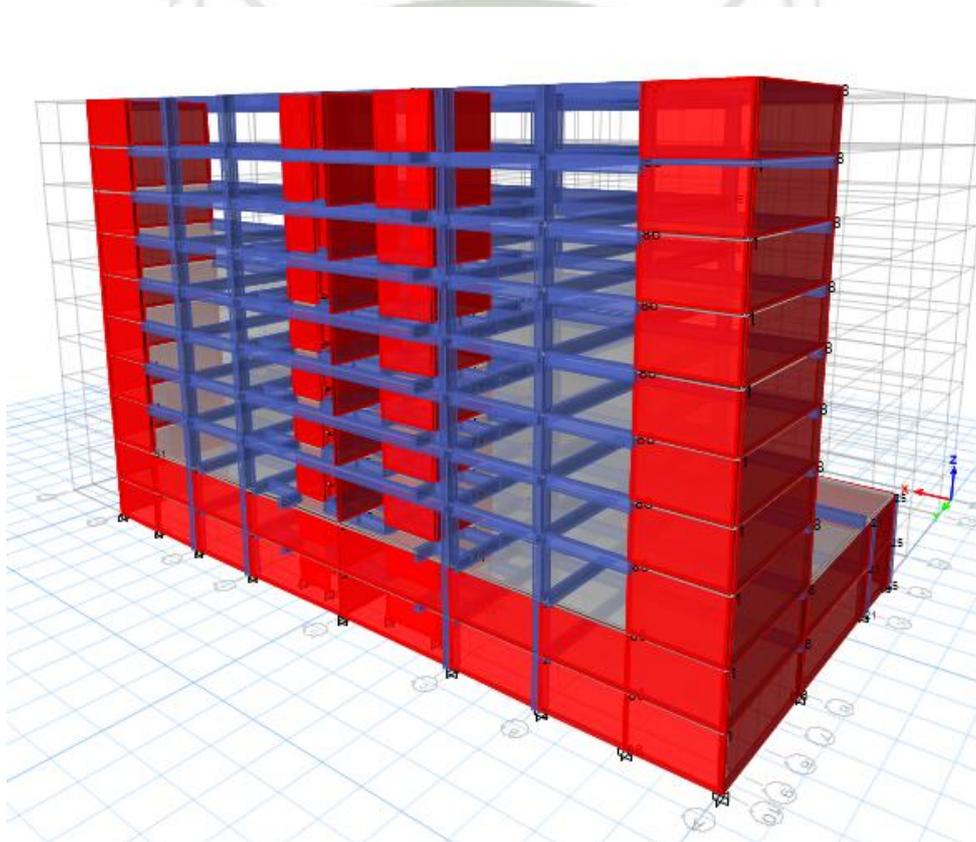


Figura 3.1. Elementos estructurales de la edificación.

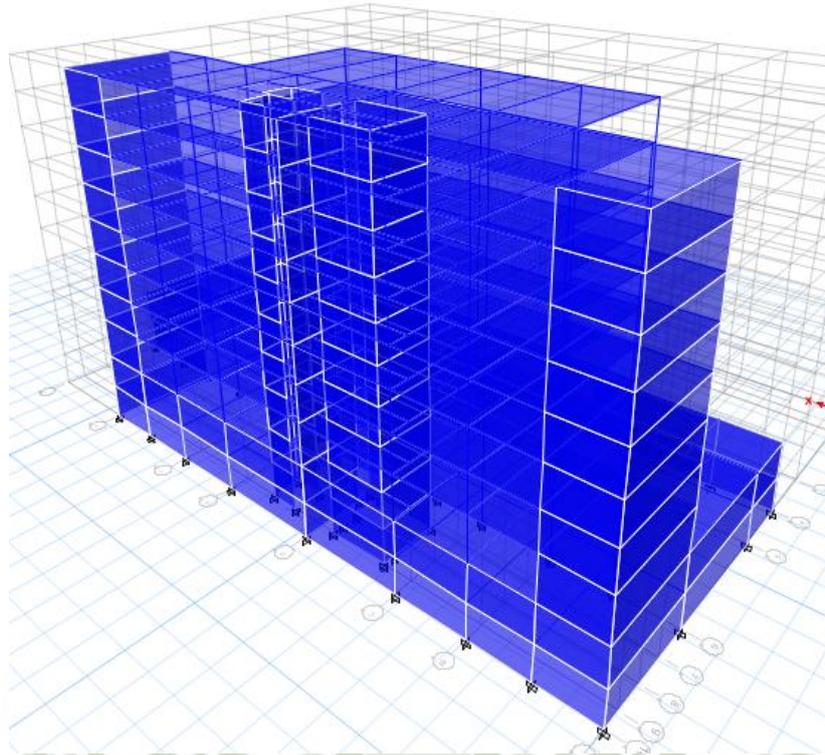


Figura 3.2. Materiales empleados en la edificación.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático consiste en someter a la estructura ante cargas horizontales distribuidas a lo alto del edificio. Las demandas a las que se somete están determinadas por una fuerza asociada a la demanda espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

El diseño basado en los efectos estáticos equivalentes no analiza los efectos de resonancia y amortiguamiento. El diseño estructural para fuerzas de sismo y viento implica dos consideraciones:

- El diseño estructural para este tipo de análisis radica en establecer una fuerza hipotética horizontal y estática aplicada, que simula los efectos de movimientos laterales durante el desplazamiento del terreno, lo cual las hace perpendiculares a las fuerzas de gravedad. Aunque no son sólo horizontales las ondas de choque generadas por fallas geológicas que producen sismo y ocasionan movimientos en todas direcciones.[11]

- Para las cargas de viento, la transformación básica consiste en la sustitución de la energía cinética del viento en una presión equivalente estática, de forma similar a una carga de gravedad distribuida sobre una pared.[11]

De acuerdo a lo descrito las fuerzas de sismo y de viento tiene naturaleza dinámica, por lo que deberán considerarse los efectos estáticos frente los dinámicos. [11]

Según la NTE E.030 del RNE, considera que para efectos sísmicos la fuerza cortante en la base de la estructura según la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (3.1)$$

donde

V : Fuerza cortante en la base de la estructura.

Z : Factor de zonificación sísmica.

U : Factor de uso e importancia de la edificación.

C : Factor de amplificación sísmica.

S : Factor de amplificación de suelo.

P : Peso total de la edificación.

R : Coeficiente de reducción de sollicitación de sísmicas.

Para estructuras irregulares se considerará las 3/4 del Coeficiente de Reducción de sollicitación sísmicas (R).

• Factor de amplificación sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

De acuerdo a las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la expresión

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right), \quad C \leq 2.5 \quad (3.2)$$

Donde el valor del periodo (T) es

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (3.3)$$

donde

h_n : Altura total de la edificación en metros.

C_t : Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio.

La altura total del edificio es 30.5 m y C_t para edificios de concreto armado tiene un valor de 45.

$$T = \frac{30.5}{60} = 0.508$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{0.6}{0.508} = 2.951 > 2.5 \rightarrow C = 2.5$$

- **Zonificación - Factor de Zona (Z)**

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad.

La estructura a diseñar se ubica en la ciudad de Arequipa por lo tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta, se tiene:



Figura 3.3. Mapa del Perú donde representa la división de las 3 zonas.

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Tabla N°4: Tabla de los factores de zona.

Por lo tanto, de la tabla 1 se eligió para Arequipa $Z = 0.4$.

• **Tipo de suelo (S) y (T_p)**

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. El suelo es una grava típica en Arequipa, es decir, se considera un suelo intermedio.

Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

Tabla N°5: Tabla de los parámetros del suelo.

Por lo tanto se tiene $S = 1.2$ y $T_p = 0.6$.

• **Factor de uso e importancia (U)**

De acuerdo a la importancia de la edificación sabiendo que es una vivienda multifamiliar se considera una edificación común.

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.0
-------------------------------	--	-----

Tabla N°6: Tabla del factor de uso para edificaciones comunes.

Por lo tanto $U = 1.0$.

• **Coefficiente de reducción de fuerza sísmica (R)**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla N°7: Tabla del factor de reducción de fuerza sísmica.

Para saber el valor de R en la estructura, con la ayuda del ETABS se sacará el cortante total en la base, seguido de los valores de los cortantes en las placas y columnas en ambos sentidos, ya que muros de albañilería no se consideraron en el modelo.

CORTANTES EN LA BASE SISMICO		
	Vx (ton)	Vy (ton)
	1435.2283	1538.7609
	Vx	Vy
(ton)	1435.2283	1538.7609
PLACAS	1320.3171	1493.157
%	91.99	97.04

Tabla N°8: Representa los resultados de los valores de las cortantes sísmicas en la base en X y en Y, y los valores de las cortantes de las placas en ambos sentidos, después de realizar el respectivo análisis.

Por lo tanto, como se puede observar en la imagen la cortante en las placas se lleva el 92% en el sentido X y 97% en el sentido Y, por lo que según la norma nos indica que si la cortante de muros estructurales se lleva más del 80%, se considera $R = 6$.

Además, las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica. En este caso, se verificará si existe alguna irregularidad de altura y de planta:

- **Irregularidades estructurales en altura**

a) **Irregularidades de Rigidez – Piso blando**

No se considera esta irregularidad, ya que la sumatoria de las áreas de las secciones transversales como columnas y placas son las mismas en todos los pisos, excepto los sótanos ya que no aplica para estos.

b) **Irregularidad de masa**

Si cumple con esta irregularidad, ya que el peso del sótano tiene un valor de 1439.811 ton y la del piso adyacente un valor de 848.108 ton, por tanto tiene una relación de 1.70 que es mayor a 1.5 según lo que indica la norma.

$$\frac{1439.811}{848.108} = 1.70 > 1.5$$

NIVEL	PESO (acum)	PESO (Pi)	FACTOR
8	728.927	728.927	
7	1548.3127	819.3857	1.12
6	2367.6984	819.3857	1.00
5	3187.0841	819.3857	1.00
4	4006.4698	819.3857	1.00
3	4825.8555	819.3857	1.00
2	5645.2412	819.3857	1.00
1	6493.3489	848.1077	1.04
Sotano 1	7933.1603	1439.8114	1.70
Sotano 2	9384.5439	1451.3836	1.01
TOTAL		9384.544	

Tabla N°9: Representa los valores de los pesos en los diferentes niveles y el factor de relación de los pesos entre los niveles adyacentes.

c) Irregularidad geométrica vertical

No cumple con esta irregularidad, debido a que la dimensión en planta de los sótanos es mayor que la de los niveles superiores teniendo una relación 1.53 mayor que 1.5, pero no es aplicable en azoteas ni en sótanos.

NIVEL	AREA	FACTOR
8	855.67	
7	855.67	1.00
6	855.67	1.00
5	855.67	1.00
4	855.67	1.00
3	855.67	1.00
2	855.67	1.00
1	855.67	1.00
Sotano 1	1310.2325	1.53
Sotano 2	1310.2325	1.00
TOTAL	9,465.83	

Tabla N°10: Representa los valores de las áreas en los diferentes niveles y el factor de relación de las áreas entre los niveles adyacentes.

d) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Esta irregularidad consiste en el desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento, por lo tanto si se considera ya que uno de los muros estructurales del sótano tiene un cambio de orientación en los demás niveles.

- **Irregularidades estructurales en planta:**

a) Irregularidad torsional

Se considerará esta irregularidad sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible. Realizando el cálculo se tiene:

PISO	IRREG. TORSIONAL X		PISO	IRREG. TORSIONAL Y	
	PROMEDIO	DRIFT		PROMEDIO	DRIFT
Story10	0.001453333	0.004905	Story10	0.0010785	0.00363994
		NO			NO
Story9	0.001535	0.00518063	Story9	0.001112	0.003753
		NO			NO
Story8	0.001595333	0.00538425	Story8	0.001119	0.00377663
		NO			NO
Story7	0.001626333	0.00548888	Story7	0.001099167	0.00370969
		NO			NO
Story6	0.001594	0.00537975	Story6	0.001047667	0.00353588
		NO			NO
Story5	0.001499	0.00505913	Story5	0.0009555	0.00322481
		NO			NO
Story4	0.001315333	0.00443925	Story4	0.000836	0.0028215
		NO			NO
Story3	0.000956667	0.00322875	Story3	0.000638333	0.00215438
		NO			NO
Story2	0.000230667	0.0007785	Story2	0.000297667	0.00100463
		NO			NO
Story1	0.000109333	0.000369	Story1	0.0001585	0.00053494
		NO			NO

Tabla N°11: Representa los resultados del promedio de los desplazamientos en cada nivel y la relación con el desplazamiento máximo permisible.

Por lo tanto, haciendo una evaluación, no cumple con irregularidad torsional. Además, en cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos en un extremo del edificio; es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto. Realizando el cálculo se tiene (ver tabla 12)

Story	IRREG. TORSIONAL X		
	PROMEDIO		
Story10	0.001461	NO	1.148
Story9	0.001543	NO	1.148
Story8	0.0016035	NO	1.148
Story7	0.0016345	NO	1.147
Story6	0.001602	NO	1.147
Story5	0.0015065	NO	1.148
Story4	0.001322	NO	1.151
Story3	0.000962	NO	1.154
Story2	0.0002875	NO	1.207
Story1	0.000131	NO	1.260

Story	IRREG. TORSIONAL Y		
	PROMEDIO		
Story10	0.001082	NO	1.107
Story9	0.0011155	NO	1.105
Story8	0.0011225	NO	1.106
Story7	0.0011025	NO	1.105
Story6	0.001051	NO	1.108
Story5	0.000959	NO	1.113
Story4	0.0008385	NO	1.125
Story3	0.0006405	NO	1.158
Story2	0.0002985	SI	1.340
Story1	0.000159	NO	1.176

Tabla N°12: Representa los resultados del promedio del desplazamiento relativo máximo en cada nivel en el eje “X” e “Y” con el desplazamiento relativo que se obtiene en el extremo opuesto, y la relación entre ambos.

Por lo tanto, haciendo una evaluación, si cumple con irregularidad torsional en el eje Y ya que tenemos un valor de 1.34 mayor que 1.30.

b) Esquinas Entrantes

Si cumple con esta irregularidad, ya que la longitud de la esquina entrante es mayor del 20% de la longitud del eje en “X” e “Y”.

	EJE X		EJE Y
L mayor=	48.4	L mayor=	19.4
20%=	9.68	20%=	3.88
L menor =	9.7	L menor =	10.2
9.7 > 9.68	SI CUMPLE	10.2 > 3.88	SI CUMPLE

Tabla N°13: Representa el 20% de las longitudes en el eje “X” e “Y”, las longitudes de las esquinas entrantes y la comparación de ambas.

c) Discontinuidad del Diafragma

Esta irregularidad consiste en diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta

del diafragma. Al observar la estructura del edificio no hay áreas abiertas ni variaciones en rigidez, por lo tanto, no cumple con la discontinuidad de diafragma.

Por lo tanto, el edificio a diseñar si cumple con irregularidades, entonces de acuerdo a la Norma Peruana Sismorresistente E.030 para estructuras irregulares, los valores de R deben ser multiplicados por $3/4$. Por efectos de irregularidad en planta:

$$R = \frac{3}{4} \cdot 6 = 4.5$$

Recopilando datos, tenemos

- ✓ $Z = 0.4$
- ✓ $U = 1.0$
- ✓ $C = 2.5$
- ✓ $S = 1.2$
- ✓ $T_p = 0.6 \text{ s}$
- ✓ $R = 4.5$
- ✓ $h_n = 30.5 \text{ m}$
- ✓ $C_t = 60$

Entonces, la fuerza cortante será

$$V = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 1.2 \cdot P}{4.5}$$

$$V = 0.2667 \cdot P$$

NIVEL	PESO (Pi)	ALTURA (Hi)	Pi*(Hi)^k	α	Fi= $\alpha \cdot V$	V
8	728.927	30.500	22232.274	0.157	392.895	392.895
7	819.386	27.500	22533.107	0.159	398.211	791.106
6	819.386	24.500	20074.950	0.142	354.770	1145.876
5	819.386	21.500	17616.793	0.124	311.329	1457.204
4	819.386	18.500	15158.635	0.107	267.887	1725.092
3	819.386	15.500	12700.478	0.090	224.446	1949.538
2	819.386	12.500	10242.321	0.072	181.005	2130.543
1	848.108	9.500	8057.023	0.057	142.386	2272.929
Sotano 1	1439.811	6.000	8638.868	0.061	152.668	2425.597
Sotano 2	1451.384	3.000	4354.151	0.031	76.948	2502.545
TOTAL	9384.544	Σ	141608.600		2502.545	

Tabla N°14: Representa las fuerzas cortantes estáticas en "X" e "Y" en cada nivel.

El cortante estático en la base para “X” e “Y” es

$$V_{estatico} = 0.267 \cdot 9384.544$$

$$V_{estatico} = 2502.545 \text{ ton}$$

El cortante estático en el primer nivel para “X” e “Y” es

$$V_{estatico} = 2272.929 \text{ ton}$$

5. ANÁLISIS DINÁMICO

Debido a que nuestro país está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, el análisis sísmico es de carácter obligatorio para proyectar estructuras sismorresistentes. El objetivo del diseño sismorresistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales. El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil. Esta deberá ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas.

5.1. CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral para edificaciones convencionales o por medio de análisis tiempo-historia para edificaciones especiales.

La elaboración de un espectro de diseño trata de determinar el coeficiente con el cual se debe diseñar las estructuras buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

De acuerdo a la NTE E.030 del RNE, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (3.4)$$

Donde:

- S_a : Aceleración espectral.
- Z : Factor de zonificación sísmica.
- U : Factor de uso e importancia de la edificación.
- C : Factor de amplificación sísmica.
- S : Factor de amplificación de suelo.
- P : Peso total de la edificación.
- R : Coeficiente de reducción de sollicitación de sísmicas.
- g : Aceleración de la gravedad

Para estructuras irregulares se considerara las 3/4 del Coeficiente de Reducción de sollicitación de sísmicas (R).

Con nuestros datos anteriores tenemos

- ✓ $Z = 0.4$
- ✓ $U = 1.0$
- ✓ $S = 1.2$
- ✓ $T_p = 0.6 \text{ s}$
- ✓ $R = 4.5$

$$\checkmark \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Para el factor de amplificación sísmica, tenemos de la ecuación (3.2)

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right), \quad C \leq 2.5 \quad (3.2)$$

$$C = 2.5 \cdot \frac{0.6}{T}$$

$$S_a = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot C \cdot 1.2 \cdot g}{4.5}$$

$$S_a = 2.616 \cdot \frac{0.6}{T}$$

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SENTIDO “X” e “Y”

Se realiza una iteración con respecto al periodo T (s):

$$Z = 0.4$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.2$$

$$T_p = 0.6 \text{ s}$$

$$R = 4.5$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

T (s)	C	Sax-Say
0	2.500	2.616
0.1	2.500	2.616
0.2	2.500	2.616
0.3	2.500	2.616
0.4	2.500	2.616
0.5	2.500	2.616
0.6	2.500	2.616
0.7	2.143	2.242
0.8	1.875	1.962
0.9	1.667	1.744
1	1.500	1.570
2	0.750	0.785
3	0.500	0.523
4	0.375	0.392
5	0.300	0.314
6	0.250	0.262
7	0.214	0.224
8	0.188	0.196
9	0.167	0.174
10	0.150	0.157

Tabla N°15: Representa los valores de (T) en segundos, los valores de C en función de los periodos y la aceleración espectral en “X” y en “Y”.

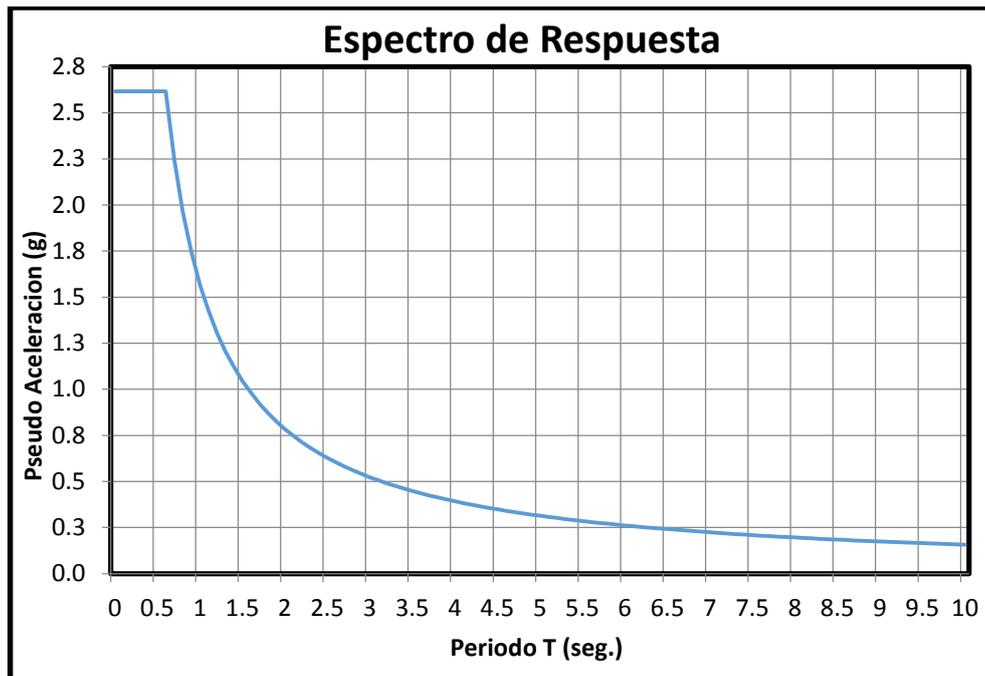


Figura 3.4: Gráfico del Espectro de Respuesta.

5.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Además el número mínimo de modos de vibración que se debe considerar en un análisis tridimensional será de 03 hasta tener un porcentaje de participación de masa modal, mínimo del 90 % del peso sísmico efectivo calculado.

5.3. DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE

Al igual que el cortante estático en la base se obtiene el cortante dinámico producto de las aceleraciones espectrales y formas modales, aplicando combinaciones modales y direccionales, lo cual se obtuvo lo siguiente:

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story3	DINX Max	Bottom	0	1435.2283	152.6239	43668.1617	2248.7864	22041.6043
Story3	DINY Max	Bottom	0	158.919	1538.7609	43344.7201	23653.1768	2352.605

Figura 3.5: Valores del cortante dinámico en “X” y en “Y” obtenidos del ETABS.

Por lo tanto el cortante dinámico en el 1° nivel es

$$V_x = 1435.2283 \text{ ton}$$

$$V_y = 1538.7609 \text{ ton}$$

5.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$, de los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico en ambos sentido X y Y.

Los límites para el desplazamiento lateral de entrepiso se ve en la tabla 16.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Tabla N°16: Tabla de los límites para desplazamientos laterales de entrepisos.

En este caso nuestra estructura es de concreto armado y el límite a cumplir es de 0.007.

En este proyecto tenemos las siguientes derivas para el eje X (ver tabla 17)

Story	Load Case/Comb o	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story10	DINX Max	18	Max Drift X	0.001677	24.2	21.75	30.5
Story9	DINX Max	18	Max Drift X	0.001771	24.2	21.75	27.5
Story8	DINX Max	18	Max Drift X	0.001841	24.2	21.75	24.5
Story7	DINX Max	18	Max Drift X	0.001874	24.2	21.75	21.5
Story6	DINX Max	18	Max Drift X	0.001838	24.2	21.75	18.5
Story5	DINX Max	18	Max Drift X	0.00173	24.2	21.75	15.5
Story4	DINX Max	18	Max Drift X	0.001521	24.2	21.75	12.5
Story3	DINX Max	18	Max Drift X	0.00111	24.2	21.75	9.5
Story2	DINX Max	36	Max Drift X	0.000347	57	31.95	6
Story1	DINX Max	85	Max Drift X	0.000165	4.8	17.15	3

Tabla N°17: Tabla de las derivas en el sentido “X” de cada nivel obtenidos del ETABS.

Seleccionamos el valor máximo de deriva en “X”

$$\Delta x = 0.001874 \cdot 0.75 \cdot R$$

$$\Delta x = 0.001874 \cdot 0.75 \cdot 4.5$$

$$\Delta x = 0.00632 < 0.007$$

En este proyecto tenemos las siguientes derivas para el eje “Y” (ver tabla 18)

Story	Load Case/Comb o	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story10	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001198	48.4	31.95	30.5
Story9	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001233	48.4	31.95	27.5
Story8	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001241	48.4	31.95	24.5
Story7	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001218	48.4	31.95	21.5
Story6	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001164	48.4	31.95	18.5
Story5	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001067	48.4	31.95	15.5
Story4	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000943	48.4	31.95	12.5
Story3	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000742	48.4	31.95	9.5
Story2	DINY Max	32	Max Drift Y	0.0004	48.4	17.15	6
Story1	DINY Max	32	Max Drift Y	0.000187	48.4	17.15	3

Tabla N°18: Tabla de las derivas en el sentido “Y” de cada nivel obtenidos del ETABS.

Seleccionamos el valor máximo de deriva en “Y”

$$\Delta y = 0.001241 \cdot 0.75 \cdot R$$

$$\Delta y = 0.001241 \cdot 0.75 \cdot 4.5$$

$$\Delta y = 0.004188 < 0.007$$

Por lo tanto, podemos concluir que los desplazamientos en el sentido “X” e “Y” cumplen ya que ambos son menores que 0.007.

Después de haber verificado los desplazamientos laterales, se ha calculado el desplazamiento lateral de la estructura en el punto más alto para las 02 direcciones principales.

Desplazamiento Máximo en “X” = 4.079 cm.

Desplazamiento Máximo en “Y” = 2.789 cm.

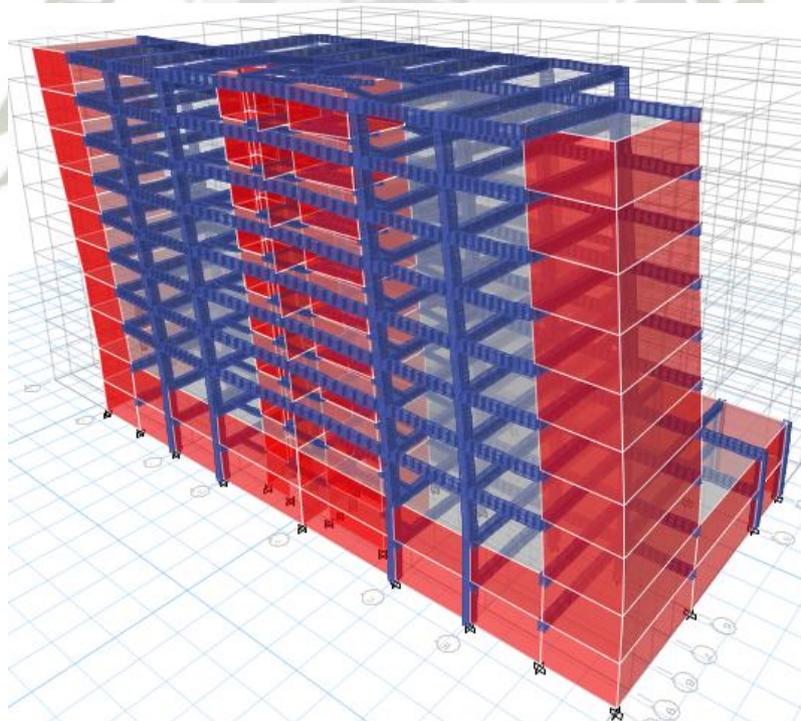


Figura 3.6: Estructura deformada debido al sismo en la dirección “X”.

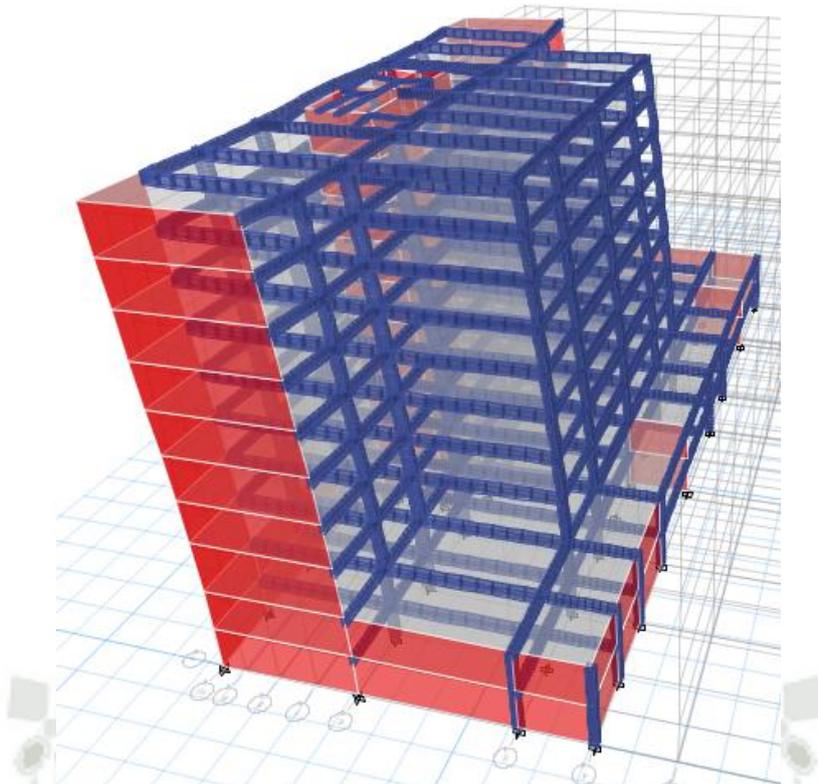


Figura 3.7: Estructura deformada debido al sismo en la dirección “Y”.

5.5. JUNTA DE SEPARACION SISMICA

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia mínima no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que

$$s = 3 + 0.004(h - 500)$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

donde

h : altura del edificio

$$s = 3 + 0.004(3050 - 500)$$

$$s = 13.2 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá una junta de 13.2 cm.

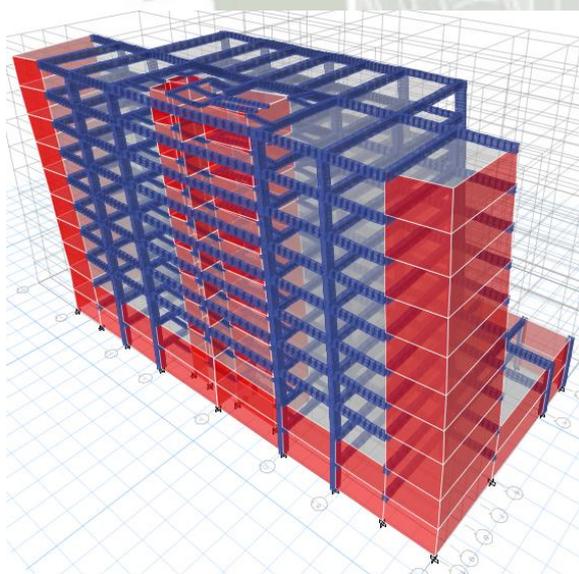
5.6. MODOS DE VIBRACIÓN

Para el análisis sísmico de la estructura, primeramente se desarrolló un análisis modal considerando 03 grados de libertad por cada nivel de la estructura; a continuación se presenta los 04 primeros modos de vibración de la estructura y sus periodos asociados.

Modal Participating Mass Ratios		Joint Drifts				
1 de 30		Reload Apply				
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	0.616	0.5269	0.0015	0
	Modal	2	0.496	0.0023	0.5692	0
	Modal	3	0.31	0.0238	0.0032	0

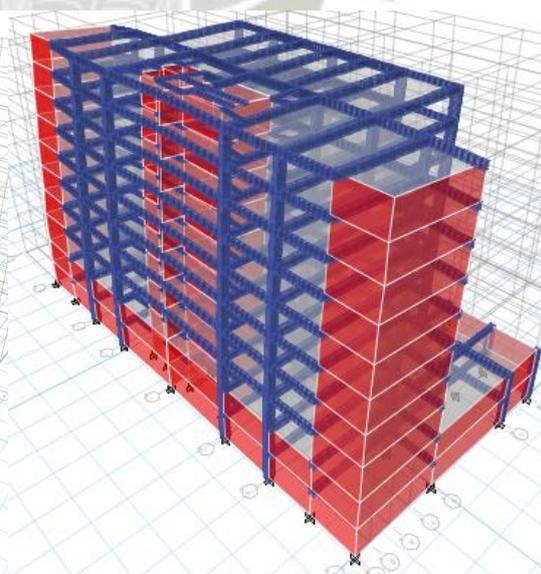
Figura 3.8: Valores de los periodos obtenidos del ETABS.

1er Modo de Vibración



T1 = 0.616 seg.

2do Modo de Vibración



T2 = 0.496 seg.

3er Modo de Vibración

4to Modo de Vibración

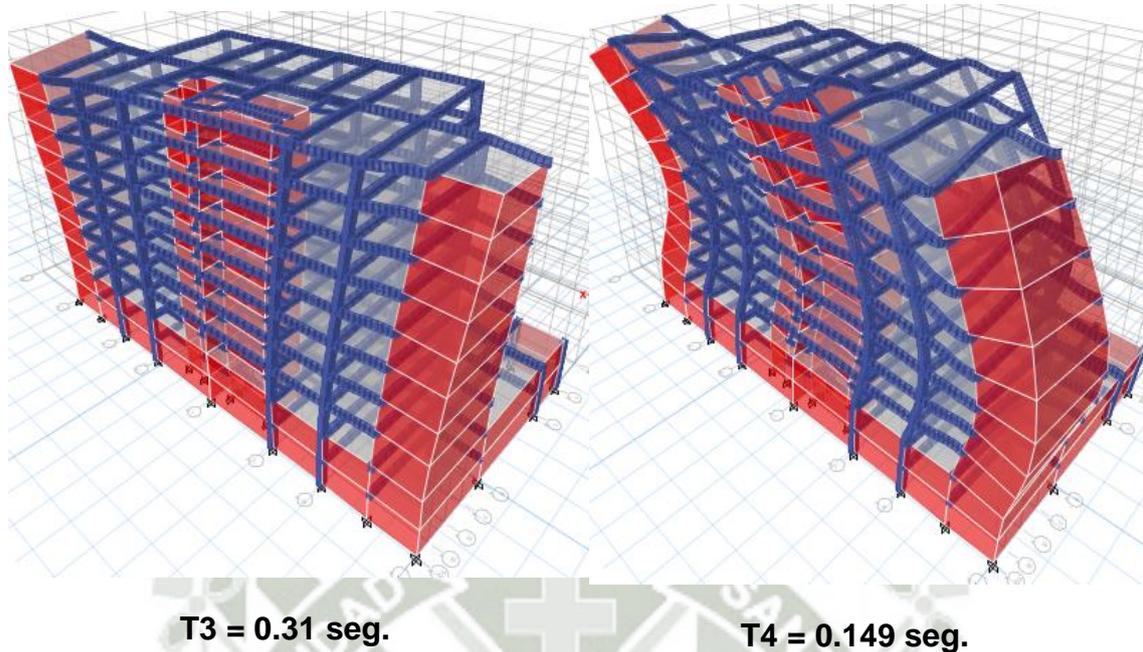


Figura 3.9: Modos de vibración de la estructura.

5.7. AMPLIFICACIÓN DE FUERZA PARA DISEÑO

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis a la fuerza cortante en la base del edificio, no podrá ser menor al 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Para el presente proyecto se considera una estructura irregular y por lo tanto se obtiene el siguiente cortante mínimo para el eje "X"

$$V_{dinamico} = V_{estatico} \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 2272.929 \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 2045.636 \text{ ton}$$

El cortante dinámico obtenido de ETABS

$$V_{dinamico} = 1435.228 \text{ ton}$$

Como se observa, el valor del cortante dinámico es menos al 90% del cortante estático, por lo tanto se necesita escalar proporcionalmente

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{V_{estatico}}{V_{dinamico}}$$

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{2272.929}{1435.228}$$

$$F.A. = 1.43$$

Para el cortante mínimo para el eje Y se obtiene

$$V_{dinamico} = V_{estatico} \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 2272.929 \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 2045.636 \text{ ton}$$

El cortante dinámico obtenido de ETABS

$$V_{dinamico} = 1538.761 \text{ ton}$$

Como se observa, el valor del cortante dinámico es menos al 90% del cortante estático, por lo tanto se necesita escalar proporcionalmente

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{V_{estatico}}{V_{dinamico}}$$

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{2272.929}{1538.761}$$

$$F.A. = 1.33$$

En resumen tenemos los siguientes factores (ver tabla 19)

ETABS	EJE X	EJE Y
Vest=	2272.929	2272.929
Vdina=	1435.2283	1538.7609
Vest*0.9=	2045.63604	2045.63604
Factor=	1.43	1.33

Tabla N°19: Tabla que representa los valores de las cortantes estáticas y dinámicas en el sentido "X" e "Y", y el factor de relación entre ambas.

5.8. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS CON FINES DE DISEÑO

Inicialmente se realizó un primer diseño pero las derivas no cumplían con los límites de la norma y se aumentó la longitud de los muros de corte tanto en el eje "X" como en el eje "Y", además se le colocó vigas entre ejes para disminuir los momentos de las vigas principales, ya que resultaban mayores. También se optimizó el modelo para así poder obtener como resultado el desplazamiento de entrepisos permisibles según la norma E.030.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA VIGENTE (2016)

1. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Estas pueden ser muertas, vivas o de sismo, existiendo otros tipos de cargas que son menos comunes como las cargas de viento, nieve, cargas por efectos térmicos como se nombró en el capítulo anterior.

1.1. CARGA MUERTA

Para el metrado de carga muerta como se mencionó anteriormente se consideró el peso propio de la estructura, es decir, vigas, columnas, muros estructurales (placas), muros de contención y losas. Por lo tanto, ya que se propuso una misma estructuración para ambas, se tendrán las mismas cargas muertas.

Peso específico del concreto: 2.4 ton/m³

Peso específico de tabiquería: 1.9 ton/m³

- SÓTANO N°2:

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- SÓTANO N°1:

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **NIVEL 1°:**

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **NIVEL 2°-7°:**

$$C.M. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el 8° nivel se colocará una carga muerta de 0.15 ton/m² que considera el piso terminado y un mínimo de factor de seguridad ya que no presenta tabiquería.

$$C.M. = 0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

1.2. CARGA VIVA

Como se mencionó en el capítulo anterior, el proyecto es un edificio de departamentos, por lo cual se considerará una carga viva de 0.20 ton/m² o 200 kg/cm² en los 2 sótanos y en los 7 niveles siguientes.

$$C.V. = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En este caso, el proyecto es un edificio de departamentos, por lo cual se considerará una carga viva de 0.25 ton/m² o 250 kg/m² (Tabla N°3) en los 2 sótanos.

$$C.V. = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En las escaleras se colocará 0.30 ton/m² o 300 kg/cm²

$$C.V. = 0.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el último nivel se colocará según la norma E.020 como mínimo una carga viva de 0.1 ton/m² o 100 kg/cm²

$$C.V. = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

2. ANÁLISIS SÍSMICO

Como ya se explicó en el capítulo anterior la filosofía y los Principios del Diseño Sismorresistente, no se procederá a repetir lo antes mencionado.

3. MODELO SÍSMICO

Para el análisis sísmico de la estructura en estudio se utilizó el programa ETABS 2015, el cual es un programa de análisis tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma Peruana Sismorresistente E.030 (2016). La estructura se modeló considerando 8 pisos y 2 sótanos, es decir, 10 niveles en general.

Como se mencionó anteriormente en el capítulo de estructuración, se considerará en el modelo un área menor para los 2 sótanos, ya que se colocará una junta sísmica que separe la estructura, y el área total para los demás niveles.

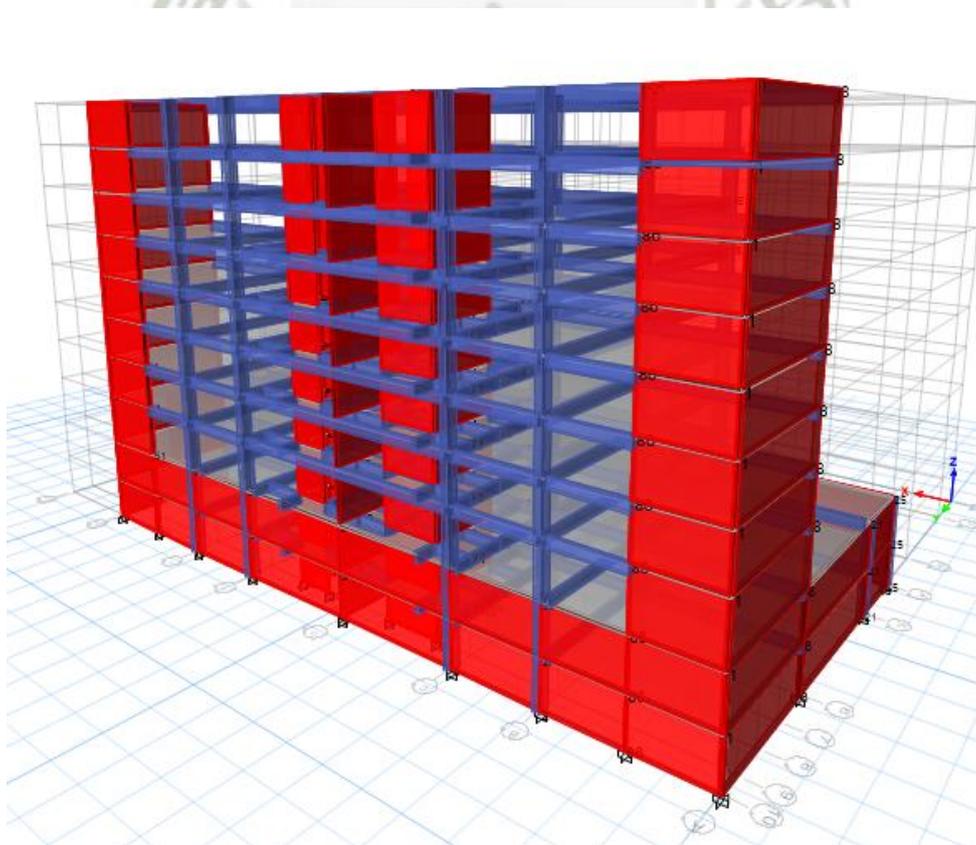


Figura 4.1. Elementos estructurales de la edificación.

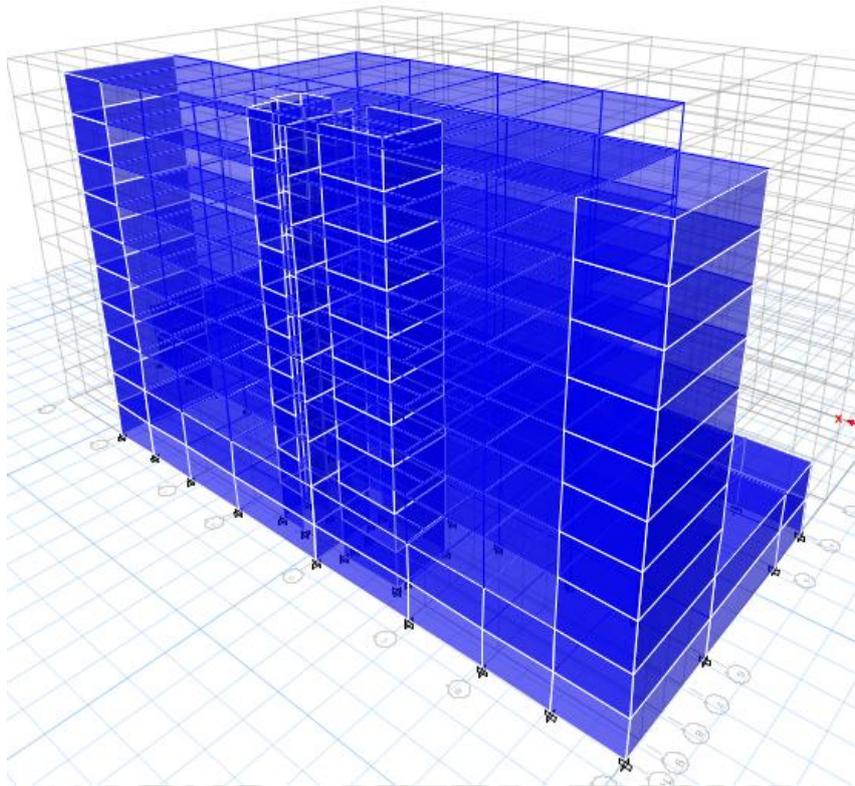


Figura 4.2. Materiales empleados en la edificación.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO

De acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior, las fuerzas del sismo y del viento tiene naturaleza dinámica, por lo que deberán considerarse los efectos estáticos frente los dinámicos.

Según la NTE E.030 del 2016, considera que para efectos sísmicos la fuerza cortante en la base de la estructura según la dirección considerada, se determina por la expresión (3.1)

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (3.1)$$

• Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la expresión

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$\begin{aligned}
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Donde el valor del periodo (T) es dado por (1.11)

$$T = \frac{h_n}{C_t} \tag{1.11}$$

La altura total del edificio es 30.5 m y C_t para edificios de concreto armado tiene un valor de 60.

$$T = \frac{30.5}{60} = 0.508$$

$$0.508 < 0.6 \rightarrow C = 2.5$$

- **Zonificación - Factor de Zona (Z)**

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad. La estructura a diseñar se ubica en la ciudad de Arequipa y por tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta, se tiene

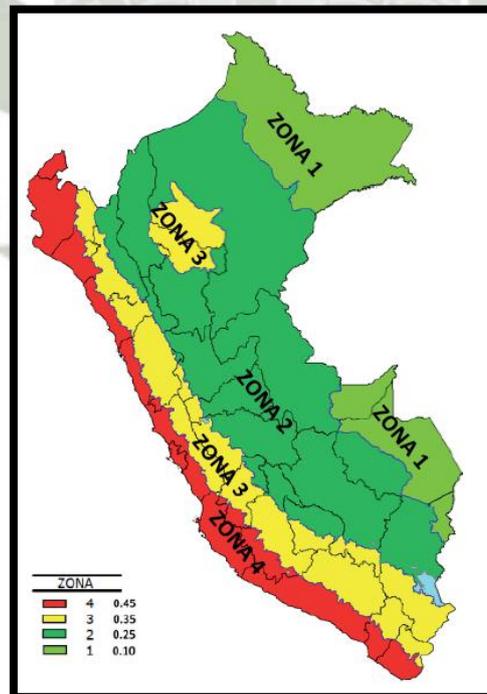


Figura 4.3: Mapa del Perú donde representa la división de las 4 zonas.

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

Tabla N°20: Tabla de los factores de zona.

Según la tabla N°20 se eligió para Arequipa la zona 4, entonces $Z = 0.35$.

• **Tipo de suelo (S), (T_p) y (T_L)**

El suelo es una grava típica en Arequipa, es decir, se considera un suelo intermedio (S2).

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₄	0,80	1,00	1,05
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N°21: Tabla de los factores de suelo.

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla N°22: Tabla de los valores de periodos según el perfil del suelo.

Por lo tanto se tiene $S = 1.15$, $T_p = 0.6$ y $T_L = 2.0$.

• **Factor de uso e importancia (U)**

De acuerdo a la importancia de la edificación sabiendo que es una vivienda multifamiliar se considera una edificación común.

C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
Edificaciones Comunes		

Tabla N°23: Tabla del factor de uso para edificaciones comunes.

Por lo tanto $U = 1.0$.

• **Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)**

Los sistemas estructurales se clasifican en

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla N°24: Tabla del factor de reducción de fuerza sísmica.

Para saber el valor de R en la estructura, con la ayuda del ETABS sacaremos el cortante total en la base, seguido de los valores de los cortantes en las placas y columnas en ambos sentidos, ya que muros de albañilería no se consideraron en el modelo.

CORTANTES EN LA BASE SISMICO		
	Vx (ton)	Vy (ton)
	1203.5084	1290.3005
	Vx	Vy
(ton)	1203.5084	1290.3005
PLACAS	1107.1493	1252.0602
%	91.99	97.04

Tabla N°25: Representa los resultados de los valores de las cortantes sísmicas en la base en X y en Y, y los valores de las cortantes de las placas en ambos sentidos, después de realizar el respectivo análisis.

Por lo tanto, como podemos observar en la imagen la cortante en las placas se lleva el 92% en el sentido X y 97% en el sentido Y, por lo que según la norma nos indica que si la cortante de muros estructurales se lleva más del 70% consideramos un $R = 6$.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados de reducción de fuerza sísmica.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p \quad (4.2)$$

donde

I_a : Irregularidad en altura,

I_p : Irregularidad en planta

R_o : Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

En este caso, las irregularidades de planta y altura tienen un factor diferente cada una, por lo tanto, se analizará cada una.

- **Irregularidades estructurales en altura:**

- a) **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:**

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

IRREG. DE RIGIDEZ X		IRREG. DE RIGIDEZ X		
PROMEDIO		PROMEDIO		FACTOR
0.001219		0.001219		
0.001287	NO	0.001287		1.056
0.001338	NO	0.001338		1.039
0.001364	NO	0.001364	NO	1.019
0.001337	NO	0.001337	NO	0.980
0.001257	NO	0.001257	NO	0.941
0.001103	NO	0.001103	NO	0.878
0.000802	NO	0.000802	NO	0.727
0.000194	NO	0.000194	NO	0.241
0.000091	NO	0.000091	NO	0.472

IRREG. DE RIGIDEZ Y		IRREG. DE RIGIDEZ Y		
PROMEDIO		PROMEDIO		FACTOR
0.000904		0.000904		
0.000933	NO	0.000933		1.031
0.000939	NO	0.000939		1.006
0.000922	NO	0.000922	NO	0.982
0.000878	NO	0.000878	NO	0.953
0.000801	NO	0.000801	NO	0.912
0.000701	NO	0.000701	NO	0.875
0.000535	NO	0.000535	NO	0.763
0.000250	NO	0.000250	NO	0.466
0.000133	NO	0.000133	NO	0.533

Tabla N°26: Representa los valores de los promedios de las derivas de cada nivel en el sentido “X” y en “Y”, las comparaciones según lo que indica la irregularidad de rigidez y el factor de relación entre estos valores.

Al realizar el análisis no cumple con irregularidad de rigidez.

b) Irregularidades de Resistencia – Piso Débil:

Existe irregularidad de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis; la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Story	Stiffness X	IRREG. RESIST.	IRREG.EXT. RESIST.	
	tonf/m	EJE X	EJE X	
Story10	61201.699			
Story9	116070.012	NO	NO	1.897
Story8	159832.344	NO	NO	1.377
Story7	197176.483	NO	NO	1.234
Story6	234221.621	NO	NO	1.188
Story5	279039.647	NO	NO	1.191
Story4	346920.686	NO	NO	1.243
Story3	439324.02	NO	NO	1.266
Story2	2566092.87	NO	NO	5.841
Story1	6570335.94	NO	NO	2.560

Story	Stiffness Y	IRREG. RESIST.	IRREG.EXT. RESIST.	
	tonf/m	EJE Y	EJE Y	
Story10	82946.974			
Story9	162090.692	NO	NO	1.954
Story8	231683.242	NO	NO	1.429
Story7	296979.547	NO	NO	1.282
Story6	364873.529	NO	NO	1.229
Story5	445151.812	NO	NO	1.220
Story4	555987.226	NO	NO	1.249
Story3	665522.221	NO	NO	1.197
Story2	2078820.66	NO	NO	3.124
Story1	3833517.24	NO	NO	1.844

Tabla N°27: Representa los valores de resistencia de cada nivel en el sentido “X” y en “Y” y el factor de relación entre estos.

Al realizar el análisis no cumple con irregularidad de resistencia.

c) Irregularidad Extrema de Rigidez

Al realizarse el análisis de irregularidad de rigidez, también se realizó el análisis para la irregularidad extrema como se puede observar en la Tabla N°26. Por lo tanto, si no cumple con esta irregularidad debido a que el factor es menor; menos cumplirá con la irregularidad extrema ya que el factor a considerar es mayor.

d) Irregularidad Extrema de Resistencia;

Al realizarse el análisis de irregularidad de resistencia, también se realizó el análisis para la irregularidad extrema como se puede observar en la Tabla N°27.

Por lo tanto, si no cumple con esta irregularidad debido a que el porcentaje es mayor; menos cumplirá con la irregularidad extrema ya que el porcentaje a considerar es menor.

e) Irregularidad de Masa o Peso:

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso determinado es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

NIVEL	PESO (acum)	PESO (Pi)	FACTOR
8	728.927	728.927	
7	1548.3127	819.3857	1.12
6	2367.6984	819.3857	1.00
5	3187.0841	819.3857	1.00
4	4006.4698	819.3857	1.00
3	4825.8555	819.3857	1.00
2	5645.2412	819.3857	1.00
1	6493.3489	848.1077	1.04
Sotano 1	7933.1603	1439.8114	1.70
Sotano 2	9384.5439	1451.3836	1.01
TOTAL		9384.544	

Tabla N°28: Representa los valores de los pesos de cada nivel y el factor de relación entre estos.

Al realizar el análisis no cumple con irregularidad de masa, debido a que según los resultados el factor de 1.7 es mayor que 1.5, pero no aplica para sótanos ni azoteas.

f) Irregularidad Geométrica Vertical:

La configuración es irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

NIVEL	AREA	FACTOR
8	855.67	
7	855.67	1.00
6	855.67	1.00
5	855.67	1.00
4	855.67	1.00
3	855.67	1.00
2	855.67	1.00
1	855.67	1.00
Sotano 1	1310.2325	1.53
Sotano 2	1310.2325	1.00
TOTAL	9,465.83	

Tabla N°29: Representa los valores de las áreas de cada nivel y el factor de relación entre estos.

Al realizar el análisis no cumple con irregularidad geométrica vertical, debido a que según los resultados el factor de 1.53 es mayor que 1.3, pero no aplica para sótanos ni azoteas.

g) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. Al realizar el análisis no cumple con esta irregularidad debido a que solo habría un elemento discontinuo pero este lleva menos del 10% de la cortante.

h) Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes:

El porcentaje a considerar es mayor que la irregularidad en los sistemas resistentes, por lo tanto, no cumple con discontinuidad extrema.

- **Irregularidades estructurales en planta:**

a) Irregularidad Torsional:

Existe irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio calculado incluyendo excentricidad accidental; es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

DRIFT X	DRIFT Y	IRREG. TORSIONAL		IRREG. EXTR. TORSIONAL			
		EJE X	EJEY Y	EJEX	EJEY Y		
0.00119533		NO		NO		1.176	
	0.000884		NO		NO		1.136
0.001203		SI		NO		1.234	
	0.000902		NO		NO		1.146
0.00120767		SI		NO		1.278	
	0.00087233		NO		NO		1.193
0.00125467		SI		NO		1.253	
	0.000868		NO		NO		1.176
0.001252		SI		NO		1.231	
	0.000839		NO		NO		1.163
0.001186		SI		NO		1.223	
	0.00077467		NO		NO		1.154
0.00104867		SI		NO		1.217	
	0.000678		NO		NO		1.167
0.00074771		SI		NO		1.245	
	0.00051629		SI		NO		1.205
0.000193		SI		NO		1.508	
	0.000248		SI		NO		1.351
9.1667E-05		SI		NO		1.505	
	0.00013167		NO		NO		1.192

Tabla N°30: Representa los valores de las derivas máximas en cada nivel en el sentido “X” e “Y”, los valores de las derivas en el centro de masas en cada nivel en el sentido “X” e “Y” y el factor de relación entre ambas.

Al realizar el análisis si cumple con la irregularidad torsional en ambos sentidos “X” y “Y”, debido a que el factor de relación tiene un valor mayor de 1.2 para diferentes niveles como se puede observar en la Tabla N°30.

b) Irregularidad Torsional Extrema:

Al realizarse el análisis de irregularidad torsional, también se realizó el análisis para la irregularidad extrema como se puede observar en la Tabla N°30. Por lo tanto, en la irregularidad torsional el factor tiene que ser mayor que 1.2, pero en la irregularidad extrema el factor tiene que ser mayor que 1.5; entonces al

observar los resultados obtenidos, los factores resultan ser menores que 1.5, por lo tanto no cumple con la irregularidad torsional extrema.

c) Esquinas Entrantes:

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

	EJE X		EJE Y
L mayor=	48.4	L mayor=	19.4
20%=	9.68	20%=	3.88
L menor =	9.7	L menor =	10.2
9.7 > 9.68	SI CUMPLE	10.2 > 3.88	SI CUMPLE

Tabla N°31: Representa el 20% de las longitudes en el eje “X” e “Y”, las longitudes de las esquinas entrantes y la comparación de ambas.

Al realizar el análisis si cumple con irregularidad de esquinas entrantes.

d) Discontinuidad del Diafragma:

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. Al observar la estructura del edificio no tiene aberturas ni discontinuidades abruptas, por lo tanto no cumple con la discontinuidad del diafragma.

e) Sistemas no Paralelos:

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante

del piso. No cumple con esta irregularidad ya que los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos.

Después de realizar el análisis de cada irregularidad, podemos concluir que no cumple con ninguna de las irregularidades de altura, en cambio, si cumplen 2 irregularidades de planta con un factor de $I_p = 0.75$ de irregularidad torsional y un factor de $I_p = 0.9$ de esquinas entrantes. Pero según la norma se elige el menor factor de irregularidad que sería $I_p = 0.75$.

N		IRREGULARIDADES EN ALTURA	la	Existe		
A-1		Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75	NO		
A-2		Irregularidades de Resistencia - Piso Débil	0.75	NO		
A-3		Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5	NO		
A-4		Irregularidad Extrema de Resistencia	0.5	NO		
A-5		Irregularidad de Masa o Peso	0.9	NO		
A-6		Irregularidad Geométrica Vertical	0.9	NO		
A-7		Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8	NO		
A-8		Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.6	NO		
					1	la
N		IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip	Existe		
P-1		Irregularidad Torsional	0.75	SI	0.75	
P-2		Irregularidad Torsional Extrema	0.6	NO		
P-3		Esquinas Entrantes	0.9	NO		
P-4		Discontinuidad del Diafragma	0.85	NO		
P-5		Sistemas no Paralelos	0.9	NO		
					0.75	Ip

Tabla N°32: Representa el resumen de las irregularidades en planta y en altura que se consideran en la estructura y el factor a utilizar de cada una.

Por lo tanto

$$R = 6 \cdot 1 \cdot 0.75 = 4.5$$

Además, se debe de chequear las restricciones de irregularidades, en este caso, se tiene una categoría de edificación "C" y un factor de zona "3" en la cual no se permiten irregularidades extremas. Por lo tanto, se cumple esta restricción ya que el edificio no presenta irregularidades extremas.

Recopilando datos, tenemos

- ✓ $Z = 0.35$
- ✓ $U = 1.0$
- ✓ $C = 2.5$

- ✓ $S = 1.15$
- ✓ $T_p = 0.6 \text{ s}$
- ✓ $R = 4.5$
- ✓ $h_n = 20.5 \text{ m}$
- ✓ $C_t = 60$

Por lo tanto, la fuerza cortante sería

$$V = \frac{0.35 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 1.15 \cdot P}{4.5}$$

$$V = 0.2236 \cdot P$$

NIVEL	PESO (Pi)	ALTURA (Hi)	Pi*(Hi)^k	α	Fi= $\alpha \cdot V$	V
8	728.927	30.500	22232.274	0.157	329.459	329.459
7	819.3857	27.500	22533.107	0.159	333.917	663.375
6	819.3857	24.500	20074.950	0.142	297.489	960.864
5	819.3857	21.500	17616.793	0.124	261.062	1221.927
4	819.3857	18.500	15158.635	0.107	224.635	1446.561
3	819.3857	15.500	12700.478	0.090	188.208	1634.769
2	819.3857	12.500	10242.321	0.072	151.780	1786.549
1	848.1077	9.500	8057.023	0.057	119.396	1905.946
Sotano 1	1439.8114	6.000	8638.868	0.061	128.019	2033.964
Sotano 2	1451.3836	3.000	4354.151	0.031	64.524	2098.488
TOTAL	9384.544	Σ	141608.600	1.000	2098.488	

Tabla N°33: Representa las fuerzas cortantes estáticas en “X” e “Y” en cada nivel.

El cortante estático en la base será

$$V_{estatico} = 0.2236 \cdot 9384.544$$

$$V_{estatico} = 2098.488 \text{ ton}$$

El cortante estático en el primer nivel para “X” e “Y” será:

$$V_{estatico} = 1905.946 \text{ ton}$$

5. ANÁLISIS DINÁMICO

Como se mencionó en el capítulo anterior, el objetivo del diseño sismorresistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves sin daños,
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves,
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

5.1. CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

De acuerdo a la NTE E.030 del 2016, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por (3.4)

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (3.4)$$

Con los datos anteriores tenemos

- ✓ $Z = 0.4$
- ✓ $U = 1.0$
- ✓ $S = 1.2$
- ✓ $T_p = 0.6 \text{ s}$
- ✓ $R = 4.5$
- ✓ $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Por lo tanto, la aceleración espectral sería

$$\begin{aligned} T < T_p \quad C &= 2.5 \\ T_p < T < T_L \quad C &= 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L \quad C &= 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$S_a = \frac{0.35 \cdot 1.0 \cdot C \cdot 1.15 \cdot 9.81}{4.5}$$

$$S_a = 0.877 \cdot C$$

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SENTIDO “X” e “Y”:

Se realiza una iteración con respecto al periodo (s):

$$Z = 0.35$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.15$$

$$T_p = 0.6 \text{ s}$$

$$R = 4.5$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

T	C	Sax=Say
0.000	2.500	2.194
0.100	2.500	2.194
0.200	2.500	2.194
0.300	2.500	2.194
0.400	2.500	2.194
0.500	2.500	2.194
0.600	2.500	2.194
0.700	2.143	1.880
0.800	1.875	1.645
0.900	1.667	1.462
1.000	1.500	1.316
2.000	0.750	0.658
3.000	0.333	0.292
4.000	0.188	0.165
5.000	0.120	0.105
6.000	0.083	0.073
7.000	0.061	0.054
8.000	0.047	0.041
9.000	0.037	0.032
10.000	0.030	0.026

Tabla N°34: Representa los valores de “T” en segundos, los valores de “C” en función de los periodos y la aceleración espectral en “X” y en “Y”.

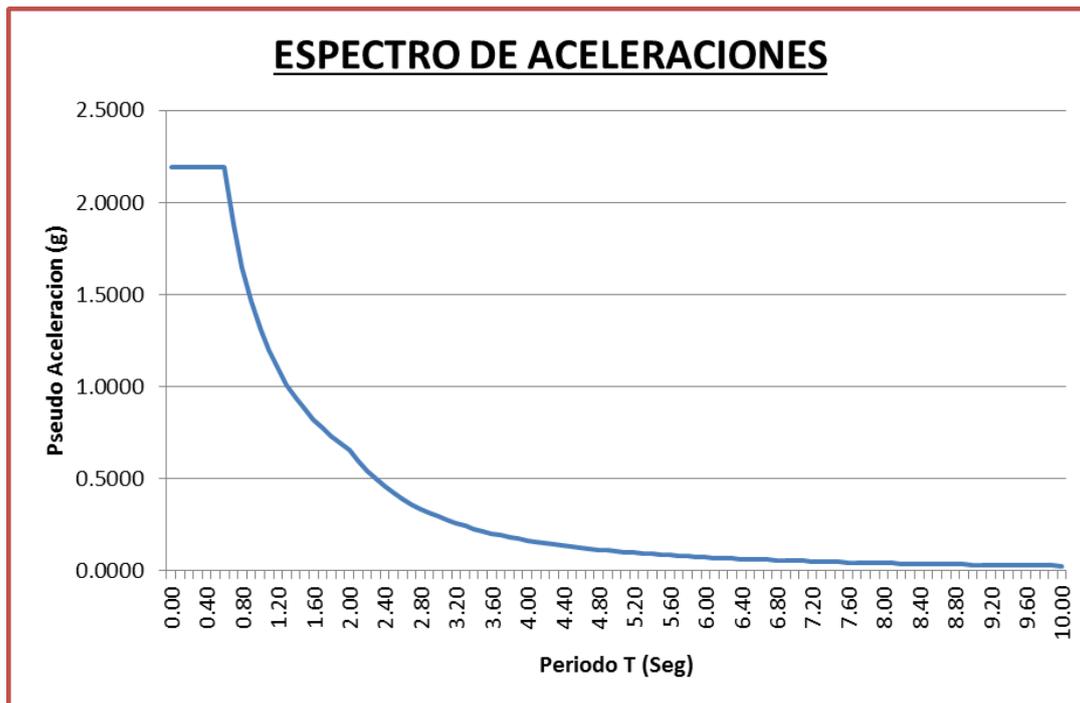


Figura 4.4: Gráfico del Espectro de Respuesta.

5.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i); podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Además el número mínimo de modos de vibración que se debe considerar en un análisis tridimensional será de 03 hasta tener un porcentaje de participación de masa modal, mínimo del 90% del peso sísmico efectivo calculado.

5.3. DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE

Al igual que el cortante estático en la base se obtiene el cortante dinámico producto de las aceleraciones espectrales y formas modales, aplicando combinaciones modales y direccionales donde se obtuvo lo siguiente:

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story3	DINX Max	Bottom	0	1203.5084	127.9809	36617.8199	1885.6943	18483.0084
Story3	DINY Max	Bottom	0	133.2596	1290.3005	36345.9503	19833.9486	1972.75

Figura 4.5: Valores del cortante dinámico en “X” y en “Y” obtenidos del ETABS.

Por lo tanto

$$V_x = 1203.5084 \text{ ton}$$

$$V_y = 1290.3005 \text{ ton}$$

5.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Los límites para el desplazamiento lateral de entrepiso se dan en la tabla 35.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla N°35: Tabla de los límites para desplazamientos laterales de entrepisos.

En este caso nuestra estructura es de concreto armado y el límite a cumplir es de 0.007.

En este proyecto tenemos las siguientes derivas para el eje “X” (ver tabla 36)

Story	Load Case/Comb o	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story10	DINX Max	18	Max Drift X	0.001406	24.2	21.75	30.5
Story9	DINX Max	18	Max Drift X	0.001485	24.2	21.75	27.5
Story8	DINX Max	18	Max Drift X	0.001544	24.2	21.75	24.5
Story7	DINX Max	18	Max Drift X	0.001572	24.2	21.75	21.5
Story6	DINX Max	18	Max Drift X	0.001541	24.2	21.75	18.5
Story5	DINX Max	18	Max Drift X	0.001451	24.2	21.75	15.5
Story4	DINX Max	18	Max Drift X	0.001276	24.2	21.75	12.5
Story3	DINX Max	18	Max Drift X	0.000931	24.2	21.75	9.5
Story2	DINX Max	36	Max Drift X	0.000291	57	31.95	6
Story1	DINX Max	85	Max Drift X	0.000138	4.8	17.15	3

Tabla N°36: Tabla de las derivas en el sentido “X” de cada nivel obtenidos del ETABS.

Seleccionamos el valor máximo de deriva en “X”

$$\Delta x = 0.001572 \cdot R$$

$$\Delta x = 0.001572 \cdot 4.5$$

$$\Delta x = 0.00707 < 0.007$$

En este proyecto tenemos las siguientes derivas para el eje “Y” (ver tabla 37)

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story10	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001004	48.4	31.95	30.5
Story9	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001034	48.4	31.95	27.5
Story8	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001041	48.4	31.95	24.5
Story7	DINY Max	14	Max Drift Y	0.001021	48.4	31.95	21.5
Story6	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000976	48.4	31.95	18.5
Story5	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000894	48.4	31.95	15.5
Story4	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000791	48.4	31.95	12.5
Story3	DINY Max	14	Max Drift Y	0.000622	48.4	31.95	9.5
Story2	DINY Max	32	Max Drift Y	0.000335	48.4	17.15	6
Story1	DINY Max	32	Max Drift Y	0.000157	48.4	17.15	3

Tabla N°37: Tabla de las derivas en el sentido “Y” de cada nivel obtenidos del ETABS.

Seleccionamos el valor máximo de deriva en “Y”

$$\Delta y = 0.001041 \cdot R$$

$$\Delta y = 0.001041 \cdot 4.5$$

$$\Delta y = 0.00468 < 0.007$$

Por lo tanto, podemos concluir que los desplazamientos en el sentido “X” e “Y” cumplen ya que ambos son menores que 0.007. Después de haber verificado los desplazamientos laterales, se ha calculado el desplazamiento lateral de la estructura en el punto más alto para las 02 direcciones principales.

Desplazamiento Máximo en “X” = 3.42 cm.

Desplazamiento Máximo en “Y” = 2.338 cm.

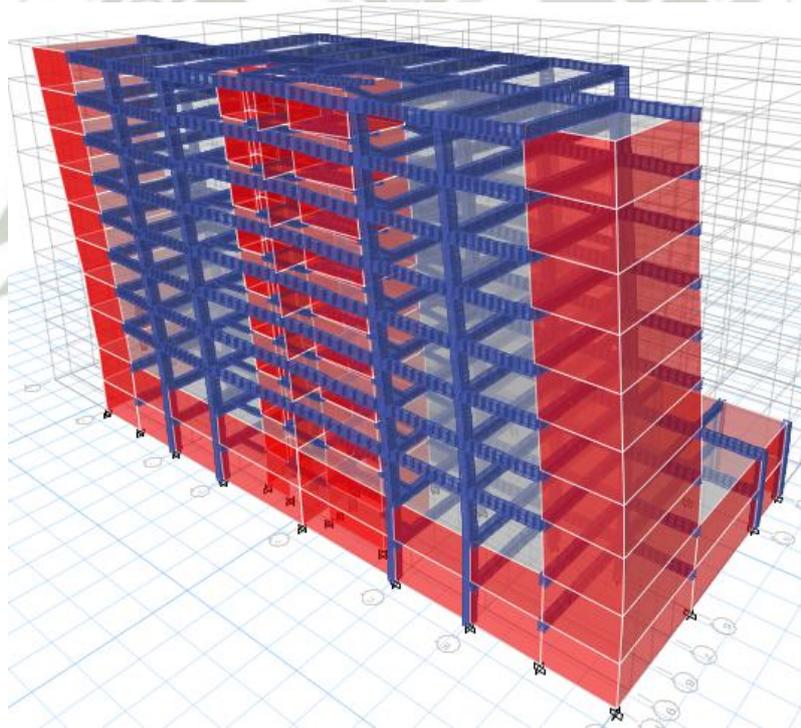


Figura 4.6: Estructura deformada debido al sismo en la dirección “X”.

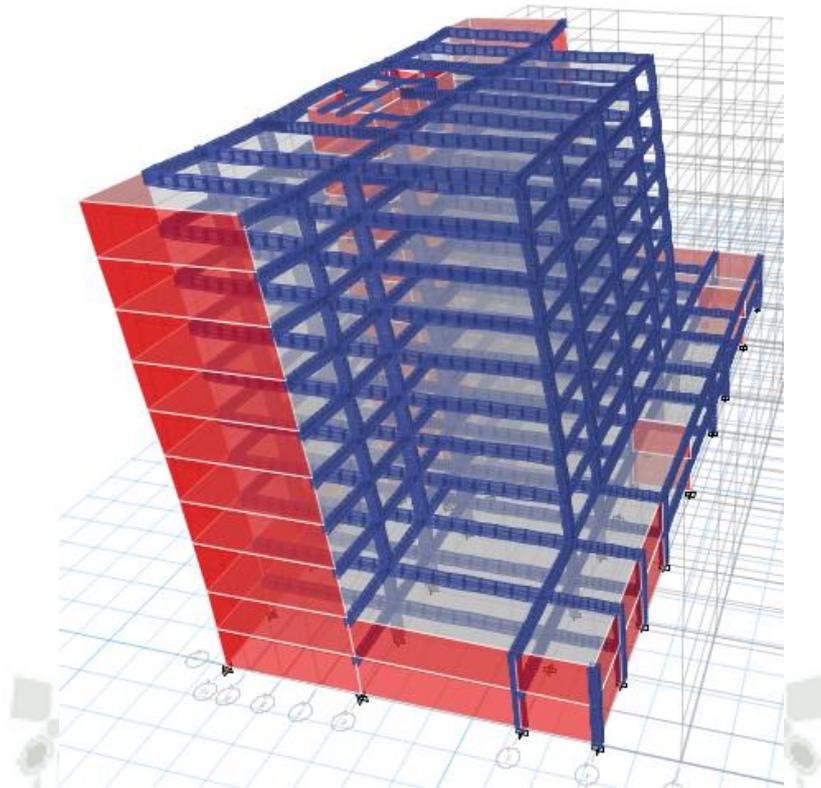


Figura 4.7: Estructura deformada debido al sismo en la dirección "Y".

5.5. JUNTA DE SEPARACION SISMICA

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia mínima no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que

$$s = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$$

donde

h : altura del edificio

$$s = 0.006 (3050)$$

$$s = 18.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá una junta de 18.3 cm.

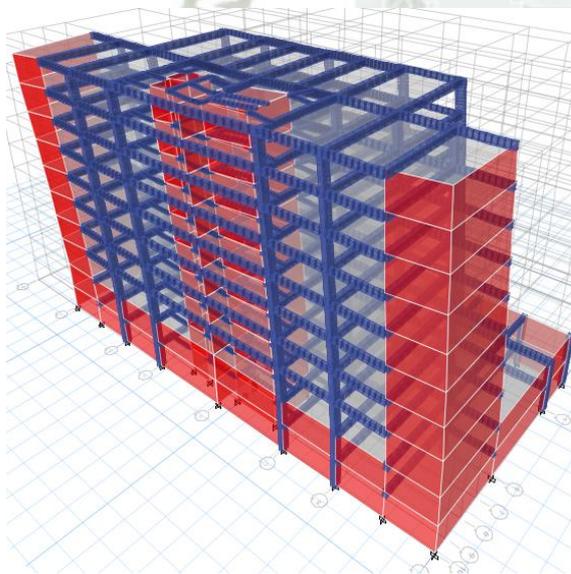
5.6. MODOS DE VIBRACION

Para el análisis sísmico de la estructura, primeramente se desarrolló un análisis modal considerando 03 grados de libertad por cada nivel de la estructura; a continuación se presenta los 04 primeros modos de vibración de la estructura y sus periodos asociados.

Modal Participating Mass Ratios		Joint Drifts				
1 de 30 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	0.616	0.5269	0.0015	0
	Modal	2	0.496	0.0023	0.5692	0
	Modal	3	0.31	0.0238	0.0032	0

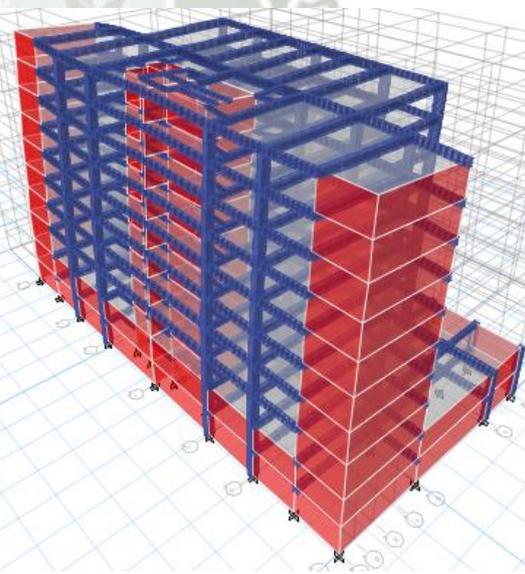
Figura 4.8 Valores de los periodos obtenidos del ETABS.

1er Modo de Vibración



T1 = 0.616 seg.

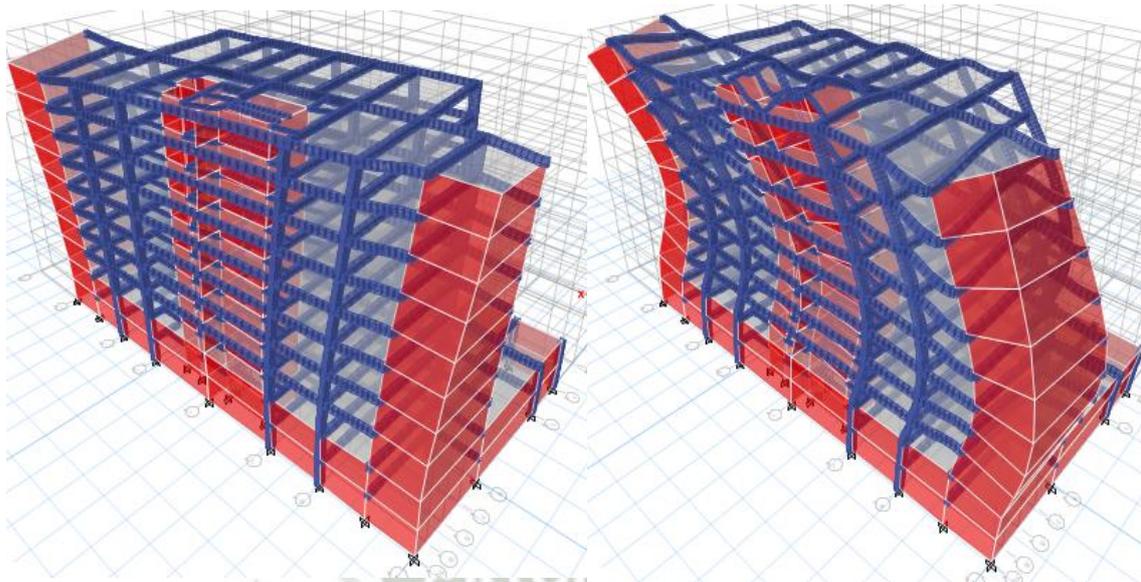
2do Modo de Vibración



T2 = 0.496 seg.

3er Modo de Vibración

4to Modo de Vibración



T3 = 0.31 seg.

T4 = 0.149 seg.

Figura 4.9: Modos de vibración de la estructura.

5.7. AMPLIFICACIÓN DE FUERZA PARA DISEÑO

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis al fuerza cortante en la base del edificio, no podrá ser menor al 80% del valor calculado según el para estructuras regulares, ni menor que 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Para el presente proyecto es una estructura irregular, se obtiene el siguiente cortante mínimo para el eje "X"

$$V_{dinamico} = V_{estatico} \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 1905.946 \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 1715.351\text{ton}$$

El cortante dinámico obtenido de ETABS es

$$V_{dinamico} = 1203.508 \text{ ton}$$

Como se observa, el valor del cortante dinámico es menos al 90% del cortante estático, por lo tanto se necesita escalar proporcionalmente

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{V_{estatico}}{V_{dinamico}}$$

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{1905.946}{1203.508}$$

$$F.A. = 1.43$$

Se obtiene el siguiente cortante mínimo para el eje "Y"

$$V_{dinamico} = V_{estatico} \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 1905.946 \cdot 0.9$$

$$V_{dinamico} = 1715.351 \text{ ton}$$

El cortante dinámico obtenido de ETABS es

$$V_{dinamico} = 1290.301 \text{ ton}$$

Como se observa, el valor del cortante dinámico es menos al 90% del cortante estático, por lo tanto se necesita escalar proporcionalmente:

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{V_{estatico}}{V_{dinamico}}$$

$$F.A. = 0.90 \cdot \frac{1905.946}{1290.301}$$

$$F.A. = 1.33$$

En resumen tenemos los factores que se observa en la tabla 38

ETABS	EJE X	EJE Y
Vest=	1905.946	1905.946
Vdina=	1203.5084	1290.3005
Vest*0.9=	1715.35105	1715.35105
Factor=	1.43	1.33

Tabla N°38: Tabla que representa los valores de las cortantes estáticas y dinámicas en el sentido “X” e “Y”, y el factor de relación entre ambas.

5.8. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS CON FINES DE DISEÑO

Inicialmente se realizó un primer diseño pero las derivas no cumplían con los límites de la norma y se aumentó la longitud de los muros de corte tanto en el eje “X” como en el eje “Y”, además se le colocó vigas entre ejes para disminuir los momentos de las vigas principales, ya que resultaban mayores. También se optimizó el modelo para así poder obtener como resultado el desplazamiento de entrepisos permisibles según la norma E.030.

CAPÍTULO V: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2016)

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará el diseño de elementos estructurales en base a la norma E.060 de concreto armado.

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. Para el diseño de estructuras es importante considerar el tipo de falla dúctil o frágil que representa un elemento bajo determinadas solicitaciones, por lo que el diseño elástico no se considera este punto.

El diseño a la rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento de estudio y analiza el modo de colapso del mismo. Este método considera el comportamiento inelástico del acero y el concreto, y por lo tanto se estima mejor la capacidad de carga de la pieza.

La NTE E.060 introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: Amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza.

Algunas ventajas de este método son:

- Permite controlar el nodo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema.

Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.

- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- Permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- Permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

2. COMBINACIONES DE CARGA

Se realiza una combinación de cargas, definida en la Norma E.060 de Concreto Armado del R.N.E. en el acápite 19.2, con lo que se obtiene la resistencia requerida (U), es decir que se analiza la estructura en su etapa última. Estas combinaciones de carga son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (5.1)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (5.2)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (5.3)$$

donde

CM : Cargas muertas

CV : Cargas vivas

CS : Cargas de sismo

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo general se presentan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo pueden existir otras cargas que podrían presentarse como las cargas de viento.

3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Los factores de reducción de resistencia ϕ son los siguientes:

- Para flexión sin carga axial: $\phi = 0.90$
- Para flexión con carga axial de tracción: $\phi = 0.90$
- Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:
 - ✓ Elementos con refuerzo en espiral: $\phi = 0.75$
 - ✓ Otros elementos: $\phi = 0.70$

Excepto que para valores reducidos de carga axial, ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.90$ conforme con el valor de ϕP_n disminuye desde $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ a cero.

- Para cortante sin o con torsión: $\phi = 0.85$
- Para aplastamiento en el concreto: $\phi = 0.70$

En las vigas se considera el más alto valor de ϕ debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción.

En las columnas tiene el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico ya que la falla de una columna puede significar el desplome de toda estructura y es difícil realizar la reparación.

4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Por tanto las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación (5.1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

En este caso las losas tienen un espesor de 25 cm y la sección considerada para estos elementos es el de una sección T, donde el ancho inferior es de 10 cm, el ancho superior es de 40 cm, la altura del ladrillo es de 20 cm y la altura restante de 5 cm.

A continuación se elegirá un paño a diseñar y será entre el eje A y C y entre el eje 1 y 2 del aligerado del 1° nivel.

ESPELOR DEL ALIGERADO (m)	ESPELOR DE LOSA SUPERIOR EN METROS	PESO PROPIO kPa (kgf/m ²)
0.17	0.05	2.8 (280)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

Tabla N° 39: Tabla que representa los valores de los pesos propios según el espesor del aligerado (m).

La losa diseñar tiene un espesor de 0.25 m, por lo tanto según la Tabla N°35 su peso propio sería de 350 kgf/m². Por lo tanto, para la carga muerta sería

$$\text{Peso Propio} = 0.35 \cdot 0.4 = 0.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot 0.4 = 0.04 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.18 \text{ ton/m}^2$$

Para la carga viva sería

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \cdot 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la expresión

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (5.4)$$

donde

ρ : Cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$)

b : Ancho de la vigueta: para M (+) $b = 40 \text{ cm}$ y para M (-) $b = 10 \text{ cm}$.

4.1.1. ACERO MÍNIMO EN LOSAS ALIGERADAS

La norma E.060 exige que todo elemento sujeto a flexión tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de la sección, ya que provee de cierta ductilidad y ayuda a controlar el ancho de las grietas que se producen por la retracción del concreto. El refuerzo mínimo es

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot h \quad (5.5)$$

donde

ρ_{min} : Valor de la cuantía mínima de acero.

b_w : Base o ancho de la vigueta.

h : Altura de la vigueta.

Por lo tanto, tenemos según la fórmula (5.5)

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 10 \cdot 25$$

$$A_{s_{min}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

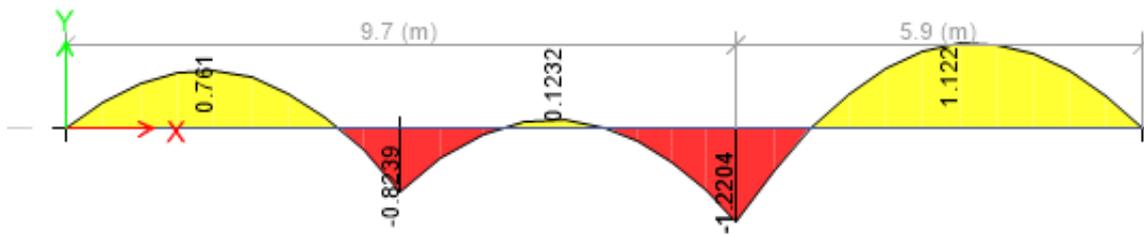


Figura 5.1. Valores de los momentos obtenidos del ETABS.

Por lo tanto tenemos los datos:

- ✓ $b = 40 \text{ cm}$
- ✓ $b_w = 10 \text{ cm}$
- ✓ $h = 25 \text{ cm}$
- ✓ $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad (5.6)$$

donde

M_u : Momento último,

b : Base o ancho de la vigueta,

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$).

Para el momento $M_u(+)$ = 0.761 ton · m

MOMENTO POSITIVO (+)	
Mu(+)	0.761 tn-m
Mu(+)	76100 kg-cm
ku	3.930785124
ρ (cuantía)	0.0011
As	0.968 cm ²

Tabla N°40: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto para un área de acero de 0.968 cm² tenemos 1 Φ 1/2".

Para el momento $M_u(-)$ = 0.824 ton · m

MOMENTO NEGATIVO (-)		
Mu(-)	0.824	tn-m
Mu(-)	82400	kg-cm
ku	17.02479339	
ρ (cuantía)	0.0048	
As	1.056	cm ²

Tabla N°41: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto para un área de acero de 1.056 cm² tenemos 1 Φ 1/2".

Para el momento $M_u(+)$ = 0.1232 ton · m

MOMENTO POSITIVO (+)		
Mu(+)	0.1232	tn-m
Mu(+)	12320	kg-cm
ku	0.636363636	
ρ (cuantía)	0.0002	
As	0.176	cm ²

Tabla N°42: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto para un área de acero de 0.176 cm² tenemos 1 Φ 3/8", pero por tener acero corrido en el momento positivo le colocamos 1 Φ 1/2".

Para el momento $M_u(-)$ = 1.22 ton · m

MOMENTO NEGATIVO (-)		
Mu(-)	1.22	tn-m
Mu(-)	122000	kg-cm
ku	25.20661157	
ρ (cuantía)	0.0073	
As	1.606	cm ²

Tabla N°43: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto para un área de acero de 1.606 cm² tenemos 1 Φ 1/2"+ 1 Φ 3/8".

Para el momento $M_u(+)$ = 1.122 ton · m

MOMENTO POSITIVO (+)		
Mu(+)	1.122	tn-m
Mu(+)	112200	kg-cm
ku	5.795454545	
ρ (cuantía)	0.0016	
As	1.408	cm ²

Tabla N°44: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto para un área de acero de 1.408 cm^2 tenemos $1 \Phi 1/2" + 1 \Phi 3/8"$.

Ahora se verificará si la vigueta trabaja como una viga T, para ello se calculará la ubicación del eje neutro de la sección "a" medido desde el extremo en compresión.

$$a = \frac{A_s f'_y}{0.85 f'_c b} \quad (5.7)$$

Donde:

A_s : Área de acero.

f'_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f'_c : Resistencia del concreto.

b : Base o ancho de la vigueta.

- Para momentos positivos " a " < 5 cm.
- Para momentos Negativos " a " < 12 cm.

Se verifica si la sección de la vigueta en estudio trabaja como una viga T

$$a^- = \frac{1.22 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 10}$$

$$a^- = 2.871 < 5 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$a^+ = \frac{1.122 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 40}$$

$$a^+ = 0.828 < 12 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

4.2. DISEÑO POR CORTE

Ya que no es usual colocar acero de refuerzo por corte en las losas aligeradas, se verifica que la sección de concreto logre resistir toda la fuerza cortante última en la sección crítica.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 1.1(0.53b_w d \sqrt{f'_c}) \quad (5.8)$$

Donde:

f'_c : Resistencia del concreto.

b : Base o ancho de la vigueta.

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$)

Si la fuerza cortante actuante V_u es mayor que la del concreto V_c , será necesario la utilización de ensanches en las viguetas; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en la zona más esforzada, de manera que se aumenta el área de concreto, aumentando la resistencia a la fuerza cortante.



Figura 5.2. Valores de las cortantes obtenidas del ETABS.

Por lo tanto tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b_w = 10 \text{ cm}$
- ✓ $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$
- ✓ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para la cortante de $V_u = 1.351 \text{ ton}$:

CORTANTE		
V _u	1.351	tn
V _u	1351	kg
V _c	1689.69	kg
φV _c	1436.24	
CONDICION	ok	
V _c (con ensanche)	4224.236322	kg
φV _c	3590.600873	
CONDICION	ok	

Tabla N°45: Tabla que representa el valor de V_u y V_c .

Por lo tanto:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$1351 \text{ kg} \leq 1436.24 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Ya que V_u es menor, es decir, no requiere ensanche.

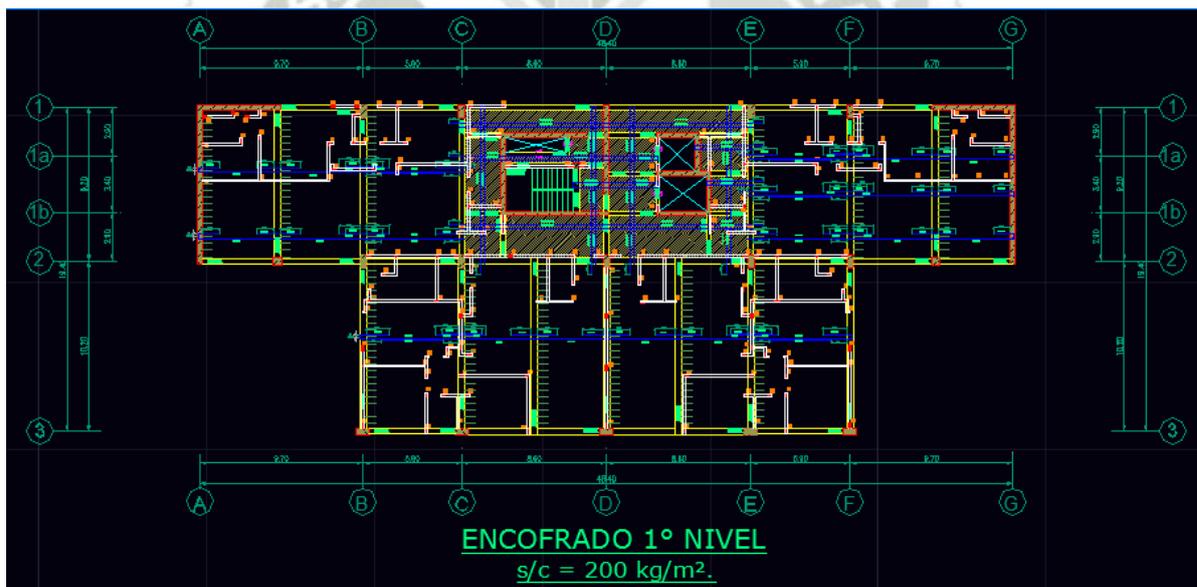


Figura 5.3. Detalle de acero de losa del Primer Nivel.

5. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son aquellas que cubren tableros rectangulares o cuadrados cuyos bordes, descansan sobre vigas a las cuales les transmiten su carga y éstas a su vez a las columnas.

En este caso se optará por un diseño de losa maciza en dos direcciones y se realizará el análisis por medio de las tablas de coeficientes presentes en la norma E.060 del RNE.

Al igual que las losas aligeradas en una dirección solo se utilizará la combinación de carga muerta y viva según la ecuación (5.1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

A continuación se elegirá un paño a diseñar y será entre el eje C' y D y entre el eje 1b y 2 del aligerado del 1° nivel y se considerará franjas de 1.00 m de ancho.

La losa a diseñar tiene un espesor de 0.25 m, por lo tanto su peso propio sería de 600 kgf/m². Por lo tanto, para la carga muerta sería:

$$\text{Peso Propio} = 0.6 \cdot 1 = 0.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot 1 = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.7 \text{ ton/m}^2$$

Para la carga viva sería:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \cdot 1 = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

5.1. MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Se calculará por medio de las siguientes expresiones

$$M_a = C_a w_u A^2 \quad (5.9)$$

$$M_b = C_b w_u B^2 \quad (5.10)$$

donde

A : Luz libre del tramo en la dirección corta.

B : Luz libre del tramo en la dirección larga.

M_a : Momento de flexión en la dirección A.

M_b : Momento de flexión en la dirección B.

C_a : Coeficiente de momentos para la dirección corta.

C_b : Coeficiente de momentos para la dirección larga.

W_u : Carga última.

Por lo tanto:

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.4 (0.7) + 1.7 (0.2)$$

$$W_u = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucm} = 1.4(0.7) = 0.98 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucv} = 1.7(0.2) = 0.34 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 2.5 \text{ m} \quad B = 5.85 \text{ m}$$

$$m = \frac{A}{B} = 0.43$$

Para el momento M_{u-} :

TABLA 13.1				
Ca	CASO		Cb	CASO
0.55	0.085		0.55	0.014
0.43	0.095		0.43	0.004
0.50	0.089		0.50	0.01

Tabla N°46: Tabla que representa el valor de C_a y C_b .

Momento Negativo (bordes continuos)			
W_u	1.32	Tn/m ²	
C_a	0.095	C_b	0.004
Ma (Tn-m)	0.78	Mb (Tn-m)	0.19

Tabla N°47: Tabla que representa el valor de M_a y M_b .

Entonces el momento M_{-u} total sería:

$$M_{-a} = 0.78 \text{ ton/m}$$

$$M_{-b} = 0.19 \text{ ton/m}$$

Para el momento M_{+u} carga muerta:

TABLA 13.2				
Ca	CASO		Cb	CASO
0.55	0.052		0.55	0.005
0.43	0.062		0.43	0.003
0.50	0.056		0.50	0.004

Tabla N°48: Tabla que representa el valor de C_a y C_b .

Momento Positivo Carga Muerta			
w_u	0.98	Tn/m ²	
Ca	0.062	Cb	0.003
Ma(Tn-m)	0.38	Mb(Tn-m)	0.09

Tabla N°49: Tabla que representa el valor de M_a y M_b .

Para el momento M_{+u} carga viva:

TABLA 13.3				
Ca	CASO		Cb	CASO
0.55	0.070		0.55	0.007
0.43	0.085		0.43	0.002
0.50	0.076		0.50	0.005

Tabla N°50: Tabla que representa el valor de C_a y C_b .

Momento Positivo Carga Viva			
w_u	0.340	Tn/m ²	
Ca	0.085	Cb	0.002
Ma(Tn-m)	0.18	Mb(Tn-m)	0.02

Tabla N°51: Tabla que representa el valor de M_a y M_b .

Entonces el momento M_{+u} total sería:

$$M_{+a} = 0.56 \text{ ton/m}$$

$$M_{+b} = 0.11 \text{ ton/m}$$

5.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la expresión (5.4)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

donde

ρ : Cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último,

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$),

b : Base o ancho = 100 cm.

5.2.1. ACERO MÍNIMO EN LOSAS MACIZAS

Como se mencionó en el capítulo anterior se debe colocar una mínima cantidad de acero según la norma E.060, para el caso de losas macizas tenemos la fórmula (5.5)

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot h$$

donde

ρ_{min} : Valor de la cuantía mínima de acero.

b_w : Base o ancho = 100 cm.

h : Peralte efectivo de la losa.

Por lo tanto, tenemos según la fórmula (5.5)

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25$$

$$A_{s_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto tenemos los datos

- ✓ $b = 100 \text{ cm}$
- ✓ $h = 25 \text{ cm}$
- ✓ $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad (5.6)$$

donde

M_u : Momento último.

b : Base o ancho.

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$)

Para el momento $M_{-a} = 0.78 \text{ ton/m}$:

MOMENTO NEGATIVO (-)		
Mu(-)	0.78	tn-m
Mu(-)	78000	kg-cm
ku	1.611570248	
ρ (cuantía)	0.0005	
As	1.1	cm ²

Tabla N°52: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 1.1 cm^2 . Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último: $1 \Phi 3/8" @ 0.15 \text{ m}$ ($A_s = 4.73 \text{ cm}^2$).

Para el momento $M_{-b} = 0.19 \text{ ton/m}$

MOMENTO NEGATIVO (-)		
Mu(-)	0.19	tn-m
Mu(-)	19000	kg-cm
ku	0.392561983	
ρ (cuantía)	0.0001	
As	0.22	cm ²

Tabla N°53: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 0.22 cm^2 . Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último $1 \Phi 3/8" @ 0.15 \text{ m}$ ($A_s = 4.73 \text{ cm}^2$)

Para el momento $M_{+a} = 0.56 \text{ ton/m}$

MOMENTO POSITIVO (+)		
Mu(+)	0.56	tn-m
Mu(+)	56000	kg-cm
ku	1.157024793	
ρ (cuantía)	0.0004	
As	0.88	cm ²

Tabla N°54: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 0.88 cm². Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último 1 Φ 3/8" @ 0.15 m (A_s = 4.73 cm²)

Para el momento $M_{+b} = 0.11$ ton/m

MOMENTO POSITIVO (+)		
Mu(+)	0.11	tn-m
Mu(+)	11000	kg-cm
ku	0.227272727	
ρ (cuantía)	0.0001	
As	0.22	cm ²

Tabla N°55: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 0.22 cm². Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último 1 Φ 3/8" @ 0.15 m (A_s = 4.73 cm²)

5.3. DISEÑO POR CORTE

Al igual que en los aligerados, en este caso tampoco es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte última, por lo tanto será la sección de concreto la que la resista.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 1.1(0.53b_w d \sqrt{f'_c}) \quad (5.8)$$

donde

b_w : Base o ancho de la vigueta.

d : Peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$)

Si de caso contrario la fuerza cortante actuante V_u es mayor que la del concreto V_c , será necesario aumentar el espesor de la losa.

$$V_{ua} = \frac{W_u L_a^2}{4}$$

$$V_{ua} = \frac{1.32 \cdot 2.5^2}{4}$$

$$V_{ua} = 2.06 \text{ ton}$$

$$V_{ub} = W_u \cdot \left(L_b + \frac{L_a}{2} \right) \cdot \frac{L_a}{2}$$

$$V_{ub} = 1.32 \cdot \left(5.85 + \frac{2.5}{2} \right) \cdot \frac{2.5}{2}$$

$$V_{ub} = 11.715 \text{ ton}$$

Por lo tanto tenemos los datos

- ✓ $b = 100 \text{ cm}$
- ✓ $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para la cortante de $V_u = 11.715 \text{ ton}$

CORTANTE		
V_u	11.715	tn
V_u	11715	kg
V_c	16896.95	kg
ϕV_c	14362.40	
CONDICION	ok	

Tabla N°56: Tabla que representa el valor de V_u y V_c .

Por lo tanto:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$11715 \text{ kg} \leq 14362.4 \text{ kg} \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Ya que V_u es menor, es decir, el peralte de la losa es correcto.

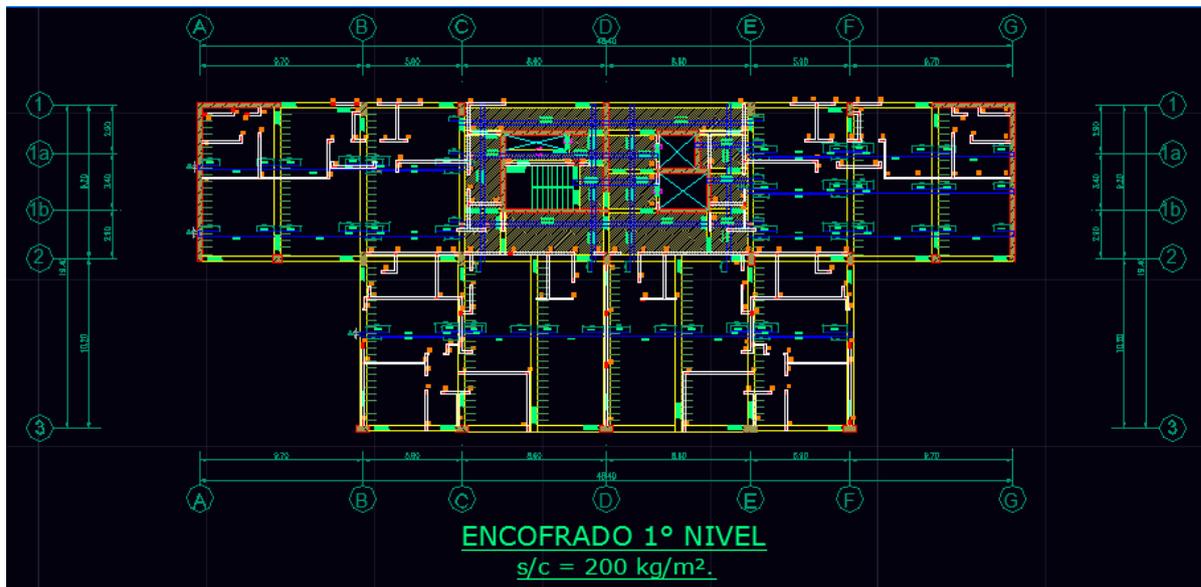


Figura 5.4. Detalle de acero de losa del Primer Nivel.

6. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas o muros de corte debido a esto se presentan momentos flectores y fuerzas cortantes, las cuales serán diseñadas por flexión y por corte considerando la carga muerta, viva y de sismo.

A continuación se procederá a explicar el diseño de una viga y las combinaciones a utilizar serán las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La viga a diseñar será del eje 3 del 4º nivel (VIGA V-2D) con una sección de 0.30 m x 0.50 m y de 0.40 m x 0.70 m.

6.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas de la carga muerta, viva y de sismo del eje 3.

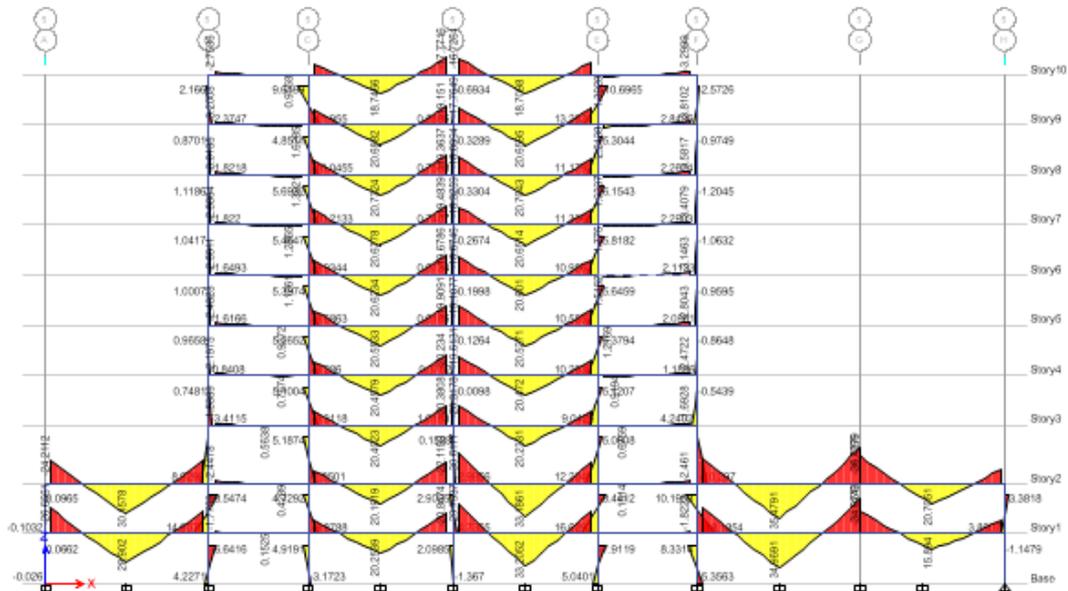


Figura 5.5. Gráfico de momentos de carga muerta de la viga del eje 3.

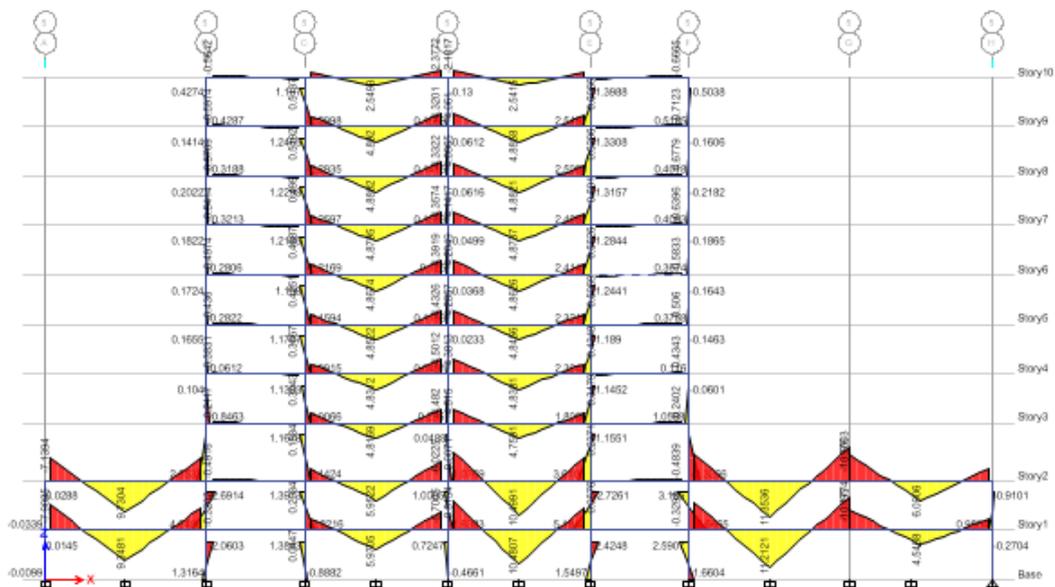


Figura 5.6. Gráfico de momentos de carga viva de las vigas del eje 3.

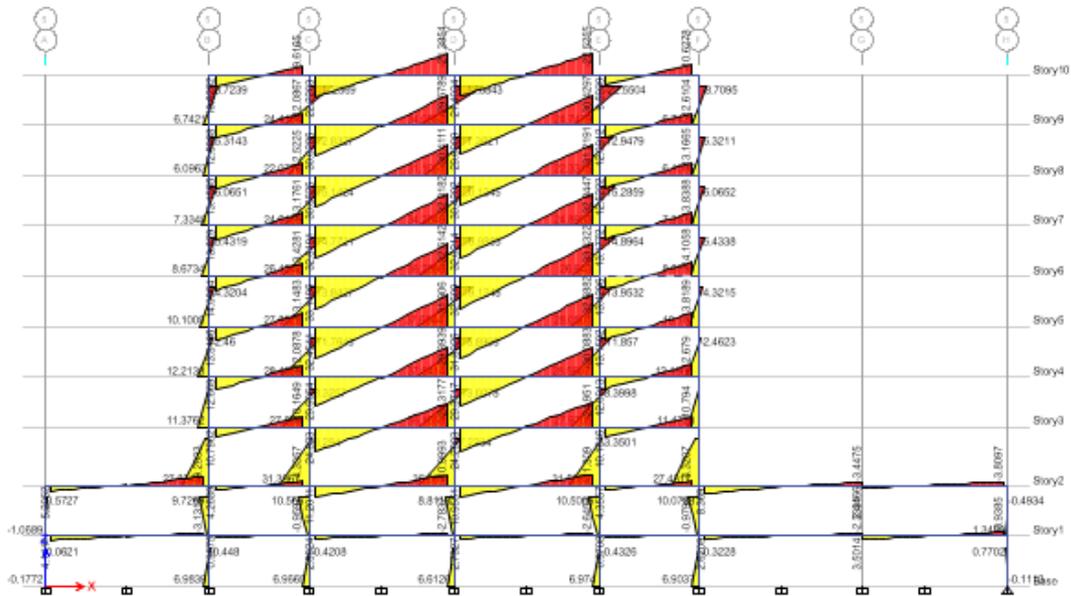


Figura 5.7. Gráfico de momentos de carga de sismo de las vigas del eje 3.

6.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la (5.4)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

donde

ρ : Cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último ($d = h - 6$ cm) para vigas peraltadas; ($d = h - 3$ cm) para vigas chatas.

b : Base o ancho de viga.

Debido a requerimientos sísmicos, las vigas que resisten este tipo de solicitaciones deberán tener un refuerzo continuo, el cual, está constituido como mínimo por dos barras tanto en la parte inferior como en la parte superior. Además, la resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior).

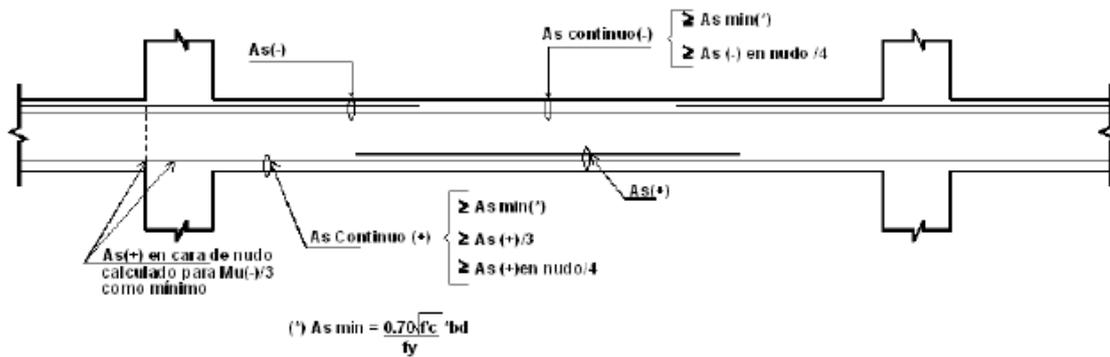


Figura 5.8. Grafico que representa el corte del fierro.

Se debe de cumplir que

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f'_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.9)$$

donde

M_u : Momento amplificado actuante en una sección de la viga

ϕ : Factor de seguridad para flexión, igual a 0.90.

M_n : Momento resistente en una sección de la viga

A_s : Área de acero.

f'_y : esfuerzo de fluencia del acero= 4200 kgf/cm².

d : ($d = h - 6$ cm) para vigas peraltadas; ($d = h - 3$ cm) para vigas chatas.

a : Zona comprimida en la sección transversal analizada.

También debe cumplir la ecuación (5.7)

$$a = \frac{A_s \cdot f'_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

6.2.1. ACERO MÍNIMO EN VIGAS

Como se mencionó anteriormente para el diseño de losas, se debe colocar una mínima cantidad de acero según la norma E.060, para el caso de vigas tenemos la fórmula

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f'_y} \cdot b_w \cdot d \quad (5.10)$$

donde

b_w : base o ancho de la viga.

d : ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas; ($d = h - 3 \text{ cm}$) para vigas chatas.

Por lo tanto, según la sección de la viga de 0.30m x 0.50m, tenemos según la fórmula (5.5)

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 \cdot 30 \cdot 44$$

$$A_{s_{min}} = 3.168 \text{ cm}^2$$

Según la viga de 0.40 m x 0.70 m, se tiene

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 \cdot 30 \cdot 64$$

$$A_{s_{min}} = 4.608 \text{ cm}^2$$

6.2.2. ENVOLVENTE DE MOMENTOS

La envolvente de momentos es el resultado de las combinaciones de carga muerta, viva y de sismo nombradas anteriormente. Para la viga elegida se tiene la envolvente que se ve en la figura 5.9.

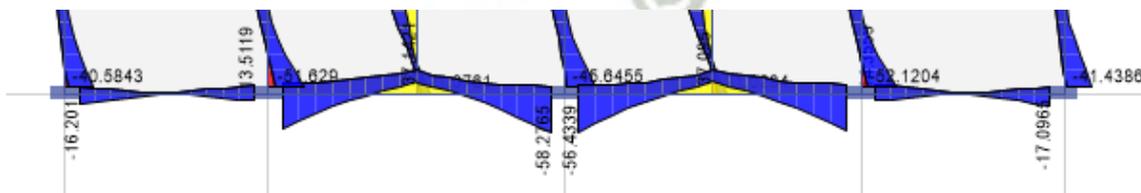


Figura 5.9. Grafico de envolvente de momentos de la viga del eje 3- 6° nivel.

Por lo tanto, para la viga de 0.30 m x 0.50 m, tenemos los datos:

- ✓ $b = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h = 50 \text{ cm}$
- ✓ $d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$
- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Para el momento $M_u(-) = 16.201 \text{ ton.m}$:

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$\rho b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	12.99		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
1"	2.00				
3/4"	1.00		$M_u = \phi M'u =$	19,104	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°57: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 12.99 cm^2 resiste un momento de $M_u = 19.104 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $2 \phi 1" + 1 \phi 3/4"$ varillas.

Para el momento $M_u(+) = 13.5119 \text{ ton.m}$:

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$\rho b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	10.14		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
1"	2.00				
3/4"			$M_u = \phi M'u =$	15,341	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°55: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 10.14 cm^2 resiste un momento de $M_u = 15.341 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $2 \text{ } \varnothing 1''$ varillas, pero en este caso al tener una sección de 30 cm y 40 cm de base se requiere 3 varillas como mínimo para cumplir la separación de aceros no mayor a 15 cm . Por lo tanto, se colocará $2 \text{ } \varnothing 1'' + 1 \text{ } \varnothing 3/4''$ varillas.

Para el momento $M_u(+)=14.3559 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)}=$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$p_b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75p_b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	10.14		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
	1"	2.00			
	3/4"		$M_u = \phi M^u =$	15,341	Kgf.m
	5/8"				
	1/2"				
	3/8"				

Tabla N°56: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 10.14 cm^2 resiste un momento de $M_u = 15.341 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $2 \text{ } \varnothing 1''$ varillas; pero como se nombró anteriormente se colocará $2 \text{ } \varnothing 1'' + 1 \text{ } \varnothing 3/4''$ varillas.

Para el momento $M_u(-) = 17.0965 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)}=$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$p_b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75p_b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	12.99		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
	1"	2.00			
	3/4"	1.00	$M_u = \phi M^u =$	19,104	Kgf.m
	5/8"				
	1/2"				
	3/8"				

Tabla N°57: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 12.99 cm^2 resiste un momento de $M_u = 19.104 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $2 \varnothing 1" + 1 \varnothing 3/4"$ varillas.

Por lo tanto, para la viga de $0.40 \text{ m} \times 0.70 \text{ m}$, tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b = 40 \text{ cm}$
- ✓ $h = 70 \text{ cm}$
- ✓ $d = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 21 \text{ kgf/cm}^2$

Para el momento $M_u(-) = 51.1267 \text{ ton.m}$

Flexión:			
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00	$d =$	64.00 cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00	$A_s \text{ (min)} =$	6.18 cm ²
$B \text{ (cm)} =$	40.00	$\rho b =$	0.0213
$T \text{ (cm)} =$	70.00	$\rho \text{ (min)} =$	0.0024
$\text{recub. (cm)} =$	6.00	$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	25.98	$A_s \text{ (máx)} =$	40.80 cm ²
$1" =$	4.00	$M_u = \varnothing M'u =$	55,347 Kgf.m
$3/4" =$	2.00		
$5/8" =$			
$1/2" =$			
$3/8" =$			

Tabla N°58: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 25.98 cm^2 resiste un momento de $M_u = 55.347 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $4 \varnothing 1" + 2 \varnothing 3/4"$ varillas.

Para el momento $M_u(+) = 36.9695 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	18.06		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	3.00				
3/4"	1.00		$M_u = \phi M'u =$	40,065	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°59: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 18.06 cm² resiste un momento de $M_u = 40.065$ ton · m, que equivale a 3 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-) = 58.2765$ ton.m:

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	28.20		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	5.00				
3/4"	1.00		$M_u = \phi M'u =$	59,380	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°60: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 28.20 cm² resiste un momento de $M_u = 59.380$ ton · m, que equivale a 5 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-) = 56.4339$ ton.m:

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	28.20		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	5.00				
3/4"	1.00		$M_u = \phi M'_u =$	59,380	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°61: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 28.20 cm² resiste un momento de $M_u = 59.380$ ton · m, que equivale a 5 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(+)$ = 36.9150 ton.m

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	18.06		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	3.00				
3/4"	1.00		$M_u = \phi M'_u =$	40,065	Kgf.m
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°62: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 18.06 cm² resiste un momento de $M_u = 40.065$ ton · m, que equivale a 3 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-)$ = 53.5868 ton.m:

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00	$d =$	64.00	cm	
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00	A_s (min) =	6.18	cm ²	
B (cm) =	40.00	$\rho_b =$	0.0213		
T (cm) =	70.00	ρ (min) =	0.0024		
recub.(cm) =	6.00	ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159		
A_s (cm ²) =	25.98	A_s (máx) =	40.80	cm ²	
1"	4.00	$M_u = \phi M'_u =$	55,347	Kgf.m	
3/4"	2.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°63: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 25.98 cm² resiste un momento de $M_u = 55.347$ ton · m, que equivale a 4 \emptyset 1" + 2 \emptyset 3/4" varillas.

6.3. DISEÑO POR CORTE

La capacidad de resistencia al corte de las vigas viene dada gracias al concreto más el aporte del refuerzo transversal (estribos).

Se busca que no ocurra una falla por cortante sino se busca la falla por flexión, es por esto que la resistencia la corte de una viga debe ser mayor que la resistencia máxima a flexión que se pueda desarrollar.

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la fórmula

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi V_n \\
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_u &\leq \phi (V_c + V_s) \qquad (5.11)
 \end{aligned}$$

donde

V_u : Cortante requerida.

V_c : Resistencia del concreto.

V_s : Resistencia del acero.

ϕ : Factor de seguridad para corte, igual a 0.85.

La contribución del concreto V_c está dada por

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5.12)$$

donde

b_w : base o ancho de la viga.

d : ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas; ($d = h - 3 \text{ cm}$) para vigas chatas.

6.3.1. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

Para la separación de estribos, deberá cumplir con la fórmula

$$S = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s} \quad (5.13)$$

donde

A_s : área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia S proporcionada por la suma de áreas de los estribos ubicados en el alma.

En la zona de confinamiento la separación entre estribos debe cumplir que no debe de exceder ninguno de los valores:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm,
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro,
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
- 300 mm.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Y para la zona no confinada la separación entre aceros no debe de exceder de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

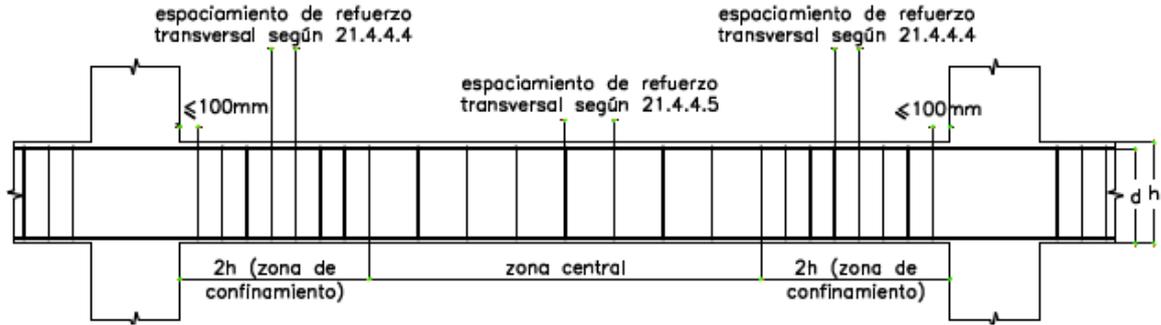


Figura 5.10. Requerimientos de estribos en vigas.

6.3.2. FUERZAS CORTANTES

Para la viga elegida se tiene la siguiente cortante:

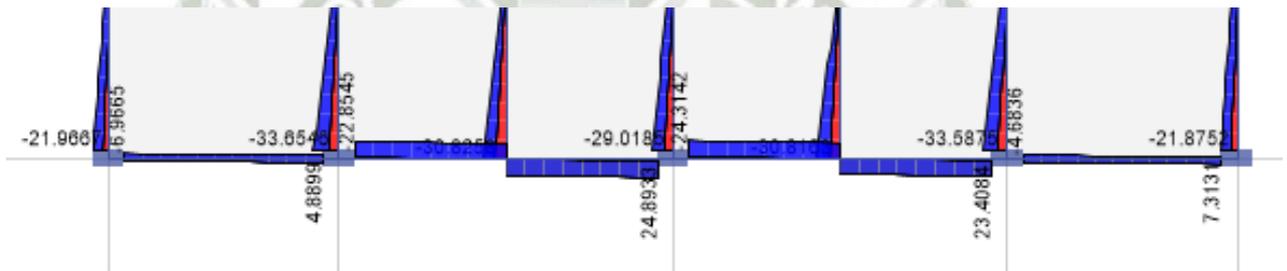


Figura 5.11. Gráfico de cortantes de la viga del eje 3- 6° nivel.

Por lo tanto, para la viga de 0.30 m x 0.50 m, tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h = 50 \text{ cm}$
- ✓ $d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$
- ✓ $f'_{y} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_{c} = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $A_s = 0.71 \text{cm}^2 (3/8") = 1.42 \text{ cm}^2$

Para una fuerza cortante $V_u = 6.966 \text{ ton}$

VIGAS				
ZONA DE CONFINAMIENTO				
		DIAMETRO		
	3/4"	1.905		
	5/8"	1.5875		
	1/2"	1.27		
	3/8"	0.9525		
So			Lo	
EL MENOR DE	44		IGUAL A	50
d/4	11		2*h	100
8*D (mas pequeño)	15.24			
24*D.Estribo	22.86			
30cm				
ZONA DE NO CONFINAMIENTO				
0.5*d	22			

Tabla N°64: Tabla que representa la separación de estribos (S) de la zona confinada y la zona no confinada.

Cortante:				
Vu (Kg) =	6,966		øVc =	8,617 Kgf.
As Estribos (cm2) =	1.42	0.95	øVs =	22,305 Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	10.00		øVc+øVs =	30,886 Kgf.
				BIEN j

Tabla N°65: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\emptyset \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 10@. 10 \text{ cm}, 6@. 15 \text{ cm}, \text{Rto. @}20 \text{ cm}$$

Para una fuerza cortante $V_u = 7.3131 \text{ ton}$

Cortante:				
Vu (Kg) =	7,313		øVc =	8,617 Kgf.
As Estribos (cm2) =	1.42	0.95	øVs =	22,305 Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	10.00		øVc+øVs =	30,886 Kgf.
				BIEN j

Tabla N°66: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\varnothing \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 10@. 10 \text{ cm}, 6@. 15 \text{ cm}, Rto. @20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para la viga de 0.40m x 0.70m, tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b = 40 \text{ cm}$
- ✓ $h = 70 \text{ cm}$
- ✓ $d = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $A_s = 0.71 \text{ cm}^2 (3/8") = 1.42 \text{ cm}^2$

Para una fuerza cortante $V_u = 24.893 \text{ ton}$

VIGAS					
ZONA DE CONFINAMIENTO					
		DIAMETRO			
	3/4"	1.905			
	5/8"	1.5875			
	1/2"	1.27			
	3/8"	0.9525			
So				Lo	
EL MENOR DE	64	IGUAL A		70	
d/4	16	2*h		140	
8*D (mas pequeño)	15.24				
24*D.Estribo	22.86				
30cm					
ZONA DE NO CONFINAMIENTO					
0.5*d	32				

Tabla N°67: Tabla que representa la separación de estribos (S) de la zona confinada y la zona no confinada.

Cortante:					
$V_u \text{ (Kg)} =$	24,893		$\varnothing V_c =$	16,713	Kgf.
$A_s \text{ Estribos (cm}^2) =$	1.42	0.95	$\varnothing V_s =$	21,629	Kgf.
$s \text{ (separación estribos)(cm)} =$	15.00		$\varnothing V_c + \varnothing V_s =$	38,306	Kgf.
				BIEN j	

Tabla N°68: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 15 cm y para la zona no confinada una separación de 25 cm.

$$\emptyset \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 9@. 15 \text{ cm}, 6@. 20 \text{ cm}, Rto. @25 \text{ cm}$$

Para una fuerza cortante $V_u = 24.3142 \text{ ton}$

Cortante:					
Vu (Kg) =	24,314			$\emptyset V_c =$	16,713 Kgf.
As Estribos (cm ²) =	1.42	0.95		$\emptyset V_s =$	21,629 Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	15.00			$\emptyset V_c + \emptyset V_s =$	38,306 Kgf.
					BIEN j

Tabla N°69: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 15 cm y para la zona no confinada una separación de 25 cm.

$$\emptyset \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 9@. 15 \text{ cm}, 6@. 20 \text{ cm}, Rto. @25 \text{ cm}$$

6.4. CORTE Y LONGITUD DEL REFUERZO LONGITUDINAL

Según la norma E.060 la longitud del refuerzo longitudinal se calculará como se observa en la figura 5.12.

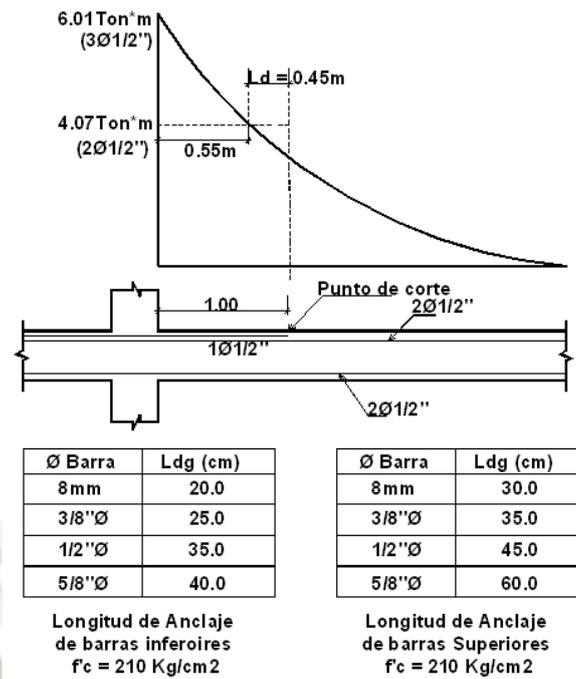


Figura 5.12. Gráfico que representa la longitud del refuerzo longitudinal.

6.5. LONGITUD DE ANCLAJE

La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje= L_{dg}), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos.

6.6. GANCHOS ESTÁNDAR

Todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar en función del diámetro de varilla, siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción (L_{dg}) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz, sea mayor que

$$3.18 \cdot d_b \sqrt{f'_c} \text{ ó } 8 \cdot d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

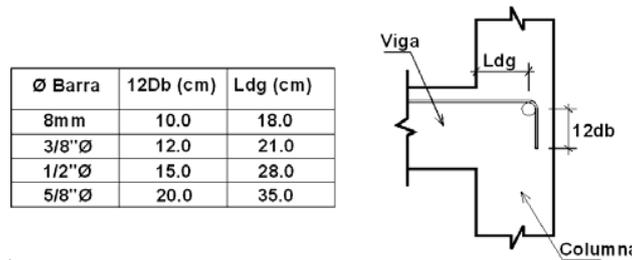


Figura 5.13. Gráfico que representa los ganchos en función del diámetro de varilla.

6.7. EMPALMES DE REFUERZO LONGITUDINAL

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior y en los tercios laterales para el refuerzo inferior, además dependen del diámetro de varilla. En los elementos que resisten los esfuerzos del sismo, los traslapes no deberán hacerse dentro de la zona localizada a “d” de la cara del nudo.

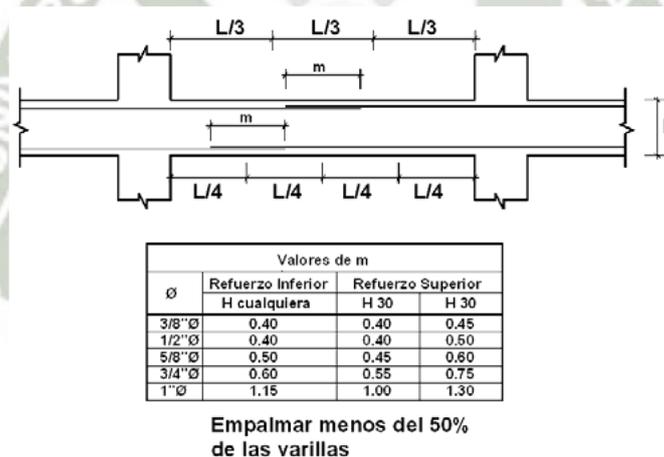
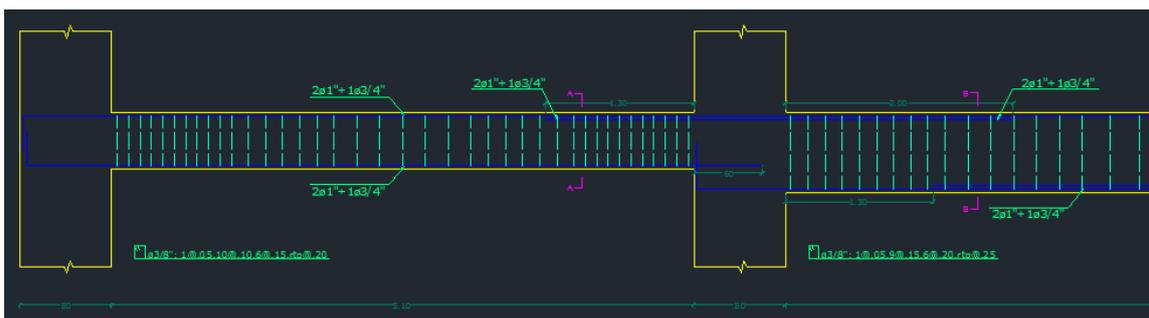


Figura 5.14. Gráfico que representa las longitudes de empalmes en vigas.

Por lo tanto, el diseño final de la viga V-2D es el siguiente:



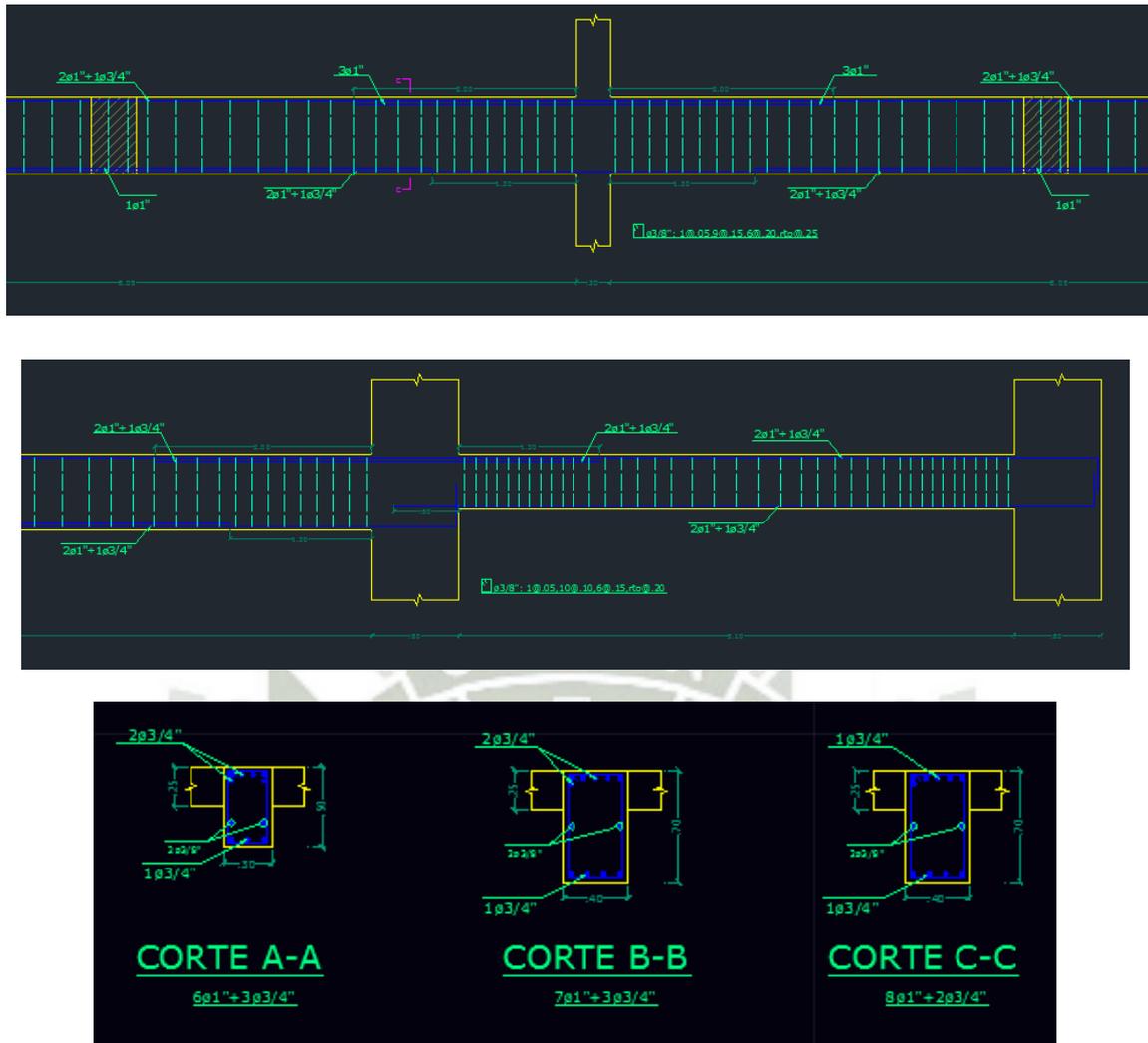


Figura 5.15. Gráfico que representa el diseño final de la viga V-2D.

7. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son aquellos elementos que trabajan a flexo-compresión, debido a que están sometidos a cargas axiales y a momentos flectores. Debido a esto la falla en una columna en un lugar crítico puede ocasionar el colapso de la estructura. El diseño de estos elementos es igual al de flexión, solo que adicionalmente se considerará los efectos de esbeltez.

La diferencia entre una viga y una columna es el $P_u < 0.1f'_c \cdot A_g$, que es la carga axial. Por lo tanto, es una viga si cumple con esta fórmula y es una columna si es caso contrario.

Para las columnas se tomará en cuenta los momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para el diseño por flexo-compresión y por corte, bajo las cinco combinaciones dadas por las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La columna a diseñar será del eje 1B con una sección de 0.40 m x 0.80 m.

7.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas de la carga muerta, viva y de sismo del eje 1.

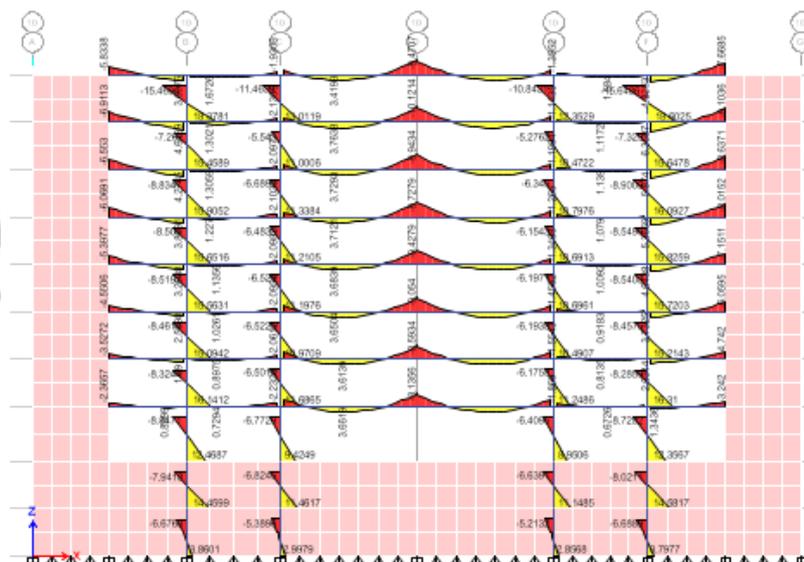


Figura 5.16. Gráfico de momentos de carga muerta de las columnas del eje 1.

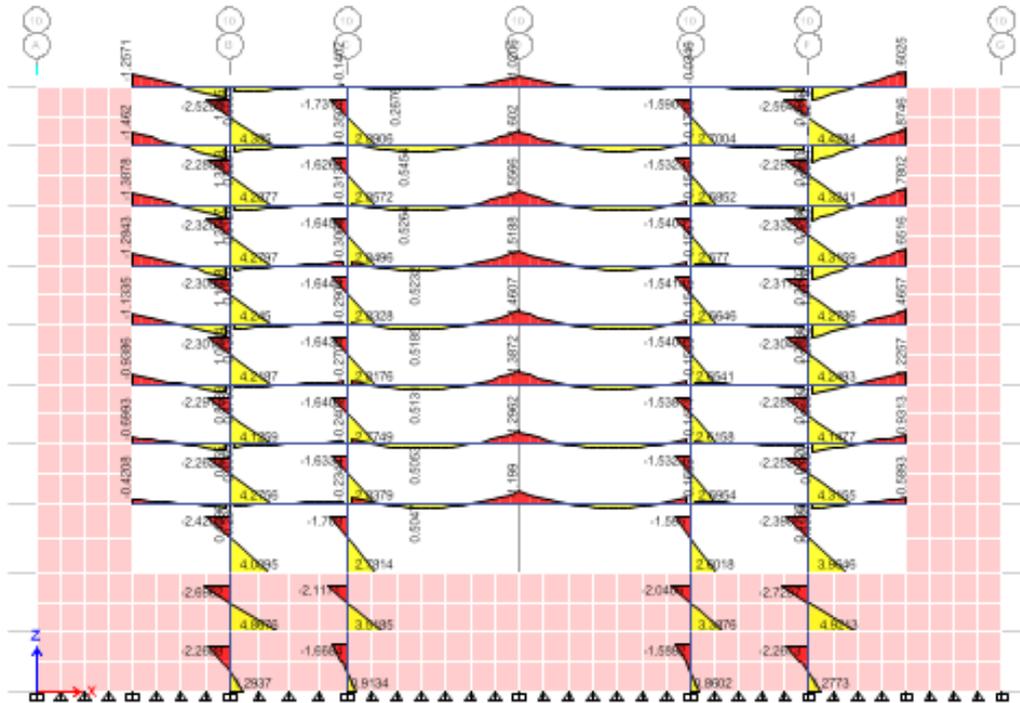


Figura 5.17. Gráfico de momentos de carga viva de las columnas del eje 1.

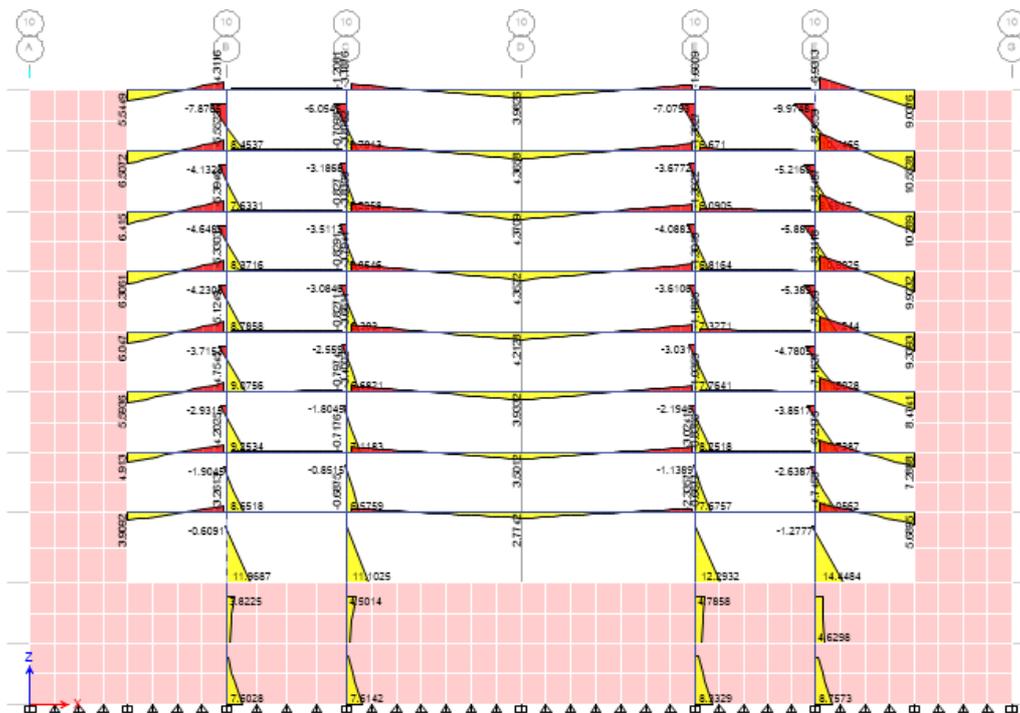


Figura 5.18. Gráfico de momentos de carga de sismo de las columnas del eje 1.

7.2. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

El diseño por flexo-compresión se basa en la misma hipótesis del diseño a flexión considerando adicionalmente el problema de la esbeltez, además, se considera al elemento sometido a flexo-compresión la flexión biaxial.

Para el diseño de estos elementos se hace uso de los llamados diagramas de interacción, los cuales son gráficas que describen los lugares geométricos de las combinaciones de cargas axiales últimas (P_u) y momentos flectores últimos (M_u) que producen la falla de la sección.

$$P_o = \phi \cdot (0.85f'_c \cdot A_c + A_s \cdot f'_y) \quad (5.14)$$

$$M_o = \phi \cdot A_s \cdot f'_y \quad (5.15)$$

donde

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

A_c : Área del concreto

A_s : Área de acero.

ϕ : 0.70 para columnas con estribos, 0.75 para columnas con espirales y 0.90 para flexión, flexo tracción o tracción pura.

Según la norma E.030 se considera la cuantía mínima de 1% y una máxima de 6%. Si la cuantía es mayor al 4% se debe realizar el detalle del cruce de los refuerzos de las columnas y vigas en cada nudo.

Primeramente, se verificará si la columna a diseñar se realizará por flexión o por flexo compresión

$$P_u < 0.1f'_c \cdot A_g \quad (5.16)$$

donde

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

A_g : área bruta de la sección.

$$P_u < 0.1 \cdot 210 \cdot 40 \cdot 80$$

$$P_u < 67200 \text{ kgf}$$

$$295824 \text{ kgf} < 67200 \text{ kgf}$$

No cumple, por lo tanto se diseñará a flexo-compresión.

Para realizar el análisis de las columnas se utilizó el programa CSICOL para obtener los diagramas de interacción.

A continuación se muestra la sección de columna (0.40 m x0.80 m) a diseñar

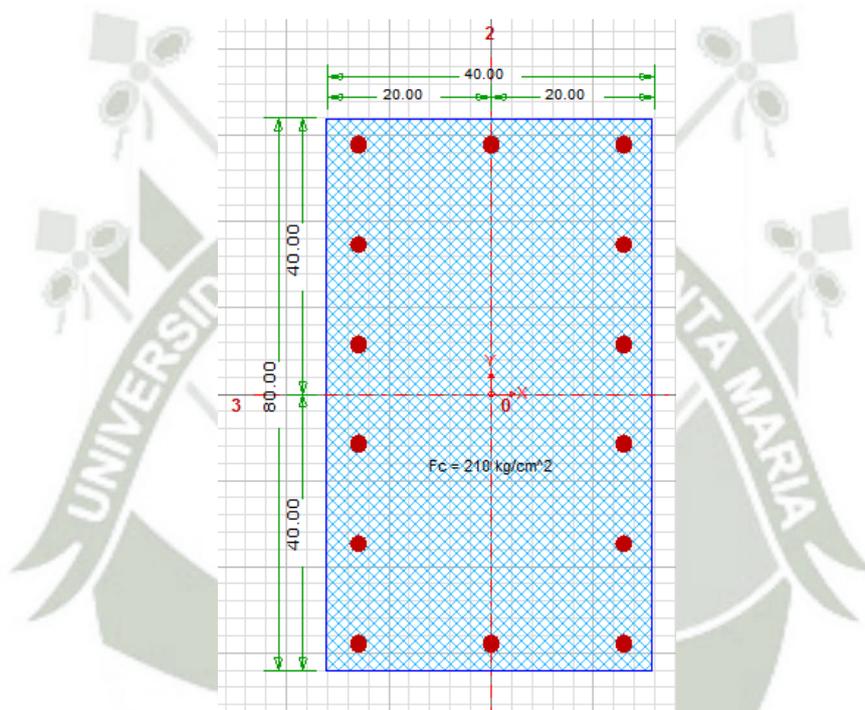


Figura 5.19. Distribución de acero para la sección de columna a diseñar.

Como se puede observar en la figura 5.19. , la cantidad de acero a colocar fue 14Ø3/4" varillas que equivale a 39.76 cm² de área de acero, lo cual su cuantía tendría un valor de 0.0124.

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la sección

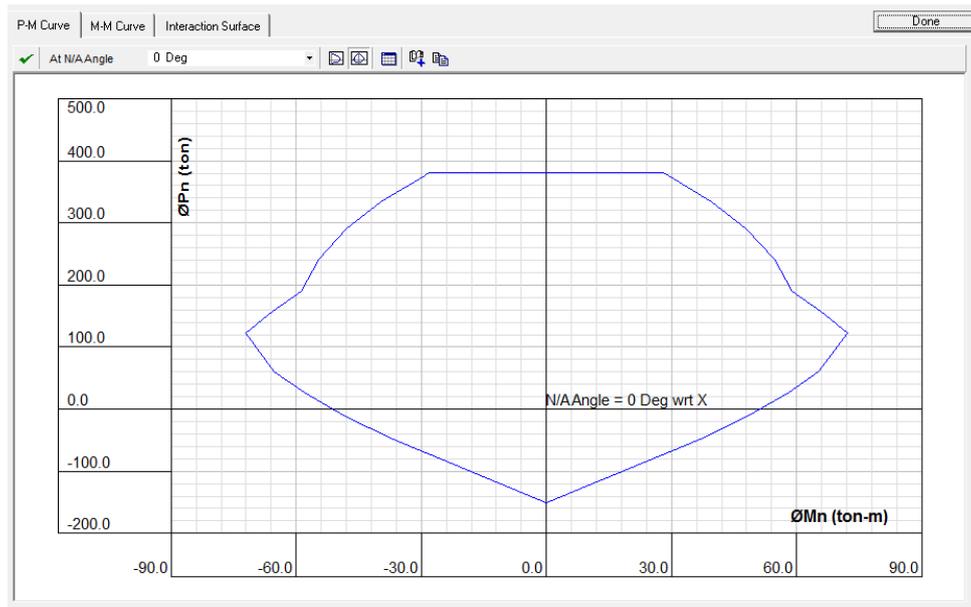


Figura 5.20. Diagrama de interacción a 0° obtenido de la sección.

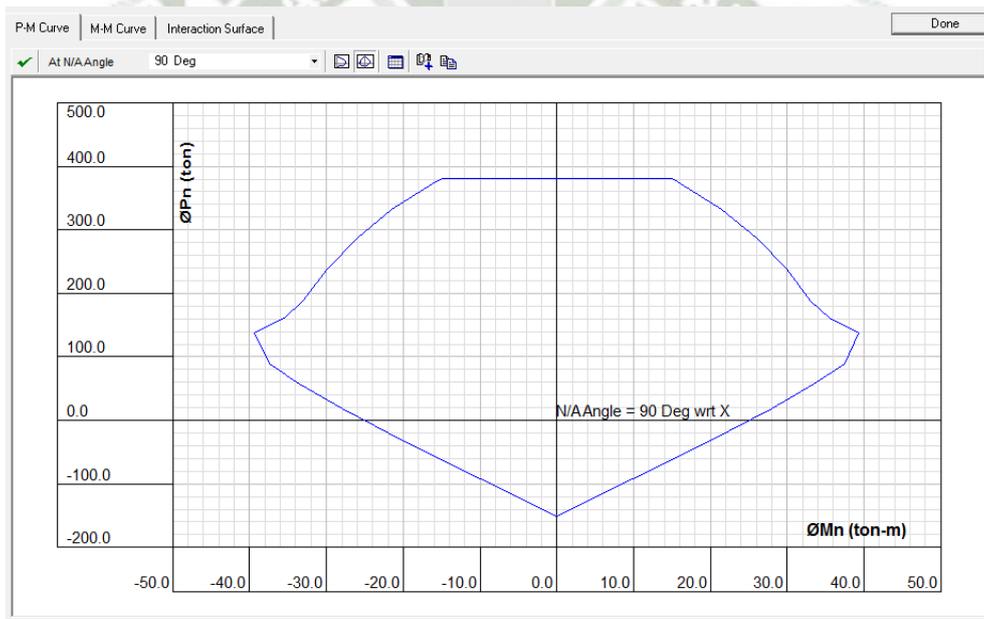


Figura 5.21. Diagrama de interacción a 90° obtenido de la sección.

Para el sentido “X-X”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga:

	P	V3	M2
C1	289.9369	0.2071	0.1655
C2M	203.5886	6.9458	12.6599
C2m	295.8238	-6.5897	-12.3764
C3M	212.6141	0.7217	1.2544
C3m	286.7983	-0.3656	-0.971
C4M	102.8728	6.8729	12.5999
C4m	195.1081	-6.6626	-12.4365
C5M	111.8984	0.6488	1.1944
C5m	186.0825	-0.4385	-1.031

Tabla N°70: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.

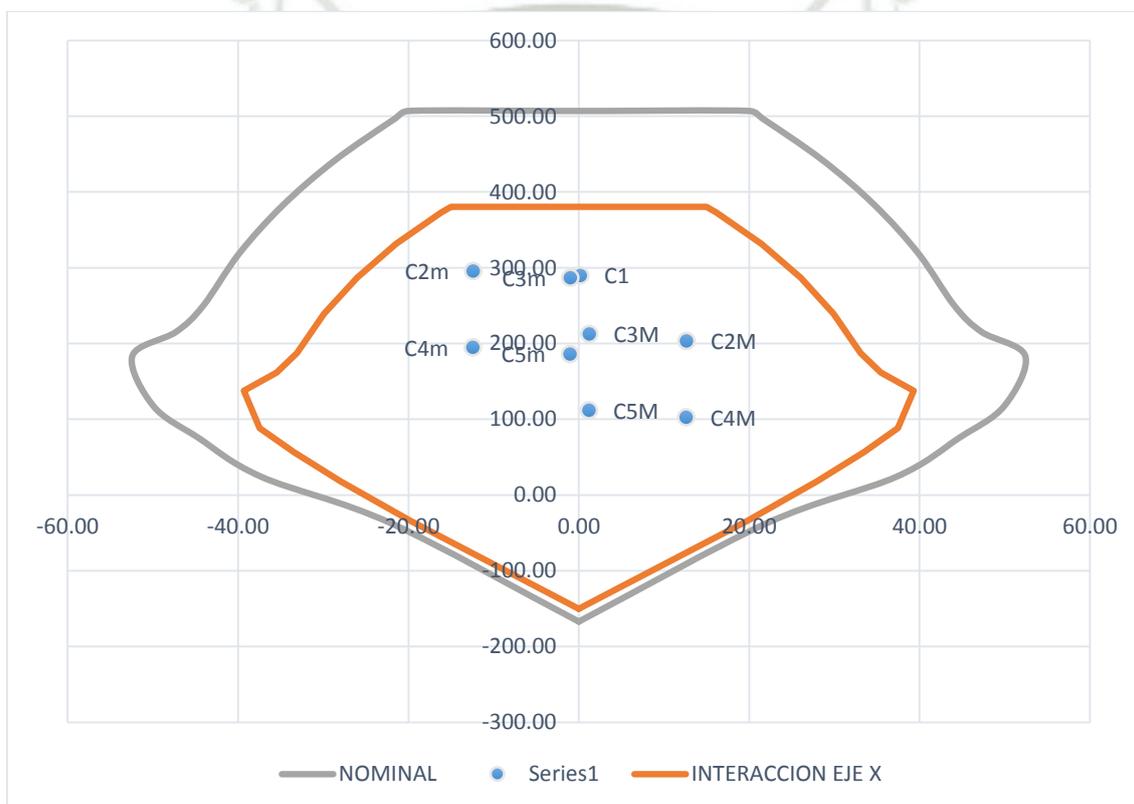


Figura 5.22. Diagrama de interacción en el sentido X-X.

Para el sentido “Y-Y”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga:

	P	V2	M3
C1	289.9369	14.562	24.2724
C2M	203.5886	14.664	-3.8856
C2m	295.8238	10.1093	16.5013
C3M	212.6141	16.8488	-26.4421
C3m	286.7983	7.9245	-5.9325
C4M	102.8728	9.1289	13.4757
C4m	195.1081	4.5742	-14.7535
C5M	111.8984	11.3136	-0.5804
C5m	186.0825	2.3894	14.694

Tabla N°71: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.



Figura 5.23. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y.

Por lo tanto, la cantidad de acero a utilizar es capaz de soportar las cargas aplicadas a esta sección.

7.3. ESBELTEZ DE COLUMNAS

El diseño de flexo compresión tiene validez siempre y cuando las columnas no tengan una esbeltez significativa, es decir cuando la deformación lateral debido a la carga axial aplicada no modifica los momentos obtenidos en el análisis elástico de la estructura. Pero, si la carga axial produce deformaciones las cuales aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, se generarán momentos secundarios (también conocido como momento de pandeo), a este problema se le considera esbeltez de la columna.

El factor de amplificación se divide en 2

- Factor local (δL), que solo afecta a las cargas verticales por gravedad.
- Factor global (δg), que afecta a las cargas sísmicas.

Por lo tanto, se tiene la formula

$$M_c = \delta L \cdot M_{uv} + \delta g \cdot M_{us} \quad (5.17)$$

donde

M_{uv} : Momento debido a las cargas laterales.

M_{us} : Momento debido a las cargas sísmicas.

δL : Factor local.

δg : Factor global.

7.3.1. EFECTO LOCAL

Para el factor local se tiene la siguiente formula

$$\delta L = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \quad \delta L \geq 1 \quad (5.18)$$

donde

C_m : Coeficiente que depende la curvatura de la columna.

P_u : Carga amplificada de la columna.

\emptyset : Factor de reducción de resistencia.

P_c : carga crítica de pandeo.

$$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \frac{M_1}{M_2} \quad (5.19)$$

donde

M_1 : momento de flexión menor.

M_2 : momento de flexión mayor.

El término M_1/M_2 es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L_n)^2} \quad (5.20)$$

y

$$E \cdot I = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5 \cdot (1 + B_d)} \quad (5.21)$$

donde

E_c : módulo de elasticidad del concreto.

I_g : inercia de la sección bruta.

B_d : Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo.

L_n : longitud libre de la columna.

$$K = 1$$

En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que cumplan la siguiente formula, donde la segunda expresión no debe ser mayor de 40.

$$\frac{K \cdot L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (5.22)$$

donde

r : Radio de giro $r = \sqrt{I/A}$

Para una sección rectangular: $r = 0.3 h$

Para una sección circular: $r = 0.25 D$

Para la columna a elegir, tenemos

$$r = 0.3 \cdot 0.8 \text{ m} = 0.24 \text{ m}$$

$$\frac{1 \cdot 3.5}{0.24} < 34 - 12 \cdot \frac{-16.50}{32.348}$$

$$14.583 < 34 - 12 \cdot \frac{-16.50}{32.348}$$

$$14.583 < 40$$

Cumple con esta fórmula, es decir, se despreciará el efecto de esbeltez.

7.3.2. EFECTO GLOBAL

Para el factor global se tiene la formula

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q} \quad (5.23)$$

donde

Q : Índice de estabilidad de la edificación.

$$Q = \frac{(\sum P_u)u}{V_u h} \quad (5.24)$$

donde

$\sum P_u$: Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u : Deformación relativa de entrepiso.

V_u : Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.

h : Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando el valor Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

- **Para el sentido "X":**

✓ $\sum P_u = 203.589 \text{ ton}$

✓ $u = 0.00369 \text{ m}$

✓ $V_u = 6.946 \text{ ton}$

✓ $h = 3.5 \text{ m}$

$$Q = \frac{203.589 \cdot 0.00369}{6.946 \cdot 3.5}$$

$$Q = 0.031$$

$$0.031 < 0.06$$

Por lo tanto, se tiene un valor menor que 0.06, es decir, se despreciará los efectos globales y se considerará un valor igual a 1.

- **Para el sentido "Y":**

✓ $\sum P_u = 289.937 \text{ ton}$

✓ $u = 0.00256 \text{ m}$

✓ $V_u = 14.562 \text{ ton}$

✓ $h = 3.5 \text{ m}$

$$Q = \frac{289.937 \cdot 0.00256}{14.562 \cdot 3.5}$$

$$Q = 0.015$$

$$0.015 < 0.06$$

Por lo tanto, se tiene un valor menor que 0.06, es decir, se despreciará los efectos globales y se considerará un valor igual a 1.

También se puede descartar los efectos de esbeltez debido a que este aplica más para sistemas aporticados y el edificio a diseñar es considerado de muros estructurales.

7.4. VERIFICACIÓN BIAxIAL

Cuando se tiene momentos significativos en las columnas es necesario realizar una verificación biaxial. Según la norma E.060 indica que se tiene que cumplir la siguiente fórmula que aplicable para columnas cuadradas y rectangulares:

$$\frac{1}{P_n} \leq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad (5.25)$$

Donde:

- P_n : Resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.
- P_{nx} : Resistencia nominal bajo la acción de momento en X ($e_y = 0$).
- P_{ny} : Resistencia nominal bajo la acción de momento en Y ($e_x = 0$).
- P_{on} : Resistencia nominal bajo la acción de carga axial ($e_x = e_y = 0$).

Como se pudo observar, en la columna a diseñar se tiene momentos menores, por lo tanto, no es necesario realizar el análisis biaxial.

7.5. DISEÑO POR CORTE

La fuerza cortante última deberá determinarse a partir de los momentos nominales (M_n), en los extremos de la luz libre, asociados a la fuerza axial (P_u) que dé como resultado el mayor momento nominal posible, mostrada en el diagrama de interacción construido anteriormente.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E.060, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{2M_n}{L_n} \quad (5.26)$$

Donde:

- M_n : Momento nominal obtenido del diagrama de interacción.

L_n : Luz libre de la columna.

También se tiene que cumplir la fórmula

$$Vn_{max} = 2.7\sqrt{f'_c} \cdot Ag \quad (5.27)$$

donde

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

A_g : Área bruta.

Si V_u excede de Vn_{max} , entonces se deberá incrementar la resistencia del concreto f'_c o cambiar las dimensiones de la sección. La razón de esta limitación se basa en el hecho de que se busca evitar la falla del concreto antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la fórmula

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ V_n &= V_c + V_s \\ V_u &\leq \phi (V_c + V_s) \end{aligned} \quad (5.28)$$

donde

V_u : Cortante requerida.

V_c : Resistencia del concreto.

V_s : Resistencia del acero.

ϕ : Factor de seguridad para corte, igual a 0.85.

La contribución del concreto V_c está dada por:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right) \quad (5.29)$$

donde

b_w : base o ancho de la columna.

d : ($d = h - 4 \text{ cm}$)

P_u : Fuerza axial.

7.5.1. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

Para la separación de estribos, deberá cumplir con la formula

$$S = \frac{A_s f'_y d}{V_s} \quad (5.30)$$

donde

A_s : área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia “S” proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

En la zona de confinamiento (S_o) la separación entre estribos debe cumplir que no debe de exceder ninguno de los siguientes valores:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 100 mm.

La longitud L_o debe ser el mayor de los siguientes valores:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 500 mm.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo.

En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm. El espaciamiento en la zona de confinamiento no debe exceder de 150 mm.



Figura 5.24. Requerimiento de estribos en las columnas.

En este caso se eligieron los cortantes en el sentido Y-Y ya que son mayores que en el sentido X-X. Según el diagrama de interacción se tiene el siguiente momento nominal:

	P	V2	M3	MN3
C1	289.9369	14.562	24.2724	75
C2M	203.5886	14.664	-3.8856	
C2m	295.8238	10.1093	16.5013	
C3M	212.6141	16.8488	-26.4421	
C3m	286.7983	7.9245	-5.9325	
C4M	102.8728	9.1289	13.4757	
C4m	195.1081	4.5742	-14.7535	
C5M	111.8984	11.3136	-0.5804	
C5m	186.0825	2.3894	14.694	

Tabla N°72: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones y el momento nominal.

Como se puede observar en la Tabla N°72 la combinación C1 tiene el mayor momento y cortante, por lo tanto se utilizará este para diseño.

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $M_n = 75 \text{ ton/m}$
- ✓ $A_g = 40 \cdot 80 = 3200 \text{ cm}^2$
- ✓ $P_u = 285.937 \text{ ton}$
- ✓ $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$

$$V_u = \frac{2 \cdot 75}{3.5}$$

$$V_u = 42.857 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 2.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 3200$$

$$Vn_{max} = 125205.495 \text{ kgf}$$

$$V_u < Vn_{max}$$

$$42857 \text{ kgf} < 125205.495 \text{ kgf}$$

→ No se aumenta sección

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot 40 \cdot 76 \left(1 + 0.0071 \cdot \frac{285937}{3200}\right)$$

$$V_c = 38368.547 \text{ kgf}$$

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

$$\frac{42857}{0.85} = 38368.547 + V_s$$

$$V_s = 12051.621 \text{ kgf}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 76}{12051.621}$$

$$\rightarrow S = 37.61 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará una separación para un cortante máximo (V_u) de 20 cm.

Según la norma E060, se tiene en la tabla 73 la distribución de estribaje

COLUMNAS			
ZONA DE CONFINAMIENTO			
		DIAMETRO	
	3/4"	1.905	
	5/8"	1.5875	
	1/2"	1.27	
So		Lo	
EL MENOR DE	40	EL MAYOR DE	
8*d	15.24	D.Mayor	80
L/2	20	L/6	58.3333333
10cm		50cm	
ZONA DE NO CONFINAMIENTO			
0.5*d	38	No debe ser mayor de 300mm	

Tabla N°73: Tabla que representa los valores de V_C , V_S y la separación de estribos.

Según los resultados obtenidos después de realizar el análisis, se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm con una longitud de 80 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\varnothing \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 8@. 10 \text{ cm}, 4@. 15 \text{ cm}, Rto. @20 \text{ cm}$$

7.6. CORTE Y EMPALME DEL REFUERZO

Al igual que las vigas, las columnas tienen una zona de empalme del acero la cual se ubica donde hay menor cantidad de momentos, en el caso de las columnas se encuentra al tercio de la luz. En el caso que se tengan momentos mayores en la zona de empalme, se aumentará esta longitud.

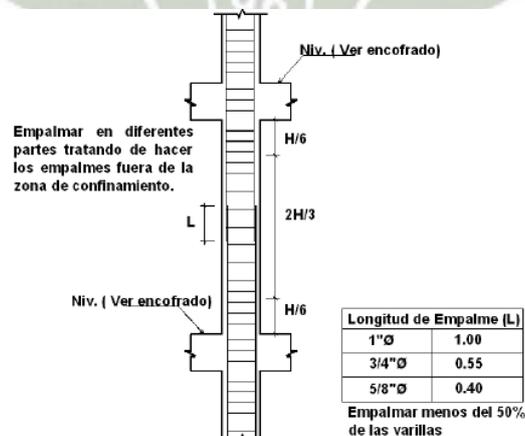


Figura 5.25. Longitud de empalme en columnas.

Por lo tanto, el diseño final de la columna es el siguiente:

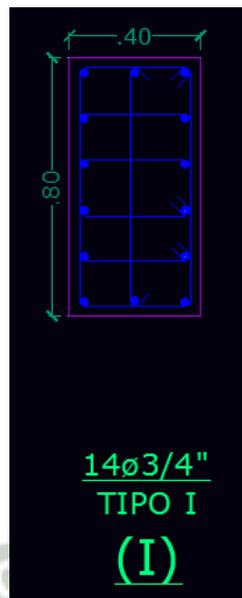


Figura 5.26. Gráfico que representa el diseño final de la columna en AUTOCAD.

8. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

El muro de corte es un elemento que se comporta de una manera muy rígida lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga, además, gracias a esta absorbe mayor cantidad de la fuerza sísmica.

El diseño es similar al de columnas, se realiza por flexo compresión y por corte, pero como poseen una gran rigidez lateral absorben valores significativos de la fuerza cortante que también producen grandes momentos en los primeros niveles.

Para los muros de corte se tomará en cuenta los momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para el diseño por flexo-compresión y por corte, bajo las cinco combinaciones dadas en las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La placa a diseñar se encuentre entre el eje C-D y 1-2 con una sección en forma de C.

8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas del momento 3-3, momento 2-2 y la carga axial de la placa a diseñar.

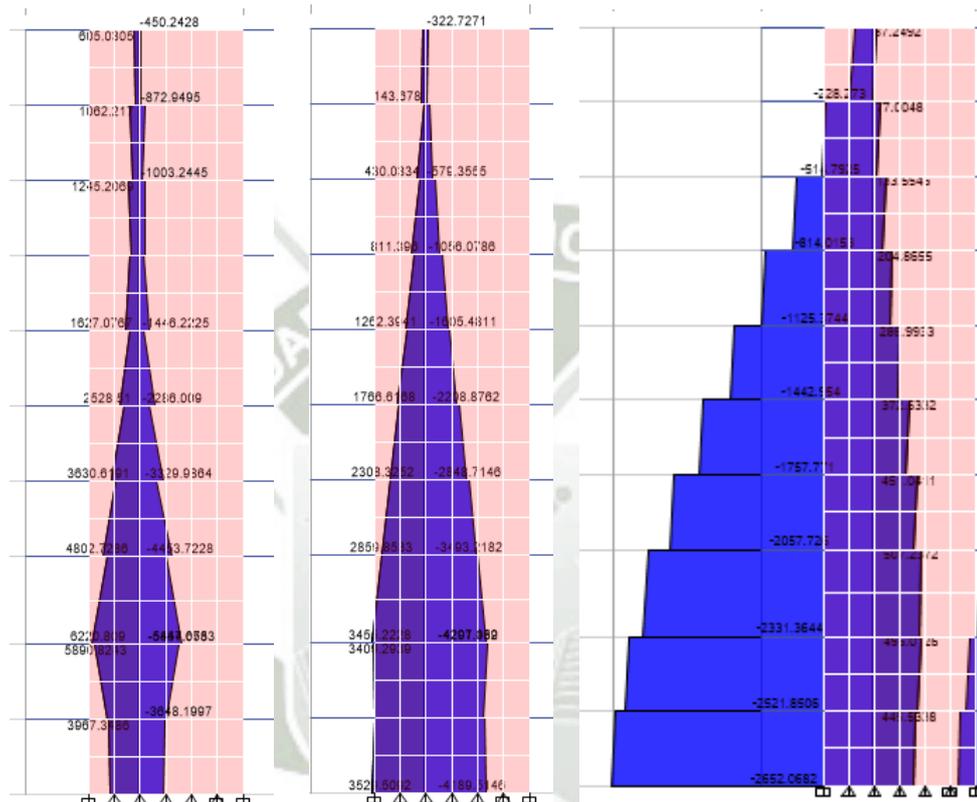


Figura 5.27. Gráfico que representa el M3-3, M2-2 Y Pu respectivamente de la placa a diseñar.

8.2. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

Para que se consideren las placas como muros esbeltos, se tiene que cumplir la siguiente fórmula según la norma E.060

$$\frac{H}{L} \geq 1 \quad (5.31)$$

Donde:

H : Altura total del edificio.

L : Longitud mayor de la placa.

En este caso, tenemos

$$\frac{30.5}{6.45} \geq 1$$

$$4.73 \geq 1 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

El diseño por flexo-compresión se basa en la misma hipótesis del diseño de columnas, pero en este caso, el acero se distribuirá de manera uniforme por toda la placa y en los extremos se colocará núcleos con mayor concentración de acero que en el alma. Además, se realizará el diagrama de interacción en función a los momentos actuantes (M_u) y a la carga axial (P_u).

Para realizar el análisis de placas se utilizó el programa CSICOL para obtener los diagramas de interacción.

En la figura 5.28 se muestra la sección de la placa a diseñar

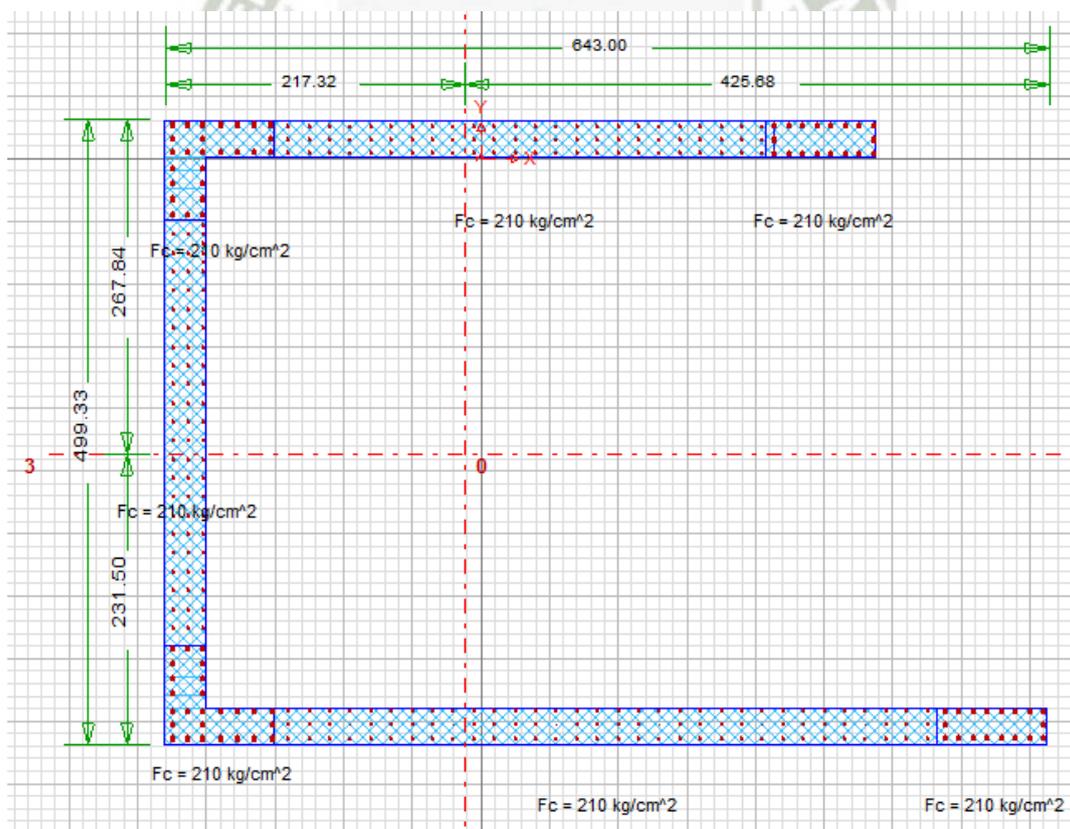


Figura 5.28. Distribución de acero para la placa a diseñar.

Como se puede observar en la figura (5.28), la cantidad de acero a colocar en los núcleos de la derecha fueron $18\emptyset 1''$ varillas que equivale a 91.80 cm^2 de área de acero lo cual su cuantía tendría un valor de 0.038, en los núcleos de la izquierda se colocó $26\emptyset 1''$ que equivale a 132.6 cm^2 de área de acero lo cual su cuantía tendría un valor de 0.034 y en el alma varillas de $\emptyset 3/8''$ con una separación de 15 cm. Además, comúnmente para espesores de 20cm se colocan 2 hiladas de aceros, pero en este caso se colocará 3 hiladas ya que el espesor de la placa es de 30 cm.

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la sección

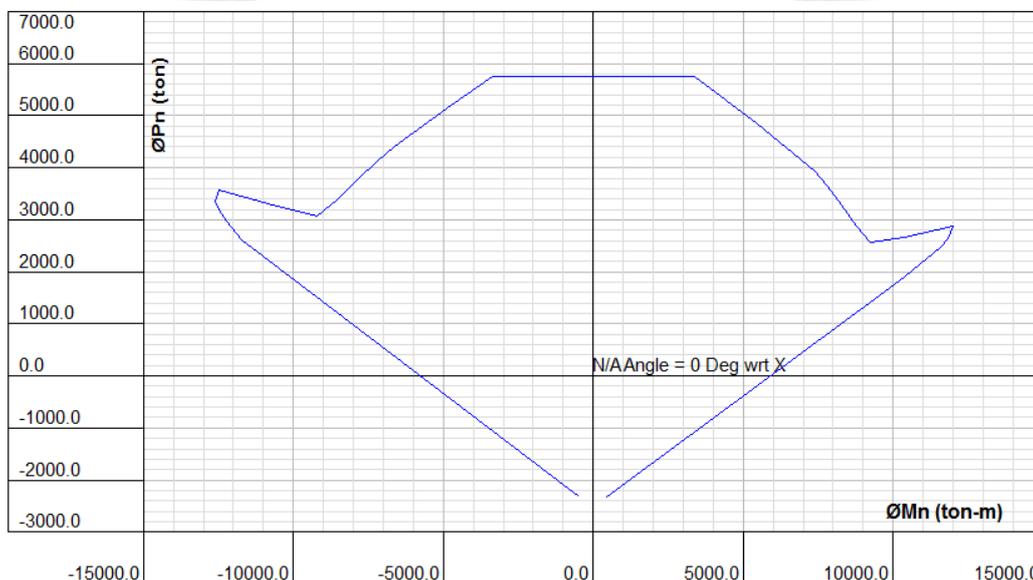


Figura 5.29. Diagrama de interacción a 0° obtenido de la sección.

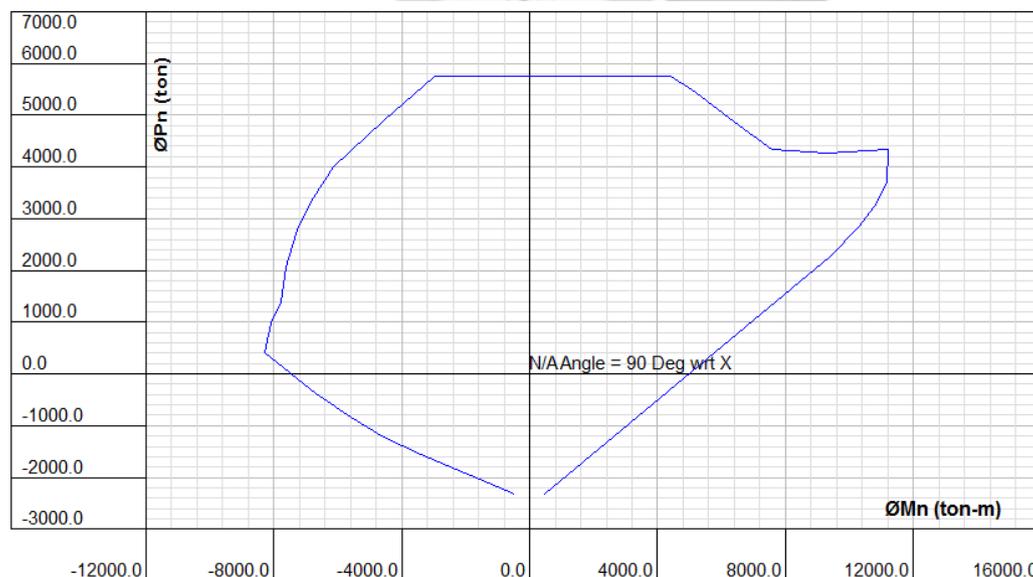


Figura 5.30. Diagrama de interacción a 90° obtenido de la sección.

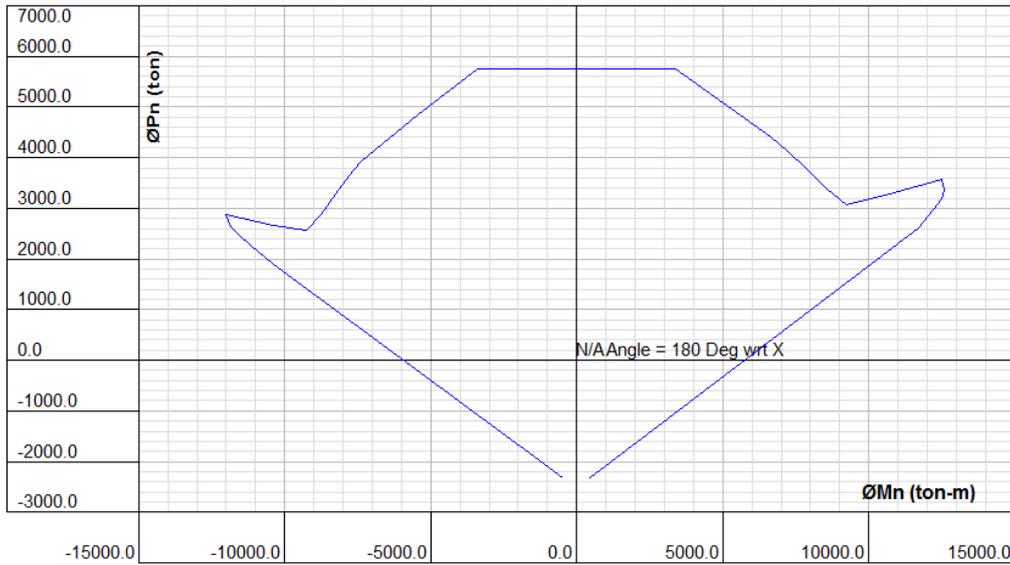


Figura 5.31. Diagrama de interacción a 180° obtenido de la sección.

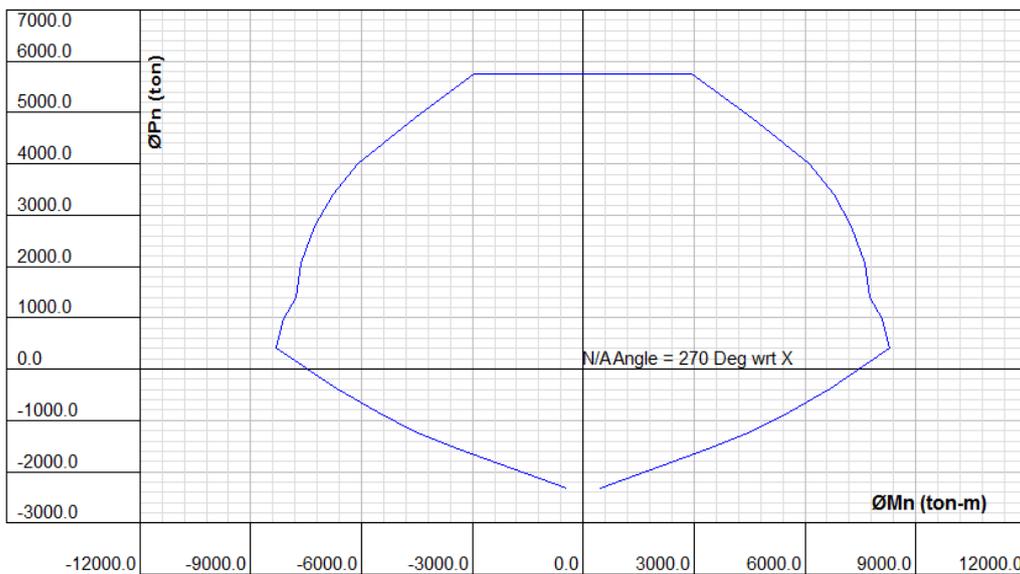


Figura 5.32. Diagrama de interacción a 270° obtenido de la sección.

Debido a que la placa a diseñar es asimétrica se tendrá que verificar con el diagrama de interacción para los 4 ángulos, es decir, para 0°, 90°, 180° y 270°.

Para el sentido “X-X”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga

	P	V2	M3
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322
C2M	-46.1596	661.0022	6220.809
C2m	2331.3644	-695.3893	-5761.8612
C3M	1036.7459	45.9628	1209.8987
C3m	1248.459	-80.3499	-750.9508
C4M	-470.9492	667.81	6127.9923
C4m	1906.5748	-688.5814	-5854.678
C5M	611.9562	52.7707	1117.0819
C5m	823.6693	-73.542	-843.7676

Tabla N°74: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.



Figura 5.33. Diagrama de interacción en el sentido X-X a 90°.

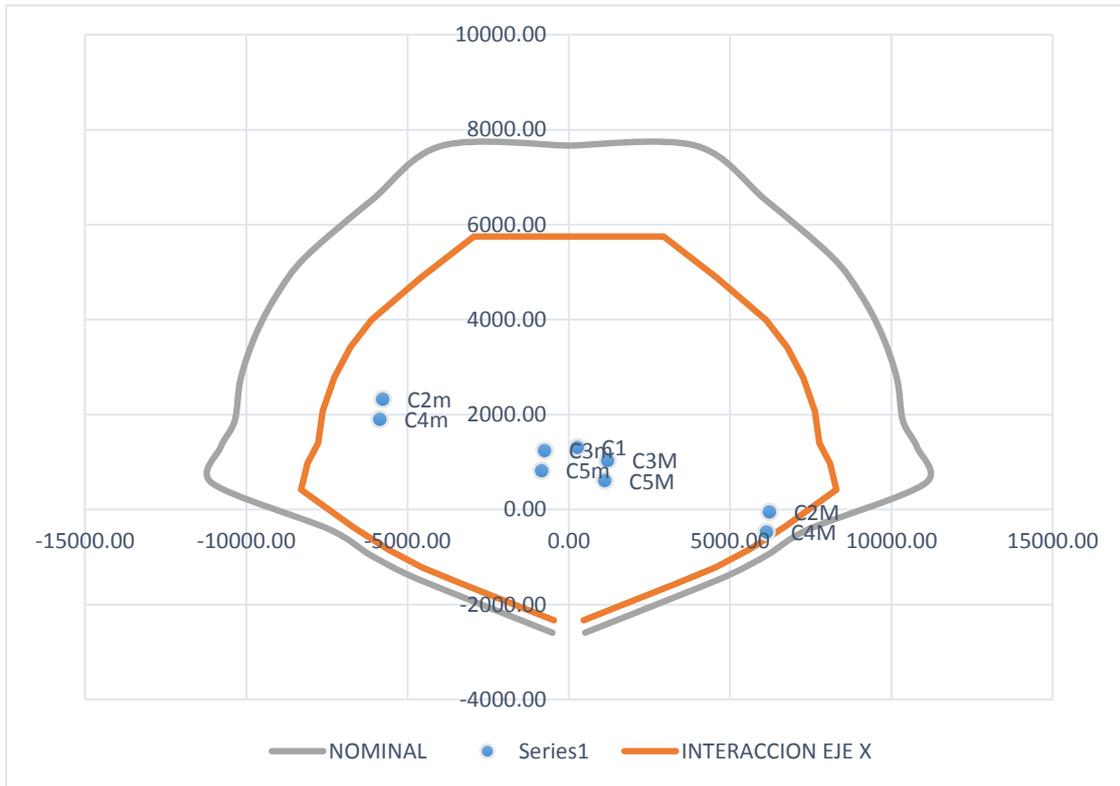


Figura 5.34. Diagrama de interacción en el sentido X-X a 270°.

Para el sentido “Y-Y”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga

	P	V3	M2
C1	1314.6684	13.8541	-551.4463
C2M	-46.1596	118.0923	371.3937
C2m	2331.3644	-94.2339	-1316.4993
C3M	1036.7459	236.3158	3256.3464
C3m	1248.459	-212.4573	-4201.452
C4M	-470.9492	113.272	570.2701
C4m	1906.5748	-99.0542	-1117.623
C5M	611.9562	231.4954	3455.2228
C5m	823.6693	-217.2777	-4002.5756

Tabla N°75: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.

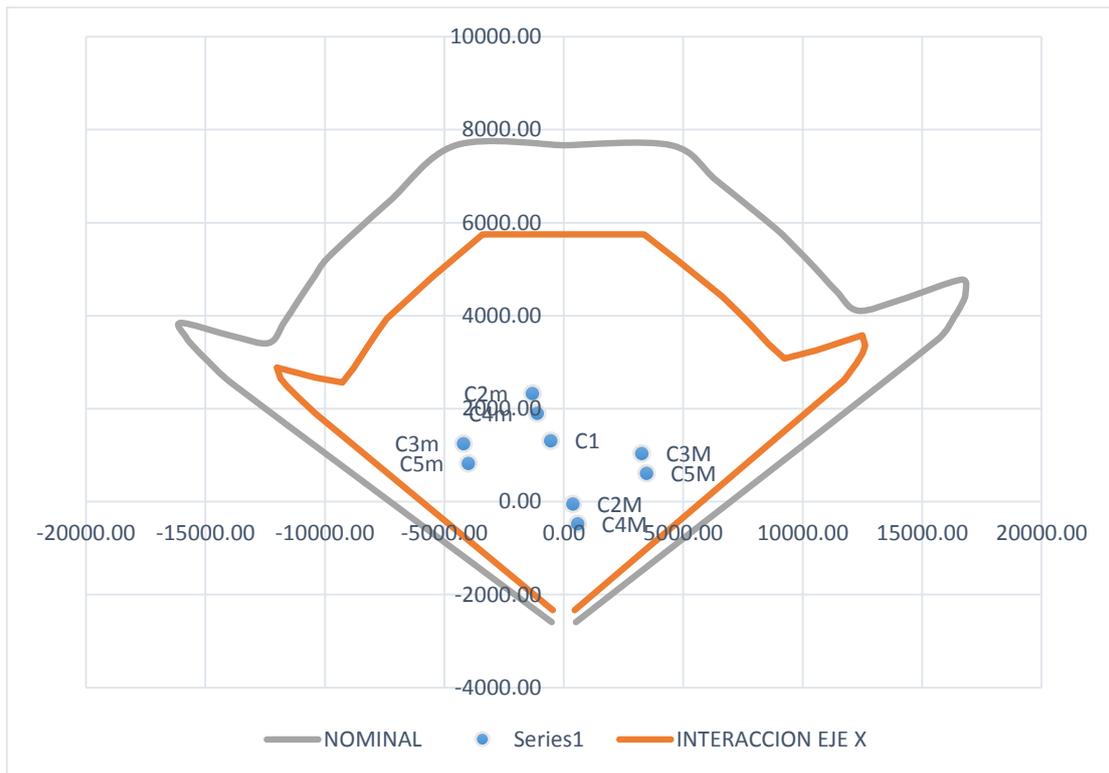


Figura 5.35. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y a 0°.

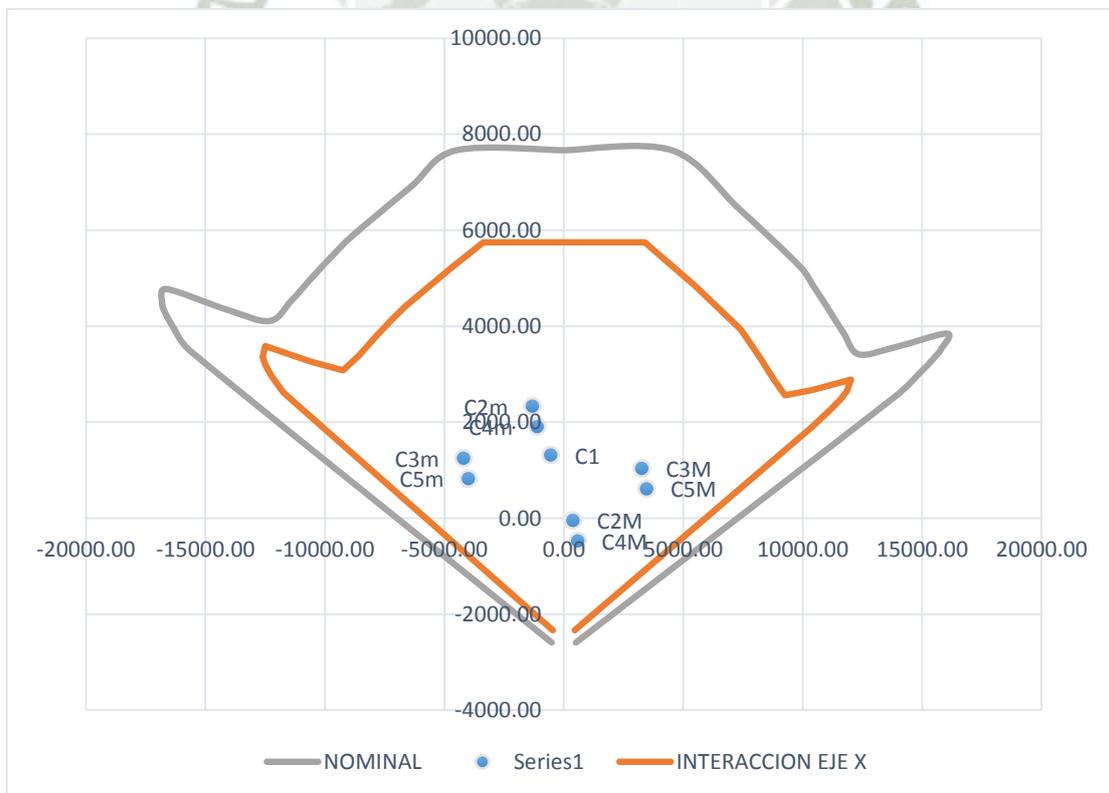


Figura 5.36. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y a 180°.

Por lo tanto, la cantidad de acero a utilizar es capaz de soportar las cargas aplicadas a esta sección, ya que los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción.

8.3. DISEÑO POR CORTE

La fuerza cortante última deberá determinarse a partir de los momentos nominales (M_u), en los extremos de la luz libre, asociados a la fuerza axial (P_u) que dé como resultado el mayor momento nominal posible, mostrada en el diagrama de interacción construido anteriormente.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E.060, mediante la expresión

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) \quad (5.32)$$

donde

V_{ua} : Cortante ultimo proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento ultimo proveniente del análisis.

M_{ur} : Momento nominal de la sección.

En casos donde la amplificación de fuerza cortante resulta ser muy grande, la norma peruana especifica el límite:

$$\left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) < R$$

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ V_n &= V_c + V_s \\ V_u &\leq \phi (V_c + V_s) \end{aligned} \quad (5.33)$$

donde

V_u : Cortante requerida.

- V_C : Resistencia del concreto.
 V_S : Resistencia del acero.
 \emptyset : Factor de seguridad para corte, igual a 0.85.

La contribución del concreto V_C está dada por

$$V_C = 0.53A_{cw}\sqrt{f'_c} \quad (5.34)$$

donde

A_{cw} : Área de la placa = $d \times t$. Donde $d = 0.8L$ y t = espesor.

Además, se debe cumplir que

$$V_n \leq 2.6A_{cw}\sqrt{f'_c} \quad (5.34)$$

Se debe cumplir que $V_u \leq \emptyset V_n$, si es caso contrario se debe de aumentar la sección.

8.3.1. REFUERZO HORIZONTAL

Si $V_u < 50\% V_C$, el refuerzo distribuido debe proporcionarse de acuerdo con los siguientes mínimos:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

Si, $V_u \geq 50\% V_C$ el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado anteriormente, con una cuantía mínima de 0.0025.

Si V_u excede la resistencia al corte $\emptyset V_C$, deberá proveerse el refuerzo por corte y deberá cumplir con la fórmula (5.30)

$$S = \frac{A_s f'_y d}{V_S}$$

donde

A_s : área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia “S” proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

$$f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

El espaciamiento de este refuerzo no excederá de $L/5$, 3 t o 45 cm.

8.4.2. REFUERZO VERTICAL

La cuantía mínima de refuerzo vertical está dada por la expresión

$$\rho_v > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (5.36)$$

donde

h_m : altura total del edificio.

l_m : longitud mayor de la placa.

ρ_h : Cuantía de acero horizontal.

El espaciamiento de este refuerzo no excederá de $L/3$, 3 t o 45 cm.

En este caso se eligieron los cortantes en el sentido X-X (V2) ya que son mayores que en el sentido Y-Y (V3). Según el diagrama de interacción se tiene lo siguiente:

	P	V2	M3	MN3	AMP3	V2
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322		1	19.9213
C2M	-46.1596	661.0022	6220.809	8500	1.36638177	903.181355
C2m	2331.3644	-695.3893	-5761.8612		1	695.3893
C3M	1036.7459	45.9628	1209.8987		1	45.9628
C3m	1248.459	-80.3499	-750.9508		1	80.3499
C4M	-470.9492	667.81	6127.9923		1	667.81
C4m	1906.5748	-688.5814	-5854.678		1	688.5814
C5M	611.9562	52.7707	1117.0819		1	52.7707
C5m	823.6693	-73.542	-843.7676		1	73.542
						903.181355

Tabla N°76: Tabla que representa los valores del momento nominal, el factor de amplificación y el cortante V_u .

Como se puede observar en la Tabla N°76 la combinación C2 tiene el mayor momento y cortante, por lo tanto el momento último tiene un valor de 8500 ton/m, el factor de amplificación de 1.366 y $V_u = 903.181$ ton.

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $M_n = 8500 \text{ ton/m}$
- ✓ $V_u = 903.181 \text{ ton}$
- ✓ $A_{cw} = 50100 \text{ cm}^2$
- ✓ $h_m = 30.5 \text{ m}$
- ✓ $l_m = 6.45 \text{ m}$
- ✓ $A_s = 3.81 \text{ cm}^2$ (varillas de 1/2" – 3 hiladas)

ELEMENTO	L	H	Area (cm2)
1	645	30	19350
2	525	30	15750
3	500	30	15000
4			0
d	516		50100

Tabla N°77: Tabla que representa los valores de longitud y ancho del elemento.

DISEÑO POR CORTANTE			
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
Piso	1	Nivel	
Hm	30.5		196024.853 MAYOR
Vu	903181.35	kg	
Vc	384789.53	kg	vn 1887646.735
Vs	677776.77	kg	Vn CORRECTO
Area Acero 1 Varilla	1.27	cm2	
Hiladas	3		
Av	3.81	cm2	
s	10	cm	

Tabla N°78: Tabla que representa el diseño por cortante.

Según los resultados obtenidos según la tabla N°78, se puede concluir que para el refuerzo horizontal se tendrá aceros de $\varnothing 1/2''$ con una separación de 10 cm. Por lo tanto, la cuantía horizontal y vertical es

$$V_u \geq 0.5\varnothing V_c$$

$$V_u \geq 192394.765 \text{ kgf}$$

$$903181 \text{ kgf} > 192394.75 \text{ kgf} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto se tendrá una $\rho_{hmin} = 0.0025$.

$$\rho_h = \frac{133.35 \text{ cm}^2}{7500 \text{ cm}^2} = 0.0178$$

$$\rho_v > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{9.5}{6.45} \right) (0.0178 - 0.0025)$$

$$0.0103 > 0.0025 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Como la placa a diseñar varia sus momentos significativamente mientras esta va aumentando de nivel, al igual que la carga axial, se procedió a variar la cantidad de acero dependiendo de cada uno de ellos. Por lo tanto se tiene

2°SOTANO @ 1°NIVEL:

- Núcleos: 18 \emptyset 1" y 26 \emptyset 1"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.10 m
Acero vertical: \emptyset 3/8" @ 0.15 m

2°NIVEL @ 3°NIVEL:

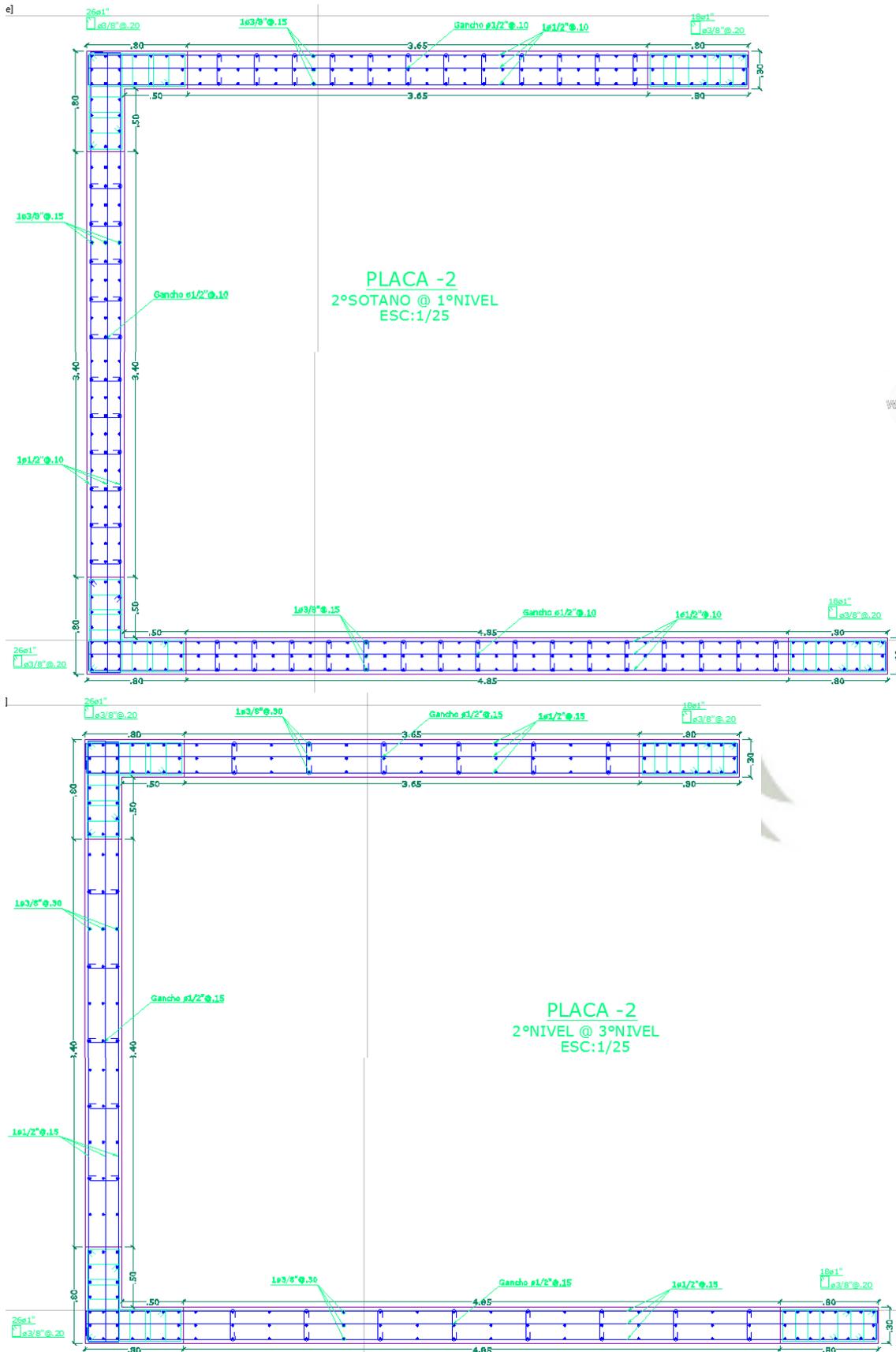
- Núcleos: 18 \emptyset 1" y 26 \emptyset 1"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.15 m
Acero vertical: \emptyset 3/8" @ 0.30 m

4°NIVEL @ 5°NIVEL:

- Núcleos: 18 \emptyset 3/4" y 26 \emptyset 3/4"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.20 m
Acero vertical: \emptyset 3/8" @ 0.30 m

6°NIVEL @ 8°NIVEL:

- Núcleos: 4 \emptyset 3/4" – 12 \emptyset 5/8" y 6 \emptyset 3/4" – 14 \emptyset 5/8"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 3/8" @ 0.25 m
Acero vertical: \emptyset 3/8" @ 0.30 m



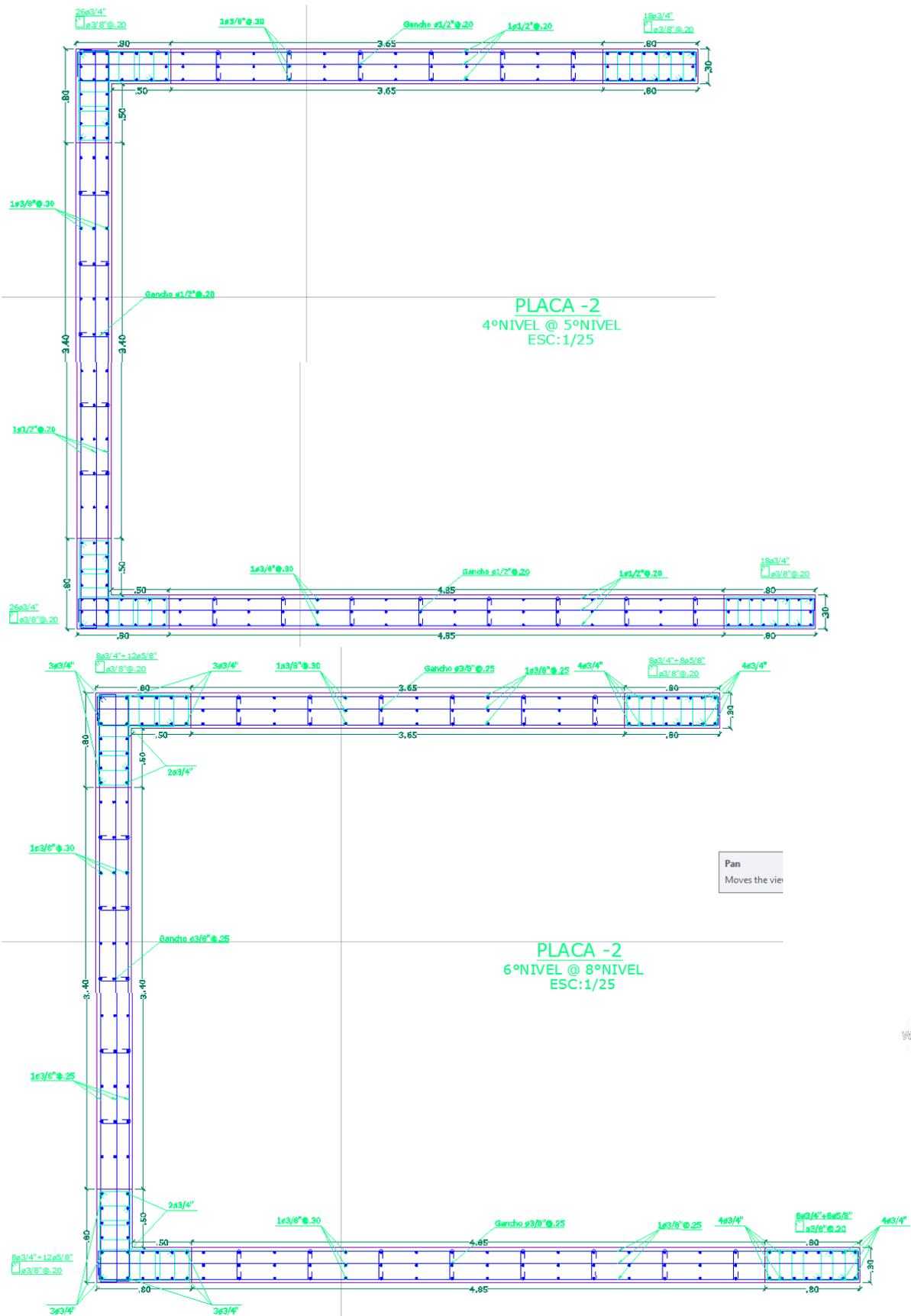


Figura 5.37. Grafico que representa el diseño final de la Placa en AUTOCAD.

9. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras no se diseñan por sismo ya que estas no aportan rigidez lateral, solo soportan cargas de gravedad, es decir, carga muerta y viva. Las escaleras pueden idealizarse como losas que conectan los diferentes niveles. Por lo tanto, las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación dada por la ecuación (5.1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

A continuación se diseñará el primer tramo de escalera de la edificación.

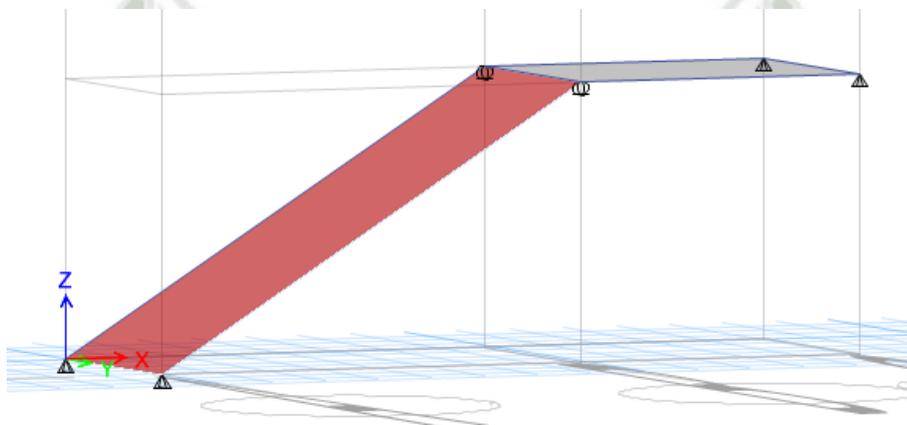


Figura 5.38. Modelamiento de escalera en ETABS.

Se tienen los siguientes datos

- Paso (P) = 30 cm
- Contrapaso (CP)=17cm
- Garganta (t) = 15 cm
- Sobrecarga = 200 kgf/m²
- Peso específico del concreto (δ)= 2400 kgf/m³
- Piso terminado= 100 kgf/m²
- Espesor de descanso= 15 cm

Para el tramo inclinado se tiene

Carga muerta:

$$W_{pp} = \delta \left(\frac{C_p}{2} + t \sqrt{1 + \frac{C_p^2}{P^2}} \right)$$

$$W_{pp} = 2400 \left(\frac{17}{2} + 15 \sqrt{1 + \frac{17^2}{30^2}} \right)$$

$$W_{pp} = 617.8 \text{ kgf/m}^2$$

$$\rightarrow CM = 617.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m}) + 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m})$$

$$CM = 717.8 \text{ kgf/m}$$

Carga viva:

$$CV = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m})$$

$$CV = 300 \text{ kgf/m}$$

$$U = 1.4(717.8) + 1.7(300)$$

$$\rightarrow U = 1514.9 \text{ kgf/m}$$

Para el descanso se tiene

Carga muerta:

$$\text{Peso Propio} = 0.15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Peso Propio} = 360 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow CM = 360 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m}) + 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m})$$

$$CM = 460 \text{ kgf/m}$$

Carga viva:

$$CV = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} (1 \text{ m})$$

$$CV = 300 \text{ kgf/m}$$

$$U = 1.4(460) + 1.7(300)$$

$$\rightarrow U = 1154 \text{ kgf/m}$$

9.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las escaleras serán idealizadas como losas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, el diseño por flexión determinará el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallará con el acero mínimo.

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la expresión (5.4)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

donde

d : peralte efectivo.

b : ancho = 100 cm

9.1.1. ACERO MÍNIMO

La norma E.060 exige que todo elemento sujeto a flexión tenga como mínimo un refuerzo el cual se presenta en la fórmula (5.5)

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot h$$

donde

ρ_{min} : valor de la cuantía mínima de acero.

b_w : base = 100 cm

h : altura .

Por lo tanto, según la fórmula (5.5) tenemos

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15$$

$$A_{smin} = 2.7 \text{ cm}^2$$

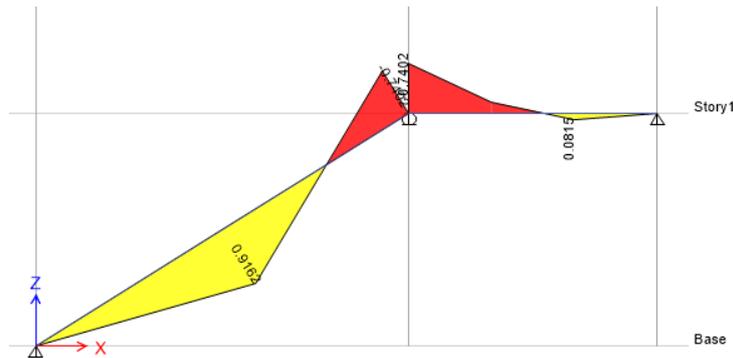


Figura 5.39. Grafico que representa el diagrama de momentos.

Por lo tanto tenemos los datos

- ✓ $b = 100 \text{ cm}$
- ✓ $h = 15 \text{ cm}$
- ✓ $d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

De la ecuación (5.6) tenemos

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

donde

M_u : momento último.

b : base o ancho.

d : peralte efectivo.

Para el momento $M_a(+)= 0.9162 \text{ ton/m}$

DISEÑO		
MOMENTO POSITIVO (+)		
Mu(+)	0.9162	tn-m
Mu(+)	91620	kg-cm
ku	6.3625	
ρ (cuantía)	0.0018	
As	2.16	cm ²
a	0.508235294	cm
Asmin	2.7	cm ²

Tabla N°79: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 2.16 cm². Como el A_s (cm²) necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último: 1 Ø 3/8" @ 0.25 m ($A_s = 2.84$ cm²).

Para el momento $M_a(-) = -0.7402$ ton/m

MOMENTO NEGATIVO (-)		
Mu(-)	0.7402	tn-m
Mu(-)	74020	kg-cm
ku	5.140277778	
ρ (cuantía)	0.0014	
A_s	1.68	cm ²

Tabla N°80: Tabla que representa el valor del momento y el área de acero.

Por lo tanto se tiene un área de acero de 1.68 cm². Como el A_s (cm²) necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último: 1 Ø 3/8" @ 0.25 m ($A_s = 2.84$ cm²).

9.2. DISEÑO POR CORTE

Se tendrá que verificar que la fuerza cortante (V_u) tiene que ser menor o igual a la fuerza cortante del concreto utilizando la ecuación (5.8)

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 1.1(0.53 \cdot b_w d \sqrt{f'_c})$$

Si de caso contrario la fuerza cortante actuante V_u es mayor que la del concreto V_c será necesario aumentar el espesor de la losa.



Figura 5.40. Grafico que representa el diagrama de fuerzas cortantes.

Por lo tanto tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b = 100 \text{ cm}$
- ✓ $d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para la cortante de 2.079 ton

CORTANTE	
Vu	2.079 tn
Vu	2079 kg
Vc	9216.52 kg
ϕVc	7834.04
CONDICION	ok

Tabla N°81: Tabla que representa el valor de Vu y Vc.

Por lo tanto

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$2079 \text{ kg} \leq 7834.04 \text{ kg}$$

Cumple ya que V_u es menor, es decir, el peralte de la losa es correcto

10. DISEÑO DE CIMENTACION

La cimentación es el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible o capacidad portante. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de las columnas y muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.

Para realizar el diseño de cimentación se necesitan los siguientes datos:

- ✓ **Tipo de suelo:** Arena Gravosa mal graduada no presenta arcillas ni nivel freático.
- ✓ **Capacidad portante:** 5.47 kgf/cm²
- ✓ **Profundidad de desplante:** 6.80 m (desde el nivel 0.00)
- ✓ **Asentamiento inmediato:** 1.30 cm.

En este proyecto se cuenta con zapatas conectadas, zapatas combinadas (losa de cimentación) y vigas de cimentación. Para realizar la cimentación se utilizó el programa SAFE 2016.

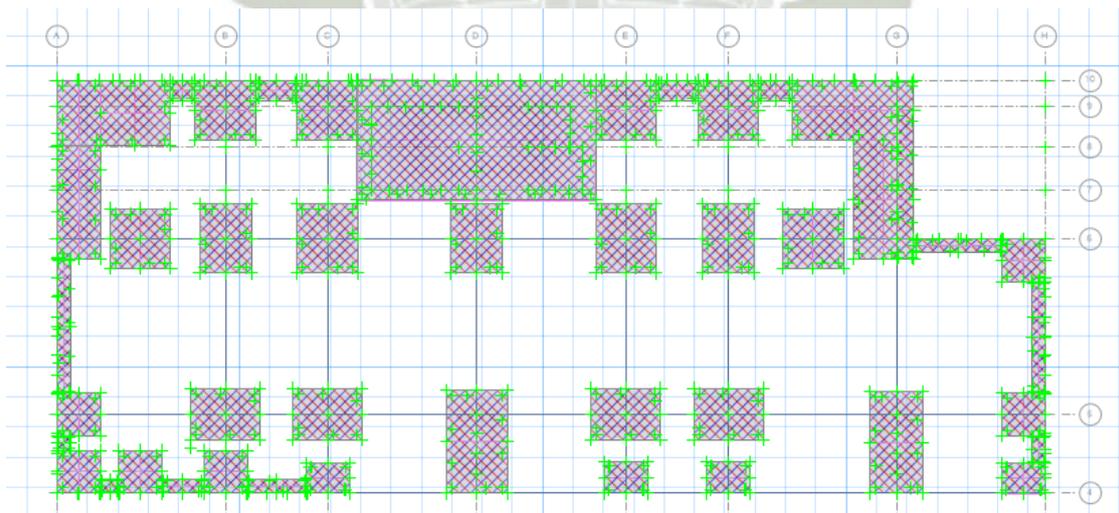


Figura 5.42. Cimentación de programa SAFE 2016.

10.1. DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Como se puede observar en los planos, las zapatas de columnas o placas generan mucha excentricidad (sobre todo las que se encuentran en los límites colindantes de la estructura), por lo tanto, se optó por colocar vigas de cimentación, las cuales que unieran estas zapatas y puedan absorber los momentos generados por esta excentricidad. Además por su propia forma y para un correcto equilibrio, estas zapatas requieren una viga conectora.

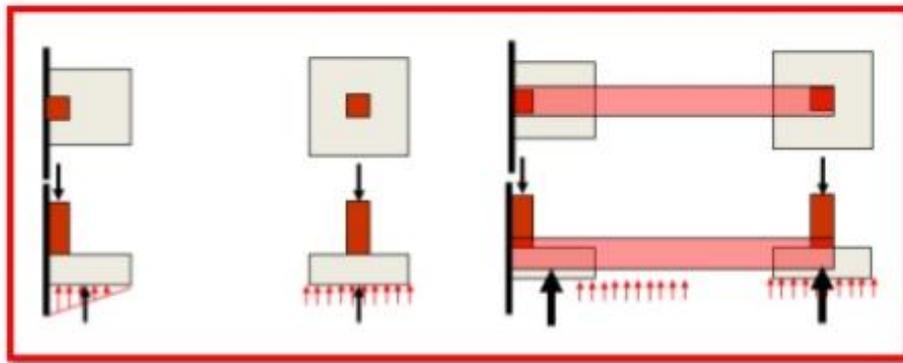


Figura 5.43. Representación de zapatas conectadas por vigas de cimentación.

En este caso, se diseñará la cimentación de la columna P3 que se encuentra en el eje 2B. Esta zapata al igual que varias no cuentan con mucha excentricidad ya que no se encuentran en los límites colindantes pero de igual manera se optó por colocarles vigas de cimentación y funcionar como zapatas conectadas. Para realizar el diseño necesitamos carga muerta, viva y de sismo. Tenemos los datos

- ✓ $P_{cm} = 346.889 \text{ ton}$
- ✓ $P_{cv} = 83.606 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csx} = 16.011 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csy} = 8.418 \text{ ton}$
- ✓ $M_{cm} = M_{cv} = 0.00044 \text{ ton/m} = 44.1 \text{ kgf/cm}$
- ✓ $M_{csx} = 0.007 \text{ ton/m} = 695.51 \text{ kgf/cm}$
- ✓ $M_{csy} = 0.019 \text{ ton/m} = 1965.72 \text{ kgf/cm}$
- ✓ $H_z = 80 \text{ cm}$
- ✓ $\sigma = 5.47 \text{ kfg/cm}^2 = 54.7 \text{ ton/m}^2$

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $\phi = 0.85$
- ✓ $k = (\text{factor de amplificación del área}) = 1.1$

10.1.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA

La cimentación debe ser proporcional a las dimensiones de la zapata, por lo tanto se tiene

$$A_z = k \frac{(P_{cm} + P_{cv})}{q_{adm}} \quad (5.36)$$

$$A_z = 1.1 \frac{(346.889 + 83.606)}{54.7}$$

$$A_z = 8.657 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B = 3 \text{ m} \quad L = 4$$

- Primera verificación:

$$P = P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}$$

$$P = 346.889 + 83.606 + 16.011$$

$$P = 446.506 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{0.004}{446.506} = 0.001$$

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$e \leq \frac{3.00}{6} = 0.001 \leq 0.5 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- Segunda verificación:

Para esta verificación se utilizarán las cargas últimas y las combinaciones de carga mediante las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3).

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Para el peso propio de la zapata (PP_z), tenemos

$$\rightarrow PP_z = 3(4)(2.4)(0.8) = 23.04 \text{ ton}$$

Por lo cual, debe de cumplir con la siguiente expresión

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{P}{A} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right) \quad (5.38)$$

$$\sigma_{comp} = 1.33\sigma > \sigma_{max}/\sigma_{min}$$

Para la 1ª combinación:

$$P_u = 1.4(346.889 + 23.04) + 1.7(83.606)$$

$$P_u = 660.031 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.4(0.0004) + 1.7(0.0004) = 0.00124 \text{ ton/m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{660.031}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4} \right)$$

$$\sigma_{max} = 55.085 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{660.031}{12} \left(1 - \frac{6(0.001)}{4} \right)$$

$$\sigma_{min} = 54.92 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 55.085 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 2°da combinación:

$$P_u = 1.25(346.889 + 23.04 + 83.606) + 16.011$$

$$P_u = 582.93 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.25(0.0004 + 0.0004) + 0.019 = 0.02 \text{ ton/m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{582.93}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 48.585 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{582.93}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 48.57 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 48.585 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 3°ra combinación:

$$P_u = 1.25(346.889 + 23.04 + 83.606) - 16.011$$

$$P_u = 550.908 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.25(0.0004 + 0.0004) - 0.019 = 0.018 \text{ ton/m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{550.908}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 45.916 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{550.908}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 45.902 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 45.912 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 4ª combinación:

$$P_u = 0.9(346.889 + 23.04) + 16.011$$

$$P_u = 348.947 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.9(0.0004 + 0.0004) + 0.019 = 0.0197 \text{ ton/m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{348.947}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 29.083 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{348.947}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 29.074 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 29.083 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 5ª combinación:

$$P_u = 0.9(346.889 + 23.04) - 16.011$$

$$P_u = 316.925 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.9(0.0004 + 0.0004) - 0.019 = 0.0183 \text{ ton/m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{316.925}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 26.414 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{316.925}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 26.406 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 26.414 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

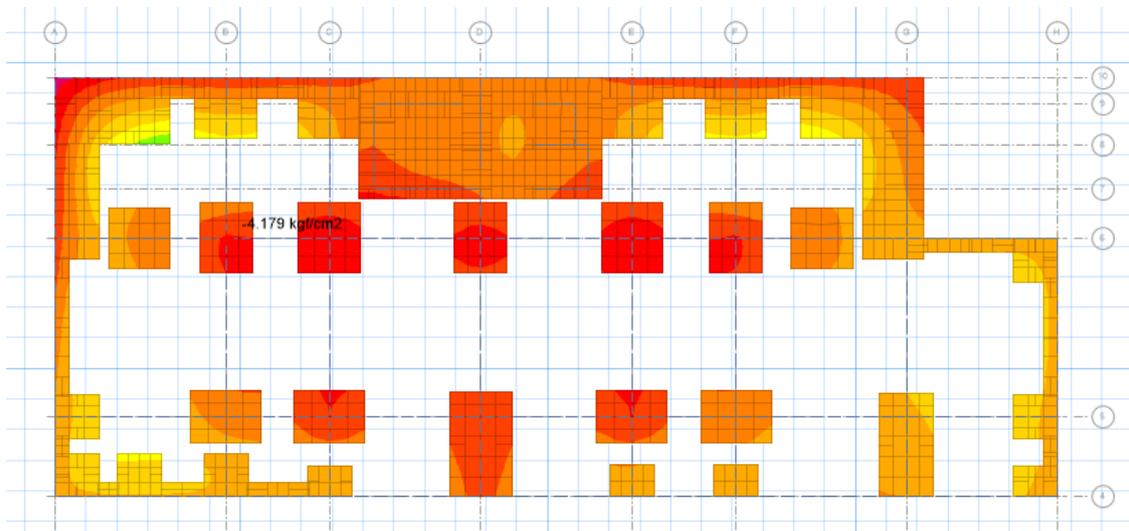


Figura 5.44. Representación de capacidad portante de zapatas.

10.1.2. CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO

Para realizar el chequeo por punzonamiento debemos que tener en cuenta la profundidad de cimentación que en este caso tiene un valor $H_z = 0.80 \text{ m}$ y el recubrimiento que en este caso consideraremos 8 cm .

$$A_o = (b + (H_z - r)) \cdot (t + (H_z - r)) \quad (5.39)$$

$$B_o = 2(b + (H_z - r)) + 2(t + (H_z - r)) \quad (5.40)$$

donde

b : base de columna.

t : largo de columna.

$$\rightarrow A_o = (40 + (80 - 8)) \cdot (80 + (80 - 8))$$

$$A_o = 17024 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow B_o = 2(40 + (80 - 8)) + 2(80 + (80 - 8))$$

$$B_o = 528 \text{ cm}$$

$$\rightarrow B_t = \frac{0.8}{0.4} = 2$$

Además, se tiene que cumplir que:

$$\phi V_c = \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{B_t} \right) B_o d \sqrt{f'_c} \quad (5.41)$$

$$V_u = \sigma_u (A_z - A_o) \quad (5.42)$$

Donde: $\phi V_c > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse.

$$\rightarrow \phi V_c = 0.85 \cdot \left(0.53 + \frac{1.1}{2} \right) \cdot 528 \cdot 72 \cdot \sqrt{210}$$

$$\phi V_c = 636152.426 \text{ kgf} = 636.152 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u = 5.509 ((300 \cdot 400) - 17024)$$

$$V_u = 567294.784 \text{ kgf} = 567.295 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \mathbf{636.152 \text{ ton} > 567.295 \text{ ton} \rightarrow \mathbf{CUMPLE}}$$

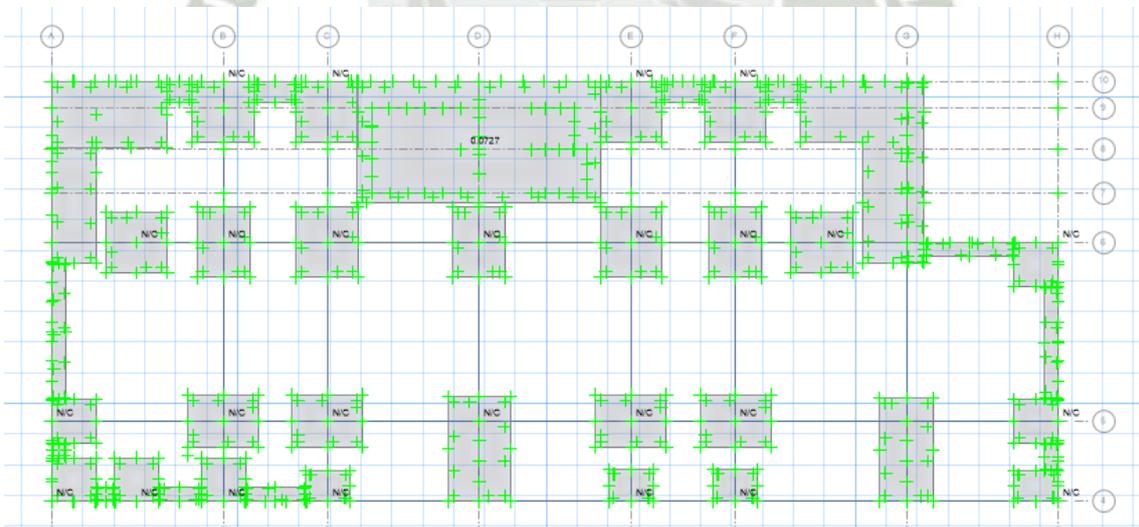


Figura 5.45. Representación del chequeo por punzonamiento.

10.1.3. CHEQUEO POR CORTANTE

Al igual que el chequeo por punzonamiento se tiene que comparar el V_u y el V_c , por lo tanto se debe de cumplir que $\phi V_c > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse.

$$m = \frac{L_z - t}{2} \quad (5.43)$$

$$n = \frac{B_z - b}{2} \quad (5.44)$$

donde

L_z : largo de la zapata.

B_z : base de la zapata.

$$\rightarrow m = \frac{400 - 80}{2} = 160 \text{ cm}$$

$$\rightarrow n = \frac{300 - 40}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$V_u = \sigma_u(m - d)L_z \quad (5.45)$$

$$V_u = \sigma_u(n - d)B_z \quad (5.46)$$

donde

d : $H_z - 8 = 80 - 2 = 72 \text{ cm}$

$$\rightarrow V_u = 5.509 (160 - 72)400$$

$$V_u = 171001.6 \text{ kgf} = 171.0 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u = 5.509 (130 - 72)300$$

$$V_u = 95856.6 \text{ kgf} = 95.857 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53\sqrt{f'_c} \cdot d \cdot L_z \quad (5.47)$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53\sqrt{f'_c} \cdot d \cdot B_z \quad (5.48)$$

donde

$$\phi = 0.85$$

$$\rightarrow \phi V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 72 \cdot 400$$

$$\phi V_C = 188016.918 \text{ kgf} = 188.017 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \phi V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 72 \cdot 300$$

$$\phi V_C = 141012.689 \text{ kgf} = 141.012 \text{ ton}$$

Por lo tanto

$$\rightarrow 188.017 \text{ ton} > 171.0 \text{ ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\rightarrow 141.012 \text{ ton} > 95.857 \text{ ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

10.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo. Por lo tanto

$$M_{u1} = \frac{\sigma_u \cdot m^2 \cdot 1.00}{2} \quad (5.49)$$

$$M_{u2} = \frac{\sigma_u \cdot n^2 \cdot 1.00}{2} \quad (5.50)$$

$$\rightarrow M_{u1} = \frac{55.09 \cdot 1.60^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_{u1} = 70.515 \text{ ton/m}$$

$$\rightarrow M_{u2} = \frac{55.09 \cdot 1.30^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_{u2} = 46.551 \text{ ton/m}$$

$$K_{u1} = \frac{M_{u1}^2}{1.00 \cdot d^2} \quad (5.51)$$

$$K_{u2} = \frac{M_{u2}^2}{100 \cdot d^2} \quad (5.52)$$

$$\rightarrow K_{u1} = \frac{70.515 \cdot 10^5}{100 \cdot 72^2}$$

$$K_{u1} = 13.602$$

$$\rightarrow K_{u2} = \frac{46.551 \cdot 10^5}{100 \cdot 72^2}$$

$$K_{u1} = 8.98$$

Por lo tanto, la cuantía mínima para zapatas $\rho_{min} = 0.0018$

$$As_{min} = \rho \cdot d \cdot 100 \tag{5.53}$$

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 72 \cdot 100$$

$$As_{min} = 12.96 \text{ cm}^2$$

FLEXIÓN		ESFUER. SUELO		1"	5.1	$\rho=$	0.0018			
Mu (Kg.m)	As (cm2)	q1	q2	1/2"	1.29	b=	100			
(x ml de B)	(x ml de B)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	5/8"	2					
				3/4"	2.84					
						S	ρ minima	Nº varillas	S final	
70515	27.11	2.69	2.65	25150	10244	13.556	0.074	12.96	40.668	0.073
46551	17.61	2.69	2.65	25150	10244	8.806	0.114	12.96	35.223	0.083
250993	113.18	5.25	5.25	-1257248	114931	39.850	0.025	12.96	199.252	0.025
47750	18.08	5.25	5.25	-1257248	114931	6.366	0.157	12.96	47.427	0.104
62748	24.00	1.22	1.22	1266035	213308	8.450	0.118	12.96	47.742	0.118
68202	26.18	1.22	1.22	1266035	213308	9.219	0.108	12.96	68.679	0.082
32837	12.31	4.81	4.81	717369	86274	4.336	0.231	12.96	35.336	0.226
68202	26.18	4.81	4.81	717369	86274	9.219	0.108	12.96	75.132	0.098
109192	43.17	73.00	73.00	-13376977	-3318178	8.464	0.118	12.96	32.588	0.117

Tabla N°82: Tabla que representa la cantidad de acero y espaciamiento de zapatas.

Después de realizar el cálculo, se tuvo una separación de $\emptyset 3/4'' @ 0.075$ para $L = 400$ cm y de $\emptyset 3/4'' @ 0.10$ para $L = 300$ cm según como se puede observar en la Tabla N°82.

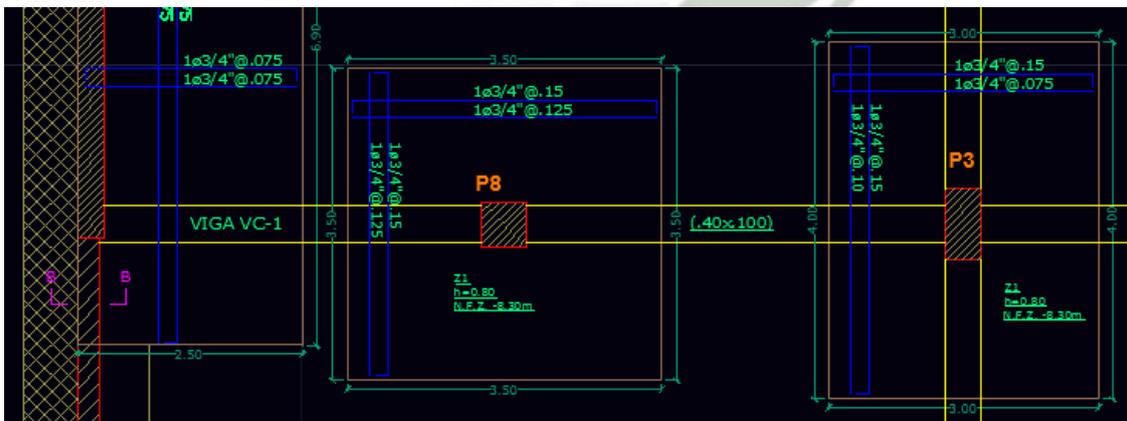


Figura 5.46. Detalle de acero de zapatas conectadas en AUTOCAD.

10.2. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN

Las vigas de cimentación son aquellas que se encargan de unir zapatas mayormente para contrarrestar la excentricidad obtenida en las zapatas colindantes y de integrar en forma lineal la cimentación de varias columnas o placas.

Se diseñará la viga de cimentación del eje 2 que tiene una sección de 0.40 x 1.00 m. El diseño de acero longitudinal y el acero de estribaje se realizará de igual manera que una viga común. Las combinaciones a utilizar se utilizan las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

10.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la expresión (5.4)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

donde

d : ($d = h - 6$ cm) para vigas peraltadas.

b : base o ancho de viga.

Se debe de cumplir mediante la ecuación (5.9) que

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f'_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

donde

ϕ : Factor de seguridad para flexión, igual a 0.90.

f'_y : esfuerzo de fluencia del acero= 4200 kgf/cm².

Como se mencionó anteriormente el acero mínimo de vigas calculado mediante la ecuación (5.10) es

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f'_y} \cdot b_w \cdot d$$

10.2.1.1. Envolvente de momentos:

La envolvente de momentos es el resultado de las combinaciones de carga muerta, viva y de sismo nombradas anteriormente.

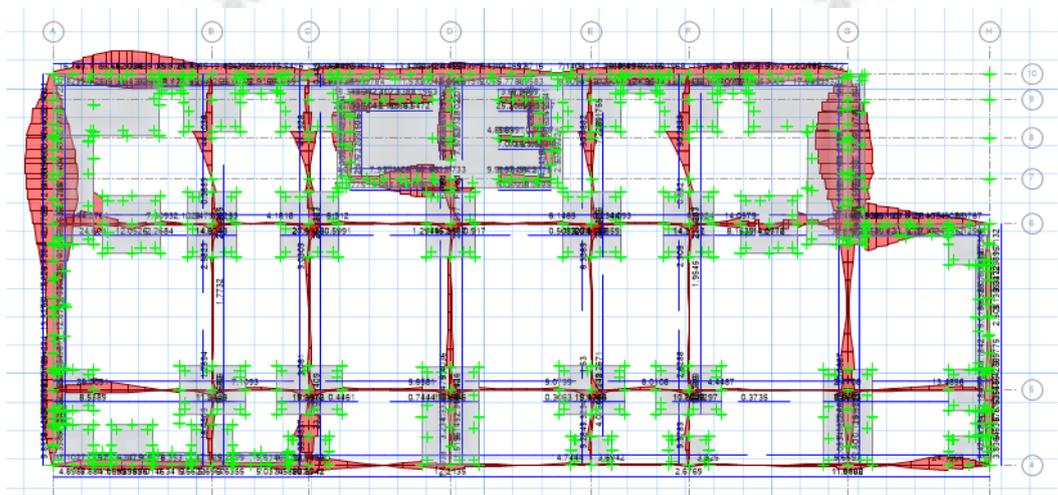


Figura 5.47. Gráfico de envolvente de momentos de vigas de cimentación.

Por lo que la viga tiene una sección de 40 cm de base se colocará como mínimo 3 \emptyset 1" que corran a lo largo de toda la viga.

Se tiene un área de acero = 44.5 cm²

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	94.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	9.08	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	100.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	45.63		A_s (máx) =	59.93	cm ²
1"	9.00		$M_u = \phi M'u =$	138,984	Kgf.m
3/4"					
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°83: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 45.63 cm² resiste un momento de $M_u = 138.984$ ton · m, que equivale a 9 ϕ 1" varillas.

Se tiene un área de acero = 24.604 cm²

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	94.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	9.08	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	100.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	25.35		A_s (máx) =	59.93	cm ²
1"	5.00		$M_u = \phi M'u =$	82,929	Kgf.m
3/4"					
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°84: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 25.35 cm² resiste un momento de $M_u = 82.929$ ton · m, que equivale a 5 ϕ 1" varillas.

Se tiene un área de acero = 14.624 cm²

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00	$d =$	94.00	cm	
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00	A_s (min) =	9.08	cm ²	
B (cm) =	40.00	$\rho_b =$	0.0213		
T (cm) =	100.00	ρ (min) =	0.0024		
recub.(cm) =	6.00	ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159		
A_s (cm ²) =	15.21	A_s (máx) =	59.93	cm ²	
1"	3.00	$M_u = \phi M'_u =$	51,472	Kgf.m	
3/4"					
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°85: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 15.21 cm² resiste un momento de $M_u = 51.472 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 3 \emptyset 1" varillas.

10.2.2. DISEÑO POR CORTE

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la fórmula (5.11)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

La contribución del concreto V_c está dada por la ecuación (5.12)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas.

10.2.2.1. Espaciamiento de estribos:

Para la separación de estribos, deberá cumplir con la formula (5.13)

$$S = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$$

Anteriormente se nombró los espaciamentos mínimos según la norma E.060.

10.2.2.2. Fuerzas cortantes:

Para la viga elegida se tiene la siguiente fuerza cortante



Figura 5.48. Gráfico de cortantes de las vigas de cimentación.

Para este caso se tendrás un espaciamiento

VIGAS			
ZONA DE CONFINAMIENTO		DIAMETRO	
	1"	2.54	
	3/4"	1.905	
	5/8"	1.5875	
	1/2"	1.27	
	3/8"	0.9525	
So		Lo	
EL MENOR DE	94	IGUAL A	100
d/4	23.5	2*h	200
8*D (mas pequeño)	15.24		
24*D.Estribo	22.86		
30cm			
ZONA DE NO CONFINAMIENTO			
0.5*d	47		

Tabla N°86: Tabla que representa la separación de estribos (S) de la zona confinada y la zona no confinada.

Después de realizar el análisis, para la zona confinada se tendrá una separación de 15 cm y para la zona no confinada una separación de 25 cm.

$\varnothing \frac{3}{8}$ " : 1@. 5 cm, 14@. 15 cm, 6@. 20 cm, Rto. @25 cm

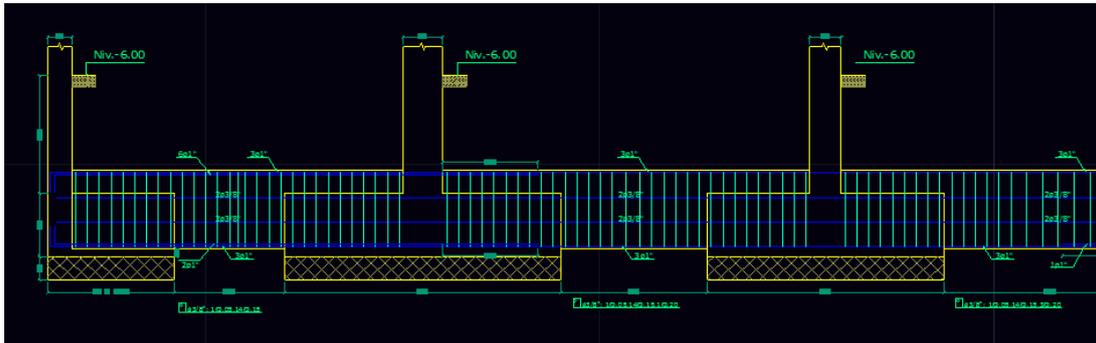


Figura 5.49. Detalle de acero de vigas de cimentación.

10.3. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Las losas de cimentación se encuentran clasificadas en las zapatas combinadas. Son aquellas que pueden soportar 2 o más columnas o placas al mismo tiempo, por lo tanto, estas se emplean cuando las columnas adyacentes se encuentran muy cercanas o cuando su capacidad portante es baja de modo que se hacen necesarias grandes áreas de contacto. Como resultado, estas zapatas se interponen entre sí y forman de esta manera zapatas combinadas o losas de cimentación.

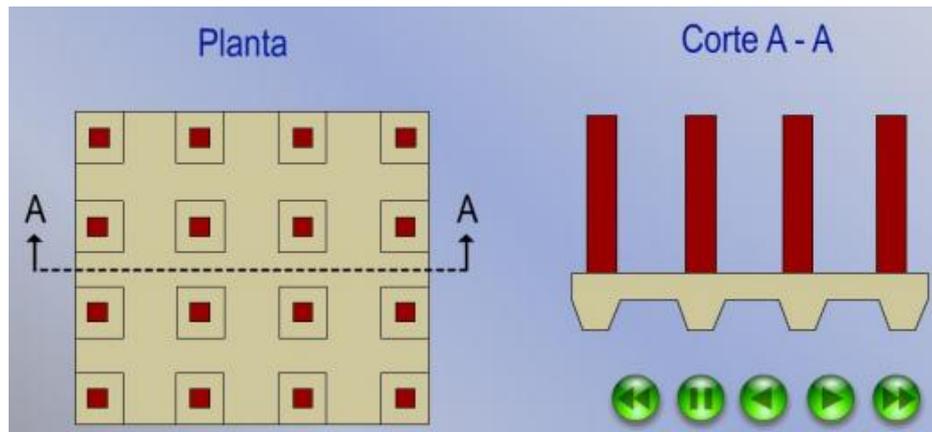


Figura 5.50. Detalle de zapata combinada o losa de cimentación.

Se realizará el diseño de la losa de cimentación del eje 1D, que está formado por 3 placas, cada una de las cuales tiene P_{cm} , P_{cv} y P_{cs} además de los momentos existentes M_{cm} , M_{cv} y M_{cs} .

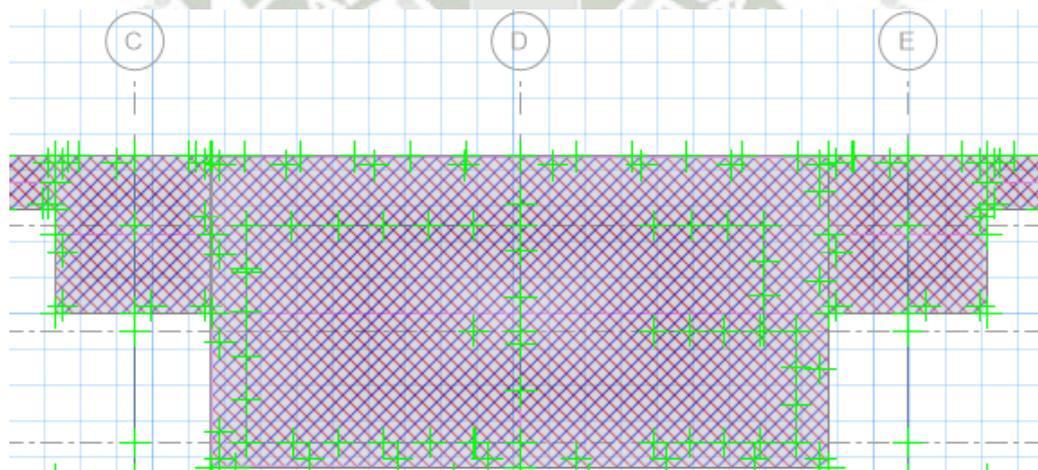


Figura 5.51. Losa de cimentación en SAFE.

10.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Para el pre dimensionamiento de la losa de cimentación se hallará primero la fuerza resultante de la zapata y a realizar el chequeo por capacidad portante del suelo. Supondremos el valor de $B = 14.45$ m y $L = 7.45$ m aproximadamente.

COL.	P		M			COLUMNA		Suelo					
	Carga Vertical		Momento			e			Sección	Peso Zap	B	L	f _c
	P	P _u	M	M _u	M / P	b	t	qa					
(Kg)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)	(cm)	(cm)	(cm)	(Kg/cm ²)	(Kg)	(cm)	(cm)	(Kg/cm ²)	(cm)	
EJE X													
D - 1	130,370	195,555	13,113	15,736	0.1	30	540	5.47	71,520	500	745	210	80
	130,370	195,555	13,113	15,736	0.1	30	540	5.47	71,520	500	745	210	80
D - 1b	34,266	51,398	53,800	64,560	1.3	330	500	5.47	80,818	565	745	210	80
	34,266	51,398	53,800	64,560	1.3	330	500	5.47	80,818	565	745	210	80
D - 1a	194,608	291,912	6,205	7,446	0.0	645	500	5.47	116,578	815	745	210	80
	194,608	291,912	6,205	7,446	0.0	645	500	5.47	116,578	815	745	210	80

Tabla N°87: Tabla que representa momentos y fuerzas de las zapatas a diseñar y las dimensiones de estas.

	P _{cm} (kgf)	P _{cv} (kgf)	P _{sx} (kgf)	P _{sy} (kgf)	PT (kgf)	R (kgf)
P1	41334.95	4627.48	89502	149593.18	45962.43	
P2	57360.65	7666.37	226885.32	144044.7	65027.02	
P3	20798.2	2147.58	28452.52	101.06	22945.78	133935.23
	M _{cm} (kgf/cm)	M _{cv} (kgf/cm)	M _x (kgf/cm)	M _y (kgf/cm)	M _x (kgf/cm)	M _y (kgf/cm)
P1	38.53	17.55	40480.08	1280.35		
P2	40.07	63.04	61607.27	46779.05		
P3	14280.84	1815.33	21048.46	19060.88	123135.81	67120.28

Tabla N°88: Tabla que representa las fuerzas y momentos de CM, CV Y CS.

- Fuerza resultante (R):**

Como se puede observar en la Tabla N°87 la fuerza resultante de las 3 zapatas, el momento X y el momento Y son:

$$\rightarrow R = P_{cm} + P_{cv} = 133.935 \text{ ton}$$

$$\rightarrow M_x = 123135.81 \text{ kgf. cm}$$

$$\rightarrow M_y = 67120.28 \text{ kgf. cm}$$

- Momentos de inercia (I_x, I_y):**

$$I_x = \frac{BL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{14.45 \cdot 7.45^3}{12} = 66.834 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{LB^3}{12}$$

$$I_y = \frac{7.45 \cdot 14.45^3}{12} = 129.631 \text{ m}^2$$

- **Excentricidades (e_x , e_y):**

Para hallar la distancia “X” y “Y” de la ubicación de la fuerza resultante se realiza sumatoria de momentos.

$$\rightarrow \sum M_{ox} = 0$$

$$45962.43 \cdot 7.225 + 65027.02 \cdot 1 + 22945.78 \cdot 12.85 = 133935.23 \cdot x$$

$$\rightarrow x = 5.166 \text{ m}$$

$$\rightarrow \sum M_{oy} = 0$$

$$45962.43 \cdot 4.75 + 65027.02 \cdot 3.7 + 22945.78 \cdot 3.6 = 133.935 \cdot y$$

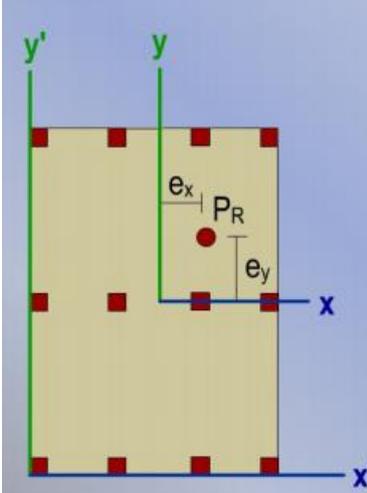
$$\rightarrow y = 4.043 \text{ m}$$

$$e_x = x - \frac{B}{2}$$

$$e_x = 5.166 - \frac{14.45}{2} = -2.059 \text{ m}$$

$$e_y = y - \frac{L}{2}$$

$$e_y = 4.043 - \frac{7.45}{2} = 0.318 \text{ m}$$



Excentricidades

$$x' = \frac{P_1x'_1 + P_2x'_2 + P_3x'_3 + \dots}{P_R}$$

$$e_x = x' - B/2$$

$$y' = \frac{P_{1y}'_1 + P_{2y}'_2 + P_{3y}'_3 + \dots}{P_R}$$

$$e_y = y' - L/2$$

Figura 5.52. Excentricidades en la losa de cimentación.

- **Momentos (M_x , M_y):**

$$M_x = R \cdot e_x$$

$$M_x = 275772.639 \text{ kgf. m}$$

$$M_y = R \cdot e_y$$

$$M_y = 42591.403 \text{ kgf. m}$$

Para el momento final se sumarán los momentos:

$$M_x = 275772.639 + 123135.8$$

$$\rightarrow M_x = 398908.449 \text{ kgf. m}$$

$$M_y = 42591.403 + 67120.28$$

$$\rightarrow M_y = 165727.213 \text{ kgf. m}$$

- **Determinación de presiones (σ):**

Por lo tanto, la presión se calculará mediante la ecuación

$$\sigma = \frac{P}{A} \mp \frac{M_y \cdot x}{I_y} \mp \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad (5.54)$$

donde

A= Área de la losa.

X= distancia del centro geométrico al punto en dirección X.

Y= distancia del centro geométrico al punto en dirección Y.

R= carga resultante.

$$1^\circ \rightarrow \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y \cdot x}{I_y} + \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

$$2^\circ \rightarrow \sigma = \frac{P}{A} - \frac{M_y \cdot x}{I_y} - \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

$$3^{\circ} \rightarrow \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y \cdot x}{I_y} - \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

$$4^{\circ} \rightarrow \sigma = \frac{P}{A} - \frac{M_y \cdot x}{I_y} + \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

R=	133935.23	kgf
x=	5.16636922	m
y=	4.043195539	m
A=	107.6525	m ²
Mx=	398908.4486	kgf/m
My=	165727.2131	kgf/m
Ix=	66.834	m ⁴
Iy=	129.631	m ⁴

1°	31.98150785	ton/m ²
2°	-29.4932195	ton/m ²
3°	-16.2832933	ton/m ²
4°	18.77158163	ton/m ²

Tabla N°89: Tabla que representa la capacidad portante obtenida para los 4 casos.

Según los resultados obtenidos tenemos

Para 1°: → 31.981 < 54.7 ton/m² → **CUMPLE**

Para 2°: → -29.493 < 54.7 ton/m² → **CUMPLE**

Para 3°: → -16.283 < 54.7 ton/m² → **CUMPLE**

Para 4°: → 18.771 < 54.7 ton/m² → **CUMPLE**

10.3.2. CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO

Para el chequeo se tiene que elegir la columna o placa con mayor carga y que cumpla con las formulas mencionadas anteriormente.

Se debe cumplir que, $\emptyset V_c > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse.

COL.	P		M			COLUMNA		Suelo									PUNZONA.					
	Carga Vertical		Momento		e	Sección			qa	Peso Zap	B	L	fc	H	Recubri.	Ao	bo	Vu	Vc			
	P	Pu	M	Mu	M / P	b	t													(Kg)	(Kg)	(Kg.m)
EJE X																						
D - 1	130,370	195,555	13,113	15,736	0.1	30	540	5.47	71,520	500	745	210	80	8	62424	1428	2441755	1184507				
	130,370	195,555	13,113	15,736	0.1	30	540	5.47	71,520	500	745	210	80	8	62424	1428	2441755	1184507				
D - 1b	34,266	51,398	53,800	64,560	1.3	330	500	5.47	80,818	565	745	210	80	8	229944	1948	349805	1615840				
	34,266	51,398	53,800	64,560	1.3	330	500	5.47	80,818	565	745	210	80	8	229944	1948	349805	1615840				
D - 1a	194,608	291,912	6,205	7,446	0.0	645	500	5.47	116,578	815	745	210	80	8	410124	2578	1421047	2138416				
	194,608	291,912	6,205	7,446	0.0	645	500	5.47	116,578	815	745	210	80	8	410124	2578	1421047	2138416				

Tabla N°90: Tabla que representa el chequeo por punzonamiento.

10.3.3. CHEQUEO POR CORTANTE

Para el chequeo se elige el cortante V_u mayor del diagrama de fuerzas cortantes y se debe de cumplir con las formulas mencionadas anteriormente.

Se debe cumplir que, $\phi V_c > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse.

El V_u se representa en el diseño por flexión en la figura N°1.74. Por lo tanto, el valor a elegir es

$$\rightarrow V_u = 11728 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot b_w \quad (5.55)$$

donde $b_w = 100 \text{ cm}$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 72 \cdot 100$$

$$\phi V_c = 47004.23 \text{ kgf}$$

$$\rightarrow 47004.23 \text{ kgf} > 11728 \text{ kgf} \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

10.3.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se tienen que hallar los momentos, pero primero se debe de hallar W_u .

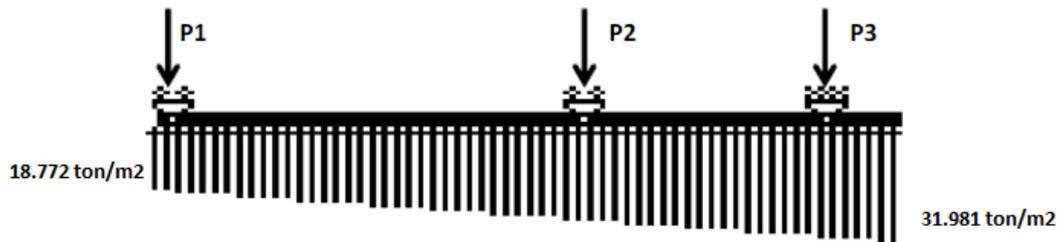


Figura 5.53. Representación gráfica de la losa de cimentación.

El valor del W_u es variable debido a las presiones del suelo. Por lo tanto, la cuantía mínima es calculada por la ecuación (5.53) para zapatas $\rho_{min} = 0.0018$.

$$As_{min} = \rho \cdot d \cdot 100$$

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 72 \cdot 100$$

$$As_{min} = 12.96 \text{ cm}^2$$

Al tener el valor de W_u y la fuerza aplicadas en cada una de las zapatas, tenemos el siguiente diagrama de fuerzas cortante y de momentos

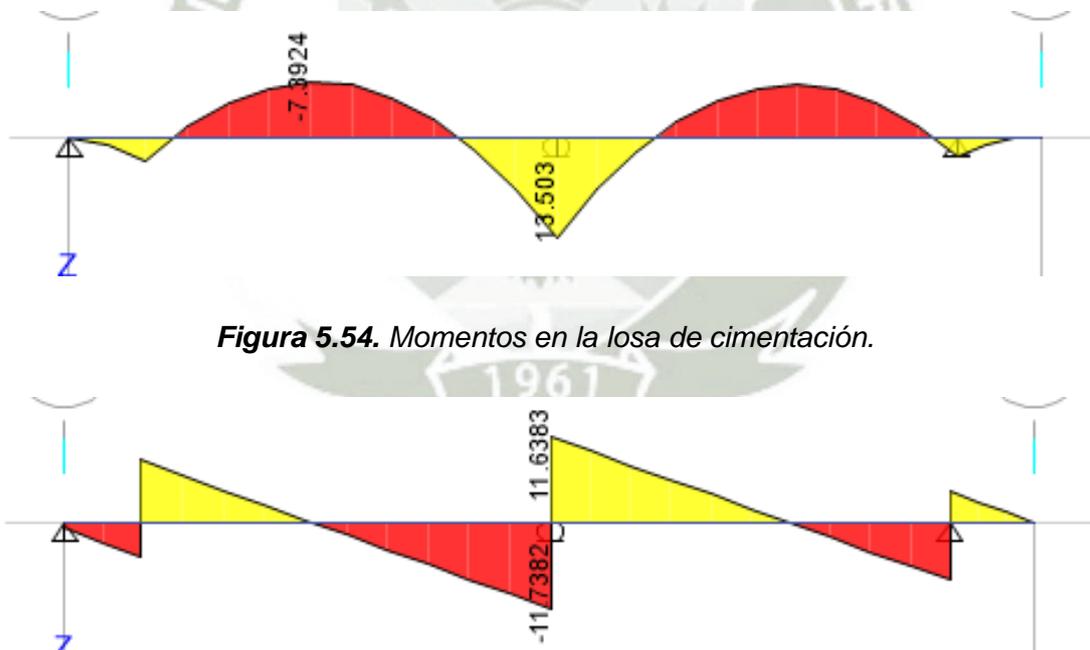


Figura 5.54. Momentos en la losa de cimentación.

Figura 5.55. Fuerzas cortantes en la losa de cimentación.

Según los momentos obtenidos, se procedió a hacer el cálculo del área de acero y la separación (S) entre estos.

FLEXIÓN			1"	5.1	$\rho =$	0.0018		
			1/2"	1.29	b =	100		
Mu (Kg.m)	As (cm ²)		5/8"	2				
(x ml de B)	(x ml de B)		3/4"	2.84				
					S	ρ mínima	Nº varillas	S final
135030	54.47	-306613	393327	19.179	0.052	12.96	393.525	0.037
71105	27.35	-306613	393327	9.630	0.104	12.96	197.602	0.073
30262	11.33	-1578725	559121	3.989	0.251	12.96	81.853	0.176
70283	27.02	-1578725	559121	9.513	0.105	12.96	195.207	0.074

Tabla N°91: Tabla que representa el diseño por flexión, As y la separación (S).

Como se puede observar en la Tabla N°91, la separación mínima $\emptyset 3/4'' @0.075$ para el acero positivo y negativo. Por lo tanto, la sección final de la losa de cimentación sería:

- $B = 14.45$ m
- $L = 7.45$ m
- Refuerzo de acero de $\emptyset 3/4'' @0.075$ para el acero positivo y negativo.

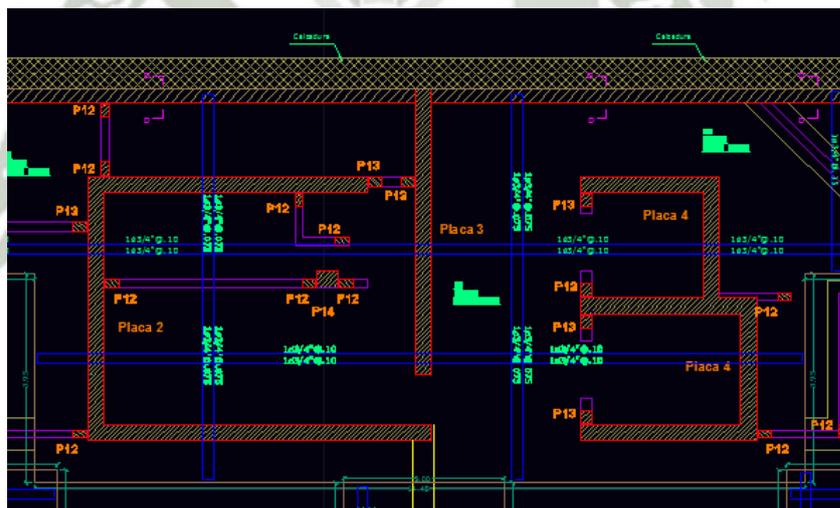


Figura 5.56. Detalle de acero de losa de cimentación en AUTOCAD.

11. DISEÑO DE MUROS DE SOTANO

Los muros de sótano llevan diferencias considerables con los muros de contención. Estos reciben cargas verticales, generalmente transmitidas por los pilares de la estructura y cargas horizontales producidas por el empuje de tierras.

Además, el muro no trabaja como ménsula, sino que se enlaza al forjado de planta baja.

11.1. DISEÑO DE ZAPATA

Para el diseño, primeramente según las cargas muertas, vivas y de sismo se hallará la dimensión de la zapata. Tenemos los siguientes datos:

- ✓ $P_{cm} = 21.7196 \text{ ton}$
- ✓ $P_{cv} = 3.707 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csx} = 3.741 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csy} = 4.378 \text{ ton}$
- ✓ $M_{cm} = M_{cv} = 0.0 \text{ ton.m}$
- ✓ $M_{csx} = 0.0 \text{ ton.m}$
- ✓ $M_{csy} = 0.0 \text{ ton.m}$
- ✓ $H_z = 60 \text{ cm}$
- ✓ $\sigma = 5.47 \text{ kgf/cm}^2 = 54.7 \text{ ton/m}^2$
- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $\phi = 0.85$
- ✓ $k = (\text{factor de amplificación del área}) = 1.1$

11.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA

La cimentación debe ser proporcional a las dimensiones de la zapata, por lo tanto utilizando la ecuación (5.37) se tiene

$$A_z = k \frac{(P_{cm} + P_{cv})}{qadm}$$

$$A_z = 1.1 \frac{(21.7196 + 3.707)}{54.7}$$

$$A_z = 0.511 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B = 0.715 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$$

- **Primera verificación:**

$$P = P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}$$

$$P = 21.7196 + 3.707 + 70.384$$

$$P = 95.811 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{0}{95.811} = 0$$

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$e \leq \frac{0.8}{6} = 0 \leq 0.13 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- **Segunda verificación:**

Para esta verificación se utilizarán las cargas últimas y las combinaciones de carga mediante las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Para el peso propio de la zapata (PP_z), tenemos

$$\rightarrow PP_z = 1.5(0.8)(2.4)(0.6) = 1.728 \text{ ton}$$

Por lo cual, debe de cumplir con la expresión (5.38)

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{P}{A} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_{comp} = 1.33 \cdot \sigma > \sigma_{max}/\sigma_{min}$$

Para la 1ª combinación:

$$P_u = 1.4(21.7196 + 1.728) + 1.7(3.707)$$

$$P_u = 39.129 \text{ ton}$$

$$M_u = 0 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{max}/\sigma_{min} = \frac{39.129}{(0.8)(1.5)} \left(1 \mp \frac{6(0)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 32.607 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 32.607 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 2ª combinación:

$$P_u = 1.25(21.7196 + 1.728 + 3.707) + 4.378$$

$$P_u = 38.321 \text{ ton}$$

$$M_u = 0 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{max}/\sigma_{min} = \frac{38.321}{(0.8)(1.5)} \left(1 \mp \frac{6(0)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 31.934 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 31.934 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 3ª combinación:

$$P_u = 1.25(21.7196 + 1.728 + 3.707) - 4.378$$

$$P_u = 29.565 \text{ ton}$$

$$M_u = 0 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{max}/\sigma_{min} = \frac{29.565}{(0.8)(1.5)} \left(1 \mp \frac{6(0)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 24.638 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 24.638 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 4ª combinación:

$$P_u = 0.9(21.7196 + 1.728) + 4.378$$

$$P_u = 25.481 \text{ ton}$$

$$M_u = 0 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{max}/\sigma_{min} = \frac{25.481}{(0.8)(1.5)} \left(1 \mp \frac{6(0)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 21.234 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 21.234 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 5ª combinación:

$$P_u = 0.9(21.7196 + 1.728) - 4.378$$

$$P_u = 16.725 \text{ ton}$$

$$M_u = 0 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{max}/\sigma_{min} = \frac{16.725}{(0.8)(1.5)} \left(1 \mp \frac{6(0)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 13.937 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 13.937 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

11.1.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo. Por lo tanto utilizando las ecuaciones (5.49), (5.51) y (5.53) tenemos

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot m^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$\rightarrow M_u = \frac{32.607 \cdot 0.275^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_u = 1.233 \text{ ton/m}$$

$$K_u = \frac{M_u^2}{1.00 \cdot d^2}$$

$$\rightarrow K_u = \frac{1.233 \cdot 10^5}{100 \cdot 52^2}$$

$$K_u = 0.456$$

→ Por lo tanto, la cuantía mínima para zapatas $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_{s_{min}} = \rho \cdot d \cdot 100$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 52 \cdot 100$$

$$A_{s_{min}} = 9.36 \text{ cm}^2$$

Al ver que el área de acero es menor que la cuantía mínima se colocó una separación de $\emptyset 5/8'' @0.20$.

11.2. DISEÑO DE PANTALLA

Para hacer el diseño de la pantalla se tiene que hallar la fuerza del empuje del suelo. Además, se tiene que verificar que las dimensiones del muro cumplan con 3 hipótesis y con la estabilidad de capacidad de carga. [12]

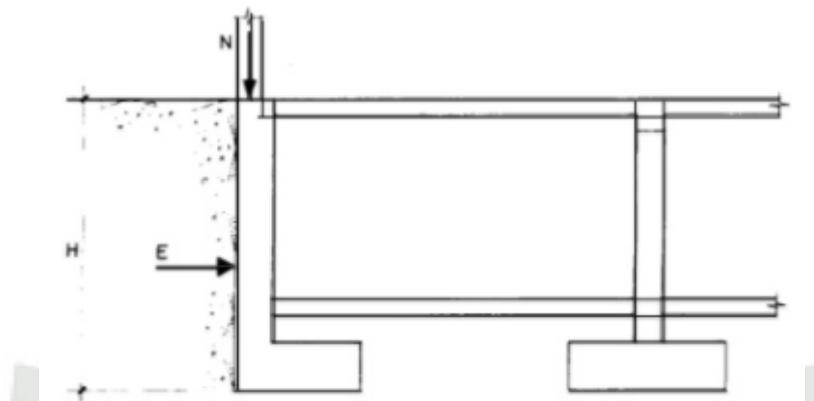


Figura 5.57. Representación de muro de sótano.

Para el diseño, se tienen los datos

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $\phi = 30^\circ$
- ✓ $\mu = 1$
- ✓ $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$
- ✓ $q_{adm} = 5.47 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $H_m = 8.30 \text{ m}$
- ✓ $s_c = 0.50 \text{ ton/m}^2$
- ✓ $h_r = 1.60 \text{ m}$
- ✓ $h_z = 1.00$
- ✓ $t = 0.25 \text{ m}$
- ✓ $Base = 1.60 \text{ m}$
- ✓ $Pie = 1.35 \text{ m}$

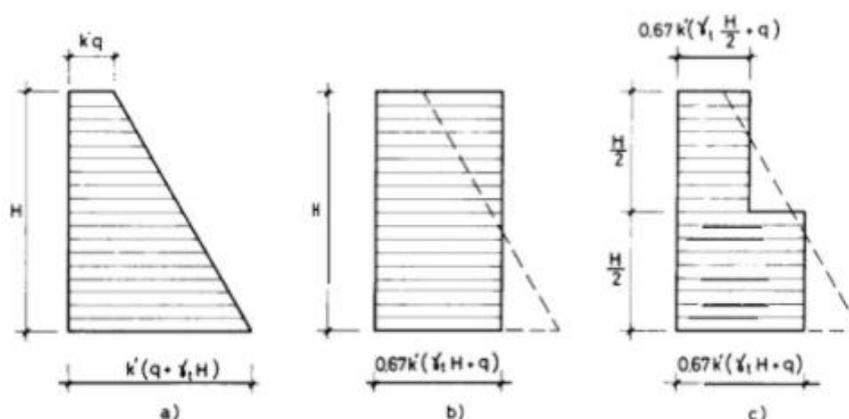


Figura 5.58. Representación de la fuerza de empuje del suelo para muros de sótano.

Se determina el empuje Activo, Pasivo y el valor de la resultante (E_a) de la forma

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = 0.333$$

$$K_b = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = 3$$

Como es el caso de 2 sótanos, según la figura 5.58, la carga distribuida (W) es rectangular. Por lo tanto se tendrá 2 cargas y 2 empujes del suelo:

$$W_1 = 0.67 \cdot K_a \left(\delta \cdot \frac{H_m}{2} + q \right) = 1.668 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = 0.67 \cdot K_a (\delta \cdot H_m + q) = 3.337 \text{ ton/m}$$

$$Ea_1 = W_1 \cdot \frac{H_m}{2} = 5.005 \text{ ton}$$

$$Ea_2 = W_2 \cdot \frac{H_m}{2} = 10.01 \text{ ton}$$

En principio, se deben de realizar 3 hipótesis: [12]

- a) No se produce empuje y las cargas verticales alcanzan un valor máximo ΣN . Por lo tanto debe de verificarse:

$$\mu \Sigma N \geq C_{sd} \left(\frac{e \Sigma N}{H} \right) \quad (5.56)$$

donde

ΣN : sumatoria de las fuerzas normales (Peso del muro y de la zapata).

C_{sd} : Coeficiente de deslizamiento = 1.5

e : excentricidad.

H : altura del muro.

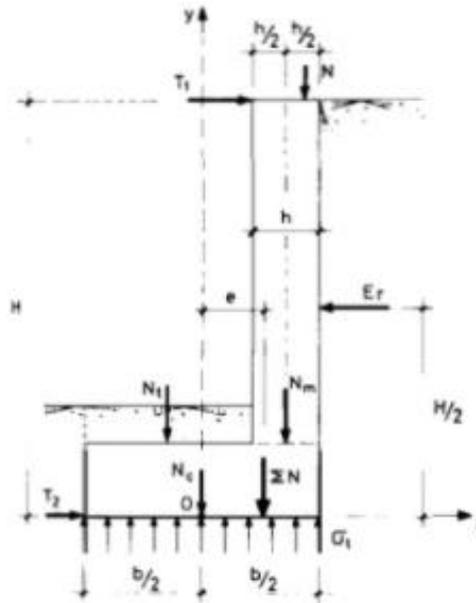


Figura 5.59. Fuerzas actuantes en muro de sótano.

Actuantes	Fuerza (ton)	Brazo(m)	Mto (ton/m)
Ea1	5.005	6.225	31.156
Ea2	10.010	2.075	20.770
Σ	15.01		57.67

Resistentes	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Mto (ton/m)
1	3.84	0.80	3.07
2	0.00	1.35	0.00
3	4.38	1.48	6.46
4	0.00	1.6	0.00
Diente	0.00	1.475	0.00
Rell	3.65	0.675	2.46
s/c	0.00	1.6	0.00
	11.87		11.99

Tabla N°92: Tabla que representa las fuerzas y momentos actuantes y resistentes.

$$e = \frac{1.6}{2} - \frac{11.99}{11.87} = 0.21m$$

$$11.87 \geq 1.5 \left(\frac{0.21 \cdot 11.87}{8.3} \right)$$

$$11.87 \geq 0.452 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- b) Se produce empuje, pero las cargas verticales alcanzan su valor mínimo $\Sigma N_{\text{mín.}}$.

$$\mu \Sigma N \geq C_{sd} \left(\frac{Ea}{2} - \frac{e \Sigma N_{\text{mín.}}}{H} \right) \quad (5.57)$$

donde

$\Sigma N_{\text{mín}}$: sumatoria de las fuerzas normales (Peso del muro y de la zapata).

C_{sd} : Coeficiente de deslizamiento = 1.5

e : excentricidad.

H : altura del muro.

Ea : empuje del suelo.

$$11.87 \geq 1.5 \left(\frac{15.01}{2} - \frac{0.21 \cdot 11.87}{8.3} \right)$$

$$11.87 \geq 10.809 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- c) Se produce empuje, pero las cargas verticales alcanzan su valor mínimo $\Sigma N_{\text{máx.}}$.

$$\mu \Sigma N \geq C_{sd} \left(-\frac{Ea}{2} - \frac{e \Sigma N_{\text{mín.}}}{H} \right) \quad (5.58)$$

donde

$\Sigma N_{\text{mín}}$: sumatoria de las fuerzas normales (Peso del muro y de la zapata).

C_{sd} : Coeficiente de deslizamiento = 1.5

e : excentricidad.

H : altura del muro.

Ea : empuje del suelo.

$$11.87 \geq 1.5 \left(-\frac{15.01}{2} - \frac{0.21 \cdot 11.87}{8.3} \right)$$

$$11.87 \geq 11.713 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la verificación de esfuerzos se debe cumplir que el q_{max} y $q_{\text{mín}}$ deben ser menores que el q_{adm} . Por lo tanto, se tiene:

$$\frac{q_{max}}{q_{min}} = \frac{\sum W}{B} \left(1 \mp \frac{6e}{B} \right) \quad (5.59)$$

$$\rightarrow q_{min} = \frac{11.87}{1.6} \left(1 - \frac{6(0.21)}{1.6} \right) = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow q_{max} = \frac{11.87}{1.6} \left(1 + \frac{6(0.21)}{1.6} \right) = 13.28 \text{ ton/m}^2$$

$$13.28 \text{ ton/m}^2 < 54.7 \text{ ton/m}^2 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

11.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de la pantalla tenemos que hallar el momento último en función al empuje del suelo. Cuando se tienen 2 o más sótanos, se tienen las losas de ambos niveles que se encuentran en sentido opuesto al empuje del suelo, por lo tanto, el muro de contención se modelará de la siguiente manera.

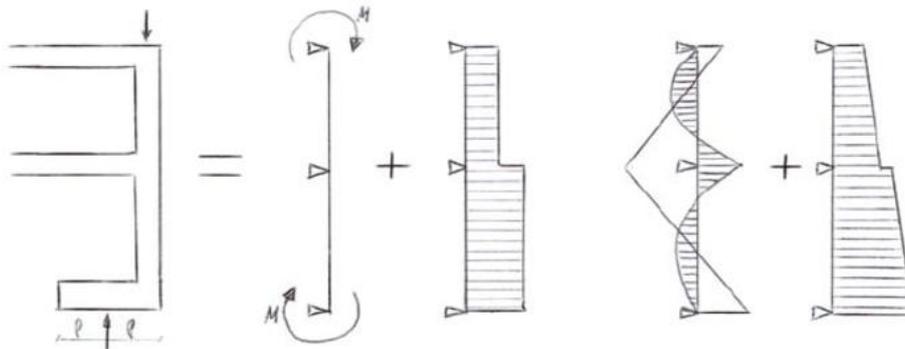


Figura 5.60. Modelo de muro de contención de 2 o más sótanos.

Como se observa en la Figura 1.76 se colocarán apoyos simples que reemplacen las losas de ambos niveles. La fuerza del empuje del suelo es:

$$E_a = \frac{\delta \cdot K_a \cdot (H_m - h_z)^2}{2}$$

$$E_a = \frac{1.8 \cdot 0.333 \cdot (8.30 - 0.80)^2}{2} = 16.88 \text{ ton}$$

Debido al empuje lateral del suelo, se utilizará la siguiente combinación

$$U = 1.4CM + 1.7EM \quad (5.60)$$

donde

EM : empuje del suelo.

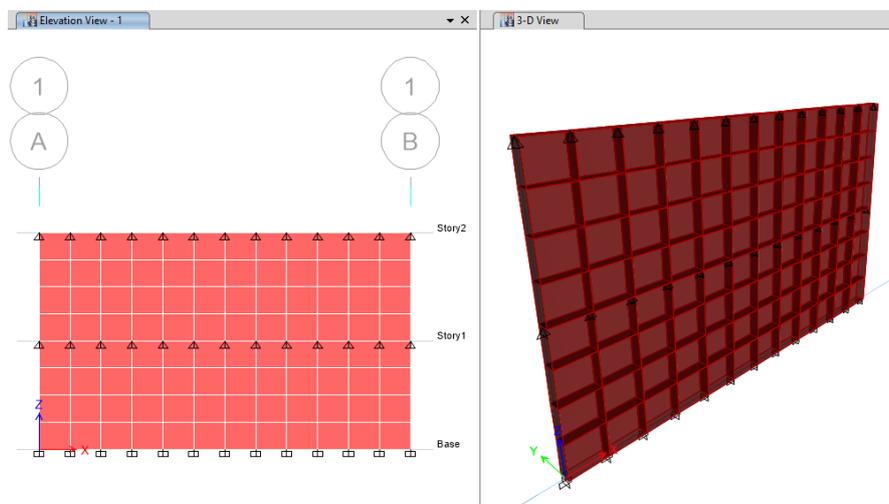


Figura 5.61. Modelo de muro de contención en ETABS.

Por lo tanto, se obtuvo el siguiente diagrama de momentos:

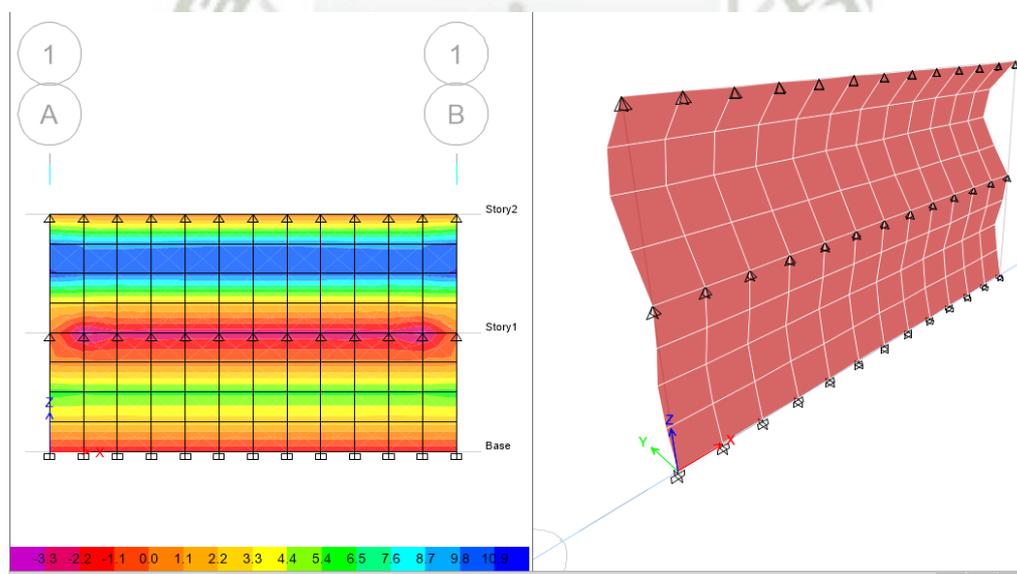


Figura 5.62. Diagrama de momentos y deformaciones del muro de contención.

Según ETABS se tuvo un momento máximo de 10.89 ton.m.

Mu =	10.89	ton.m
Ku=	22.49	
Asvmin=	3.75	cm ²
Asv =	12.23	cm ²
Ashmin =	6.25	cm ²

Tabla N°93: Tabla que representa el momento último y área de acero.

$$M_u = 10.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$K_u = \frac{10.89 \cdot 10^5}{100 \cdot (25 - 5)^2} = 22.49$$

Como se mencionó anteriormente el área de acero depende de la cuantía y se tienen los siguientes valores

$$A_{s_v} = 12.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{vmin}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{hmin}} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

- **Cara interior:**

Para el acero vertical se tiene:

Fierro	Area	Espaciamiento	
3/8"	0.71	5.80	5 cm
1/2"	1.29	10.55	10 cm
5/8"	1.99	16.27	16 cm
3/4"	2.85	23.30	23 cm
1"	5.07	41.45	41 cm
1 3/8"	10.06	82.25	82 cm

Tabla N°94: Tabla que representa el espaciamiento de acero.

Por lo tanto, se colocará varillas de $\emptyset 1/2''@10 \text{ cm}$.

Para el acero horizontal se coloca el acero mínimo, pero como son 2 caras éstas se dividen entre 2.

$$A_{sh} = 3.125 \text{ cm}^2$$

Fierro	Area	Espaciamiento	
3/8"	0.71	22.72	22 cm
1/2"	1.29	41.28	41 cm
5/8"	1.99	63.68	63 cm
3/4"	2.85	91.20	91 cm
1"	5.07	162.24	162 cm
1 3/8"	10.06	321.92	321 cm

Tabla N°95: Tabla que representa el espaciamiento de acero.

Por lo tanto, se colocará varillas de $\emptyset 3/8"@20$ cm.

- **Cara exterior:**

Para el acero vertical se tiene los $2/3 A_{sv}$

$$A_{sv} = 8.154 \text{ cm}^2$$

Fierro	Area	Espaciamiento	
3/8"	0.71	8.71	8 cm
1/2"	1.29	15.82	15 cm
5/8"	1.99	24.40	24 cm
3/4"	2.85	34.95	34 cm
1"	5.07	62.17	62 cm
1 3/8"	10.06	123.37	123 cm

Tabla N°96: Tabla que representa el espaciamiento de acero.

Por lo tanto, se colocará varillas de $\emptyset 1/2"@15$ cm.

Para el acero horizontal se coloca el acero mínimo, pero como son 2 caras éstas se dividen entre 2.

$$A_{sh} = 3.125 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará varillas de $\emptyset 3/8"@20$ cm.

11.2.2. DISEÑO POR CORTE:

Se debe cumplir que, $\emptyset V_c > V_u$, de caso contrario las dimensiones del muro tienen que aumentarse y tendría que colocarse estribos.

$$\phi V_C = \phi \cdot 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_C = \phi \cdot 0.53 \cdot 100 \cdot (25 - 5) \cdot \sqrt{210}/10$$

$$\phi V_C = 11.52 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.714 \text{ ton}$$

Entonces:

$$\phi V_C > V_u, 11.52 > 0.714 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

12. DISEÑO DE TABIQUERIA

Los muros de tabiquería se utilizan para separar diferentes ambientes y estos se colocan después del vaciado de techos. Los muros de tabiquería se colocan con una junta de separación sísmica la cual tiene un valor de 2.5 cm, ya que esta no actúa de la misma manera que toda la estructura.

Los muros o tabiques desconectados de la estructura principal serán diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en el capítulo correspondiente de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente.

El muro de tabiquería a diseñar se encuentre en el eje (1-2) y (F-G).

12.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO ADMISIBLE DE ALBAÑILERÍA

Según lo que indica la norma E.030, se tienen hallar las fuerzas sísmicas horizontales en el eje "X" y "Y". En este caso, se diseñará utilizando el método de los esfuerzos admisibles, por lo tanto se tiene

$$F = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right) \quad (5.61)$$

donde

a_i (m/s²) : aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación.

- g : aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²
 C_1 : coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente =2.0 (Muros y tabiques dentro de una edificación)
 P_e : Peso de la estructura (kgf).

Para el peso de la estructura se tiene la siguiente formula:

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w \quad (5.62)$$

Donde:

- γ_w : Peso específico del muro=1900 kgf/m³
 L_w : longitud del muro=1.5 m
 t_w : espesor del muro= 0.13 m
 h_w : altura del muro= 2.25 m

Por lo tanto, se tiene

$$P_e = 1900 \cdot (1.5) \cdot (0.13) \cdot (2.25)$$

$$P_e = 833.625 \text{ kgf}$$

Además, estas fuerzas horizontales no deben ser menores que:

$$F_{min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2} \quad (5.63)$$

Donde:

- Z : factor de zona obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 0.35
 U : factor de uso obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 1.0
 S : factor de suelo obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 1.15
 P_e : Peso de la estructura (kgf).

Por lo tanto, se tiene

$$F_{min} = (0.35) \cdot (1.0) \cdot (1.15) \cdot (833.625)$$

$$F_{min} = 167.77 \text{ kgf}$$

Según la norma E.070, el paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en ton/m^2) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la expresión

$$w = 0.8 \cdot (Z \cdot U \cdot C_1 \cdot e \cdot \gamma) \quad (5.64)$$

donde

e : espesor del muro = 0.15 m

γ : Peso propio de albañilería = 1.9 ton/m^3

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Tabla N°97: Tabla que representa los valores de “C1”.

Para hallar el momento flector obtenido por la carga distribuida (w) se hará de la siguiente manera:

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2 \quad (5.65)$$

donde

m : coeficiente de momento (adimensional).

w : carga distribuida.

a : dimensión crítica del paño de albañilería.

Como se pudo observar, la fórmula de las fuerzas horizontales según la norma E.030, esta resulta ser compatible con la fórmula de la carga distribuida de la norma E.070, es decir que simplemente esta fuerza se tendrá que dividir entre ($L_w h_w$) para así obtener las unidades de Kgf/m^2 y obtener la carga distribuida (w). Por lo tanto, se tiene:

Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-x}}{g}$	F_x (Kg)	W_x (Kg/m ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (Kg)	W_y (Kg/m ²)
10	5888.83	5642.92	0.60049342	800.938124	237.315	0.57541758	767.491973	227.405029
9	4516.74	4424.18	0.46057921	614.320546	182.020903	0.45114072	601.731486	178.2908 m
8	4039.01	3696.19	0.41186431	549.344622	162.768777	0.37690641	502.71777	148.953413
7	3775.97	3428.82	0.3850417	513.568625	152.168482	0.34964226	466.352851	138.178622
6	3487.73	3249.04	0.35564941	474.365183	140.552647	0.33130981	441.901023	130.933636
5	3196.27	2956.4	0.32592877	434.72379	128.807049	0.30146884	402.099138	119.140485
4	2870	2631.59	0.29265849	390.347899	115.658637	0.26834744	357.921821	106.05091
3	2453.33	2422.13	0.25016999	333.676728	98.8671787	0.24698847	329.433225	97.6098444
2	2172.05	2153.06	0.22148741	295.419914	87.5318264	0.21955097	292.837089	86.766545
1	1312.72	1306.87	0.13386016	178.542681	52.901535	0.13326363	177.747024	52.6657848

Tabla N°98: Tabla que representa los valores de fuerzas horizontales y cargas distribuidas en el sentido “X” y “Y”.

Como se puede observar en la Tabla N°98 las fuerzas en “X” y “Y” comparando con la fuerza mínima, resultan ser mayores, es decir cumplen con lo especificado.

Para hallar el momento flector, nuestro muro cuenta con 4 bordes arriostrados, por lo tanto se tienen los siguientes casos

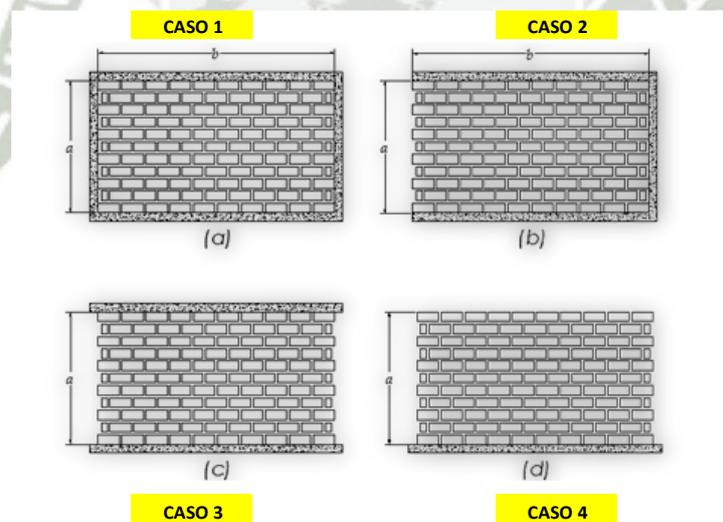


Figura 5.63. Diferentes casos de arriostrés para muros no portantes.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»							
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS a = Menor dimensión b/a = 1,0 1,2 1,4 1,6 1,8 2,0 3,0 ∞ m = 0,0479 0,0627 0,0755 0,0862 0,0948 0,1017 0,118 0,125							
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS a = Longitud del borde libre b/a = 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,5 2,0 ∞ m = 0,060 0,074 0,087 0,097 0,106 0,112 0,128 0,132 0,133							
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES a = Altura del muro m = 0,125							
CASO 4. MURO EN VOLADIZO a = Altura del muro m = 0,5							

Tabla N°99: Tabla que representa los valores de m y de b/a.

Para a = longitud del borde libre (menor dimensión)=150 cm

b = longitud del borde arriostrado=275 cm – 40 cm= 235 cm

b/a =1.567 → m = 0.082

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (Kg)	F_{\parallel} (Kg)	W_{\perp} (Kg/m ²)
Dirección X	767.491973	800.938124	227.405 m
Dirección Y	800.938124	767.491973	237.315

Tabla N°100: Tabla que representa las fuerzas de diseño y las cargas distribuidas en “X” y “Y”.

Como el muro se encuentre en el sentido “X” se tiene la carga distribuida perpendicular al plano, por lo tanto:

$$M_S = 0.082 \cdot (227.405) \cdot (1.5^2)$$

$$M_S = 41.96 \text{ kgf} - m/m$$

Para el esfuerzo de tracción actuante, tiene que ser menor que f'_m

$$f'_m = \frac{6 \cdot M_S}{t^2} \tag{5.66}$$

donde

t : Espesor del muro = 13 cm

$$f'_m = \frac{6 \cdot 41.96}{(13 \cdot 100)^2}$$

$$f'_m = 1.489 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 1.50 \text{ kgf/cm}^2 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

12.2. DISEÑO DE ARRIOSTRES

Para el diseño de arriostres tenemos que hallar la carga última proveniente de la albañilería y la carga proveniente de la columna, para así poder hallar el M_u y V_u de diseño. Por lo tanto

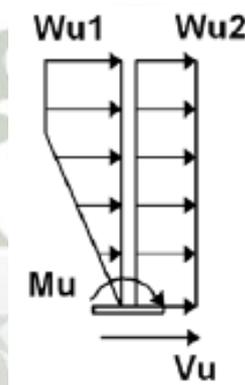


Figura 5.64. Representación de las cargas últimas de tabiquería.

$$W_{u1} = 1.25 \cdot (0.0227) \cdot (75) \cdot 2 = 4.256 \text{ kgf/cm}$$

Peso propio del concreto = 2.4 ton/m³

$$w = 0.8 \cdot (0.35) \cdot (1.0) \cdot (2.0) \cdot (0.13) \cdot (2.4)$$

$$\rightarrow w = 0.175 \text{ ton/m}^2 = 0.0175 \text{ kgf/cm}^2$$

$$W_{u2} = 1.25 \cdot (0.0175) \cdot (25) = 0.547 \text{ kgf/cm}$$

$$\rightarrow M_u = 4.256 \cdot (155) \left(\frac{155}{2} + 80 \right) + 4.256 \cdot (80) \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} (80) + 0.547 \cdot 235 \cdot \left(\frac{235}{2} \right)$$

$$M_u = 103899.6 + 9079.467 + 15104.038$$

$$\rightarrow M_u = 1280.83 \text{ kgf. m}$$

$$\rightarrow V_u = 4.256 \cdot (155) + 4.256 \cdot (80) \cdot \left(\frac{1}{2}\right) + 0.547 \cdot 225$$

$$V_u = 659.68 + 170.24 + 123.075$$

$$\rightarrow V_u = 952.995 \text{ kgf} < \phi V_c \rightarrow \text{No se necesita estribos}$$

Por lo tanto, se colocarán el acero mínimo: $4 \phi 3/8''$ como refuerzo longitudinal y estribos $\phi 1/4''$: $1@.5 \text{ cm}$, $4@.10 \text{ cm}$, $Rto. @25 \text{ cm}$.

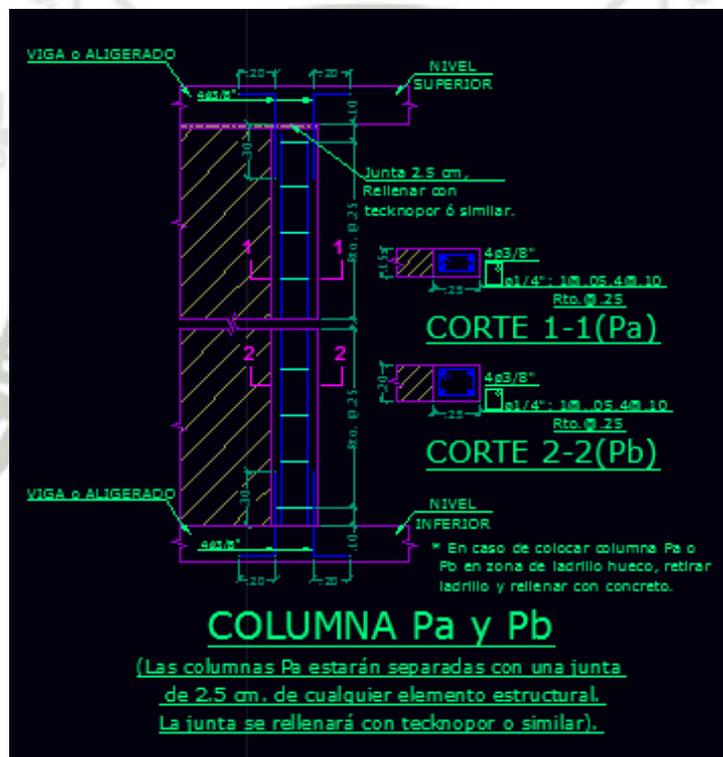


Figura 5.65. Detalle de tabiquería (muro no portante).

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES BAJO EL REGLAMENTO DE LA NORMA E.030 (2003)

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará el diseño de elementos estructurales en base a la norma E.060 de concreto armado. Como ya se explicó en el capítulo anterior el diseño de cada elemento estructural, en este capítulo, también se optará por realizar el diseño de los mismos elementos estructurales pero de manera más resumida ya que se explicó con anterioridad de manera detallada el diseño de cada uno de estos. Además, como se explicó en los objetivos de la tesis el fin de realizar el diseño estructural con el modelo de la norma E.030 del 2003 es la comparación de estos.

2. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga utilizando las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3) son

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Los factores de reducción de resistencia ϕ son los siguientes:

- Para flexión sin carga axial: $\phi = 0.90$
- Para flexión con carga axial de tracción: $\phi = 0.90$
- Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión.

4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Para el diseño de losas aligeradas, como ya se mencionó en el capítulo anterior, el diseño se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Por lo tanto, las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación dada por la ecuación (5.1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Además, nosotros al comparar la norma E.030 Sismoresistente, esta norma está referida a las cargas de sismo que se dan por el espectro añadido. Entonces, al poder ver que las losas aligeradas no se diseñan con cargas de sismo, el diseño será el mismo para ambas, ya que el modelo tiene las mismas cargas muertas y vivas. Por lo tanto, no se optará por repetir lo mencionado en el capítulo anterior de diseño de losas aligeradas.

5. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

De igual manera que las losas aligeradas, las losas macizas se diseñan solamente con cargas muertas y vivas. Es decir, que el diseño será el mismo para ambas como se ve en la ecuación (5,1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Por lo tanto, no se optará por repetir lo mencionado en el capítulo anterior de diseño de losas macizas.

6. DISEÑO DE VIGAS

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de vigas incluye cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto se optará por realizar la comparación entre ambas. Debido a que se nombró con anterioridad las formulas a aplicar, en este capítulo se optará por no colocarlas nuevamente y se procederá a diseñar y se colocará resultados.

A continuación se procederá a explicar el diseño de una viga y las combinaciones a utilizar serán mediante las ecuaciones (5.1), (5,2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La viga a diseñar será del eje 3 del 4° nivel (VIGA V-2D) con una sección de 0.30 m x 0.50 m y de 0.40 m x 0.70 m.

6.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas de la carga muerta, viva y de sismo del eje 3.

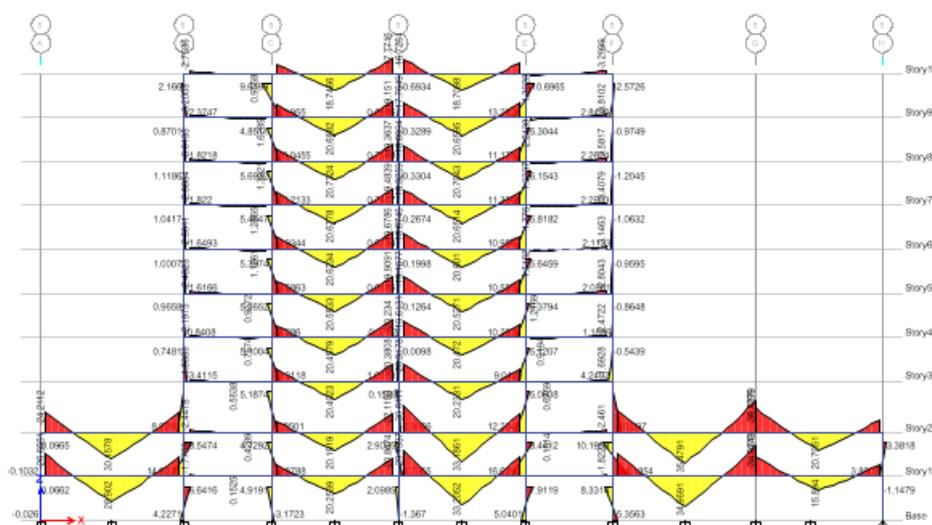


Figura 6.1. Grafico de momentos de carga muerta de la viga del eje 3.

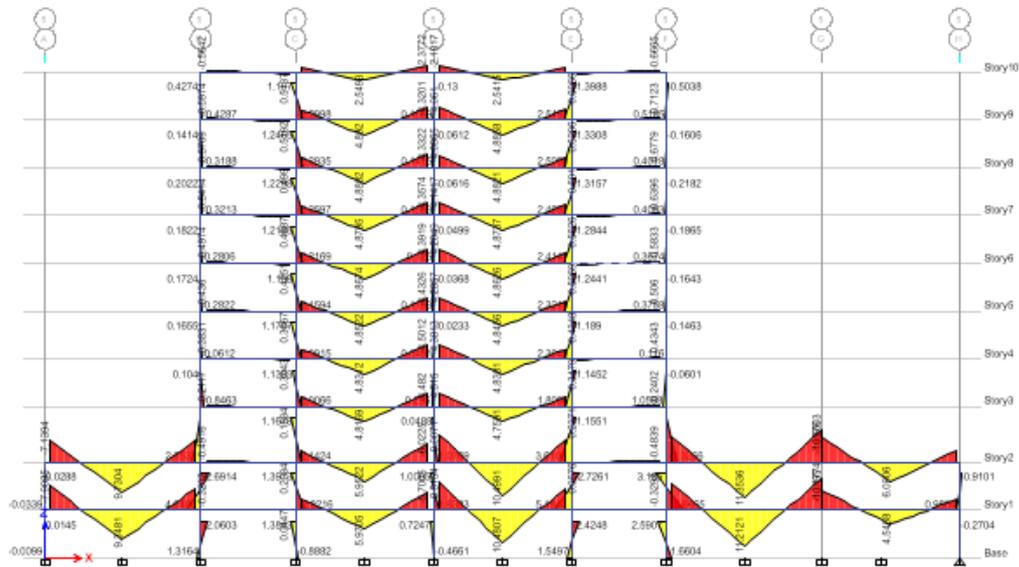


Figura 6.2. Grafico de momentos de carga viva de las vigas del eje 3.

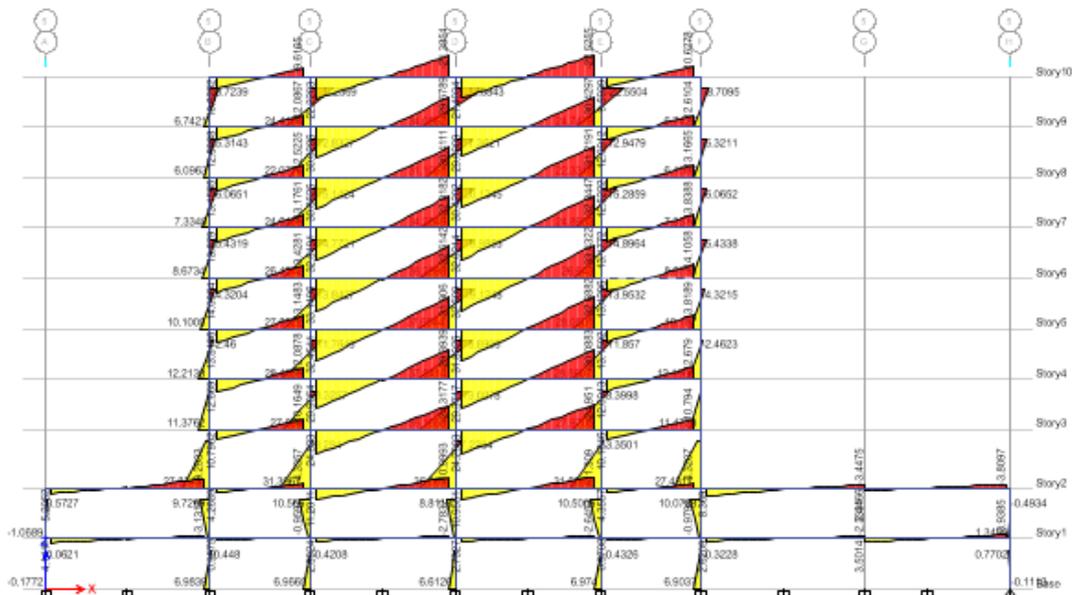


Figura 6.3. Grafico de momentos de carga de sismo de las vigas del eje 3.

6.3. DISEÑO POR FLEXIÓN

Como se mencionó anteriormente en el capítulo anterior para el diseño de vigas, no se optará por repetir las mismas formulas.

Según la norma E.060 los momentos últimos se basa en la fórmula (5.9). Es decir

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

6.3.1. ACERO MÍNIMO EN VIGAS

Como se mencionó anteriormente, se debe colocar una mínima cantidad de acero según la norma E.060. Por lo tanto, según la sección de la viga de 0.30 m x 0.50 m, tenemos

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 \cdot 30 \cdot 44$$

$$A_{s_{min}} = 3.168 \text{ cm}^2$$

Según la viga de 0.40 m x 0.70 m, se tiene

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 \cdot 30 \cdot 64$$

$$A_{s_{min}} = 4.608 \text{ cm}^2$$

6.3.2. ENVOLVENTE DE MOMENTOS

La envolvente de momentos es el resultado de las combinaciones de carga muerta, viva y de sismo nombradas anteriormente. Para la viga elegida se tiene la siguiente envolvente:

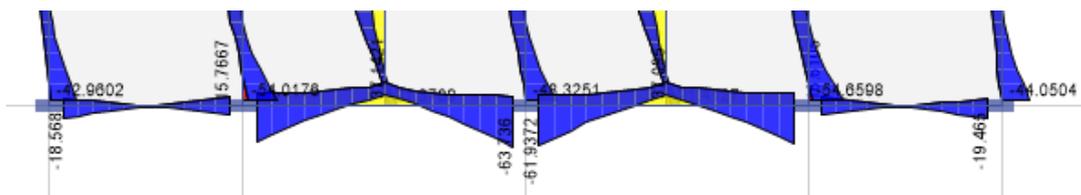


Figura 6.4. Grafico de envolvente de momentos de la viga del eje 3- 6° nivel.

Por lo tanto, para la viga de 0.30 m x 0.50 m, tenemos los datos

- ✓ $b = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h = 50 \text{ cm}$
- ✓ $d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Para el momento $M_u(-) = 18.568 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$\rho b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
$\text{recub. (cm)} =$	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	12.99		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
1"	2.00		$M_u = \phi M'_u =$	19,104	Kgf.m
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°101: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 12.99 cm^2 resiste un momento de $M_u = 19.104 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a $2 \phi 1" + 1 \phi 3/4"$ varillas.

Para el momento $M_u(+)=15.766 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00		$d =$	44.00	cm
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00		$A_s \text{ (min)} =$	3.19	cm ²
$B \text{ (cm)} =$	30.00		$\rho b =$	0.0213	
$T \text{ (cm)} =$	50.00		$\rho \text{ (min)} =$	0.0024	
$\text{recub. (cm)} =$	6.00		$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	12.99		$A_s \text{ (máx)} =$	21.04	cm ²
1"	2.00		$M_u = \phi M'_u =$	19,104	Kgf.m
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°102: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 12.99 cm² resiste un momento de $M_u = 19.104 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 2 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(+)=16.61 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	44.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	3.19	cm ²
B (cm) =	30.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	50.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	12.99		A_s (máx) =	21.04	cm ²
1"	2.00		$M_u = \emptyset M'u =$	19,104	Kgf.m
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°103: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 12.99 cm² resiste un momento de $M_u = 19.104 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 2 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-)=19.465 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	44.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	3.19	cm ²
B (cm) =	30.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	50.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	15.84		A_s (máx) =	21.04	cm ²
1"	2.00		$M_u = \emptyset M'u =$	22,626	Kgf.m
3/4"	2.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°104: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 15.84 cm² resiste un momento de $M_u = 22.626 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 2 \emptyset 1" + 2 \emptyset 3/4" varillas.

Por lo tanto, para la viga de 0.40 m x 0.70 m, tenemos los siguientes datos:

- ✓ $b = 40 \text{ cm}$
- ✓ $h = 70 \text{ cm}$
- ✓ $d = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Para el momento $M_u(-) = 56.685 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f'c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00	$d =$	64.00	cm	
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00	$A_s \text{ (min)} =$	6.18	cm ²	
$B \text{ (cm)} =$	40.00	$\rho b =$	0.0213		
$T \text{ (cm)} =$	70.00	$\rho \text{ (min)} =$	0.0024		
recub.(cm) =	6.00	$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159		
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	28.20	$A_s \text{ (máx)} =$	40.80	cm ²	
1"	5.00	$M_u = \phi M'u =$	59,380	Kgf.m	
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°105: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 28.20 cm² resiste un momento de $M_u = 59.38 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 5 $\emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4"$ varillas.

Para el momento $M_u(+) = 36.977 \text{ ton.m}$

Flexión:					
$f'c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	210.00	$d =$	64.00	cm	
$f_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)} =$	4200.00	$A_s \text{ (min)} =$	6.18	cm ²	
$B \text{ (cm)} =$	40.00	$\rho b =$	0.0213		
$T \text{ (cm)} =$	70.00	$\rho \text{ (min)} =$	0.0024		
recub.(cm) =	6.00	$\rho \text{ (max)} = 0.75\rho b =$	0.0159		
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	18.06	$A_s \text{ (máx)} =$	40.80	cm ²	
1"	3.00	$M_u = \phi M'u =$	40,065	Kgf.m	
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°106: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 18.06 cm² resiste un momento de $M_u = 40.065 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 3 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-) = 63.736 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	31.05		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	5.00		$M_u = \emptyset M'u =$	64,398	Kgf.m
3/4"	2.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°107: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 31.05 cm² resiste un momento de $M_u = 64.398 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 5 \emptyset 1" + 2 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-) = 61.937 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	31.05		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	5.00		$M_u = \emptyset M'u =$	64,398	Kgf.m
3/4"	2.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°108: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 31.05 cm² resiste un momento de $M_u = 64.398 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 5 \emptyset 1" + 2 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(+)=36.931 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	18.06		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	3.00		$M_u = \emptyset M'u =$	40,065	Kgf.m
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°109: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 18.06 cm² resiste un momento de $M_u = 40.065 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 3 \emptyset 1" + 1 \emptyset 3/4" varillas.

Para el momento $M_u(-)=59.211 \text{ ton.m}$

Flexión:					
f_c (Kg/cm ²)=	210.00		$d =$	64.00	cm
f_y (Kg/cm ²) =	4200.00		A_s (min) =	6.18	cm ²
B (cm) =	40.00		$\rho_b =$	0.0213	
T (cm) =	70.00		ρ (min) =	0.0024	
recub.(cm) =	6.00		ρ (max) = 0.75 $\rho_b =$	0.0159	
A_s (cm ²) =	28.20		A_s (máx) =	40.80	cm ²
1"	5.00		$M_u = \emptyset M'u =$	59,380	Kgf.m
3/4"	1.00				
5/8"					
1/2"					
3/8"					

Tabla N°110: Tabla que representa la cantidad de acero (A_s) y el momento último (M_u).

Por lo tanto, el área de acero de 28.20 cm² resiste un momento de $M_u = 59.38 \text{ ton} \cdot \text{m}$, que equivale a 5 $\emptyset 1'' + 1 \emptyset 3/4''$ varillas.

6.4. DISEÑO POR CORTE

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la ecuación (5.11)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

6.4.1. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

Para la separación de estribos, deberá cumplir con la formula (5.13). Es decir

$$S = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$$

En la zona de confinamiento la separación entre estribos debe cumplir según lo especificado en el capítulo anterior.

6.4.2. FUERZAS CORTANTES

Para la viga elegida se tiene la siguiente cortante

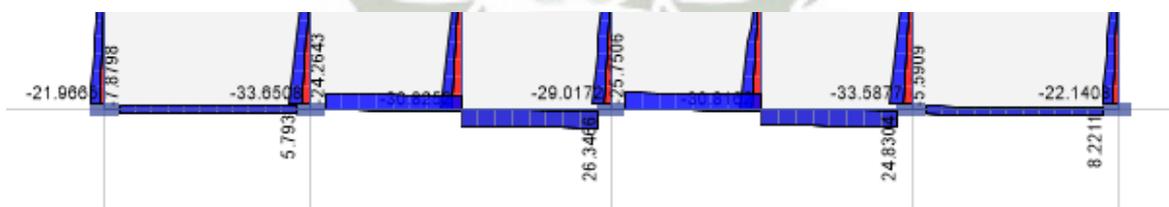


Figura 6.5. Gráfico de cortantes de la viga del eje 3- 6° nivel.

Por lo tanto, para la viga de 0.30 m x 0.50 m, tenemos los datos

- ✓ $b = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h = 50 \text{ cm}$
- ✓ $d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$

- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $A_s = 0.71 \text{ cm}^2 (3/8") = 1.42 \text{ cm}^2$

Para una fuerza cortante $V_u = 7.879 \text{ ton}$

VIGAS				
ZONA DE CONFINAMIENTO				
		DIAMETRO		
	3/4"	1.905		
	5/8"	1.5875		
	1/2"	1.27		
	3/8"	0.9525		
So			Lo	
EL MENOR DE	44		IGUAL A	50
d/4	11		2*h	100
8*D (mas pequeño)	15.24			
24*D.Estribo	22.86			
30cm				
ZONA DE NO CONFINAMIENTO				
0.5*d	22			

Tabla N°111: Tabla que representa la separación de estribos (S) de la zona confinada y la zona no confinada.

Cortante:				
$V_u \text{ (Kg)} =$	7,879		$\phi V_c =$	8,617 Kgf.
$A_s \text{ Estribos (cm}^2) =$	1.42	0.95	$\phi V_s =$	22,305 Kgf.
$s \text{ (separación estribos)(cm)} =$	10.00		$\phi V_c + \phi V_s =$	30,886 Kgf.
				BIEN j

Tabla N°112: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\phi \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 10@. 10 \text{ cm}, 6@. 15 \text{ cm}, \text{Rto. @}20 \text{ cm}$$

Para una fuerza cortante $V_u = 8.221 \text{ ton}$

Cortante:					
V_u (Kg) =	8,221		ϕV_c =	8,617	Kgf.
As Estribos (cm ²) =	1.42	0.95	ϕV_s =	22,305	Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	10.00		$\phi V_c + \phi V_s$ =	30,886	Kgf.
				BIEN j	

Tabla N°113: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\phi \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 10@. 10 \text{ cm}, 6@. 15 \text{ cm}, \text{Rto. } @20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para la viga de 0.40 m x 0.70 m, tenemos los siguientes datos

- ✓ $b = 40 \text{ cm}$
- ✓ $h = 70 \text{ cm}$
- ✓ $d = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $As = 0.71 \text{ cm}^2 (3/8") = 1.42 \text{ cm}^2$

Para una fuerza cortante $V_u = 26.347 \text{ ton}$

VIGAS			
ZONA DE CONFINAMIENTO			
		DIAMETRO	
	3/4"	1.905	
	5/8"	1.5875	
	1/2"	1.27	
	3/8"	0.9525	
So		Lo	
EL MENOR DE	64	IGUALA	70
d/4	16	2*h	140
8*D (mas pequeño)	15.24		
24*D.Estribo	22.86		
30cm			
ZONA DE NO CONFINAMIENTO			
0.5*d	32		

Tabla N°114: Tabla que representa la separación de estribos (S) de la zona confinada y la zona no confinada.

Cortante:					
Vu (Kg) =	26,347			$\phi V_c =$	16,713 Kgf.
As Estribos (cm ²) =	1.42	0.95		$\phi V_s =$	21,629 Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	15.00			$\phi V_c + \phi V_s =$	38,306 Kgf.
					BIEN ¡

Tabla N°115: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 15 cm y para la zona no confinada una separación de 25 cm.

$$\phi \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 9@. 15 \text{ cm}, 6@. 20 \text{ cm}, Rto. @25 \text{ cm}$$

Para una fuerza cortante $V_u = 25.751$ ton

Cortante:					
Vu (Kg) =	25,751			$\phi V_c =$	16,713 Kgf.
As Estribos (cm ²) =	1.42	0.95		$\phi V_s =$	21,629 Kgf.
s (separación estribos)(cm) =	15.00			$\phi V_c + \phi V_s =$	38,306 Kgf.
					BIEN ¡

Tabla N°116: Tabla que representa la separación de estribos (S), el valor de la cortante requerida (V_u) y la cortante nominal (V_n)

Se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 15 cm y para la zona no confinada una separación de 25 cm.

$$\phi \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 9@. 15 \text{ cm}, 6@. 20 \text{ cm}, Rto. @25 \text{ cm}$$

6.5. CORTE Y LONGITUD DEL REFUERZO LONGITUDINAL

Según la norma E.060 la longitud del refuerzo longitudinal se calculará tal como se mencionó en el capítulo anterior.

6.6. LONGITUD DE ANCLAJE

La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje = Ldg), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos.

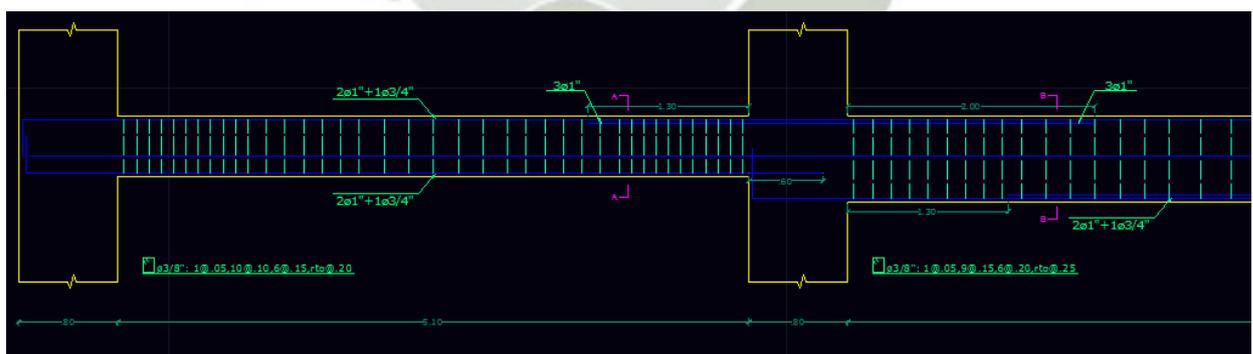
6.7. GANCHOS ESTÁNDAR

Todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar en función del diámetro de varilla, siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción (Ldg) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblez.

6.8. EMPALMES DE REFUERZO LONGITUDINAL

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior y en los tercios laterales para el refuerzo inferior, además dependen del diámetro de varilla.

Por lo tanto, el diseño final de la viga V-2D es el siguiente:



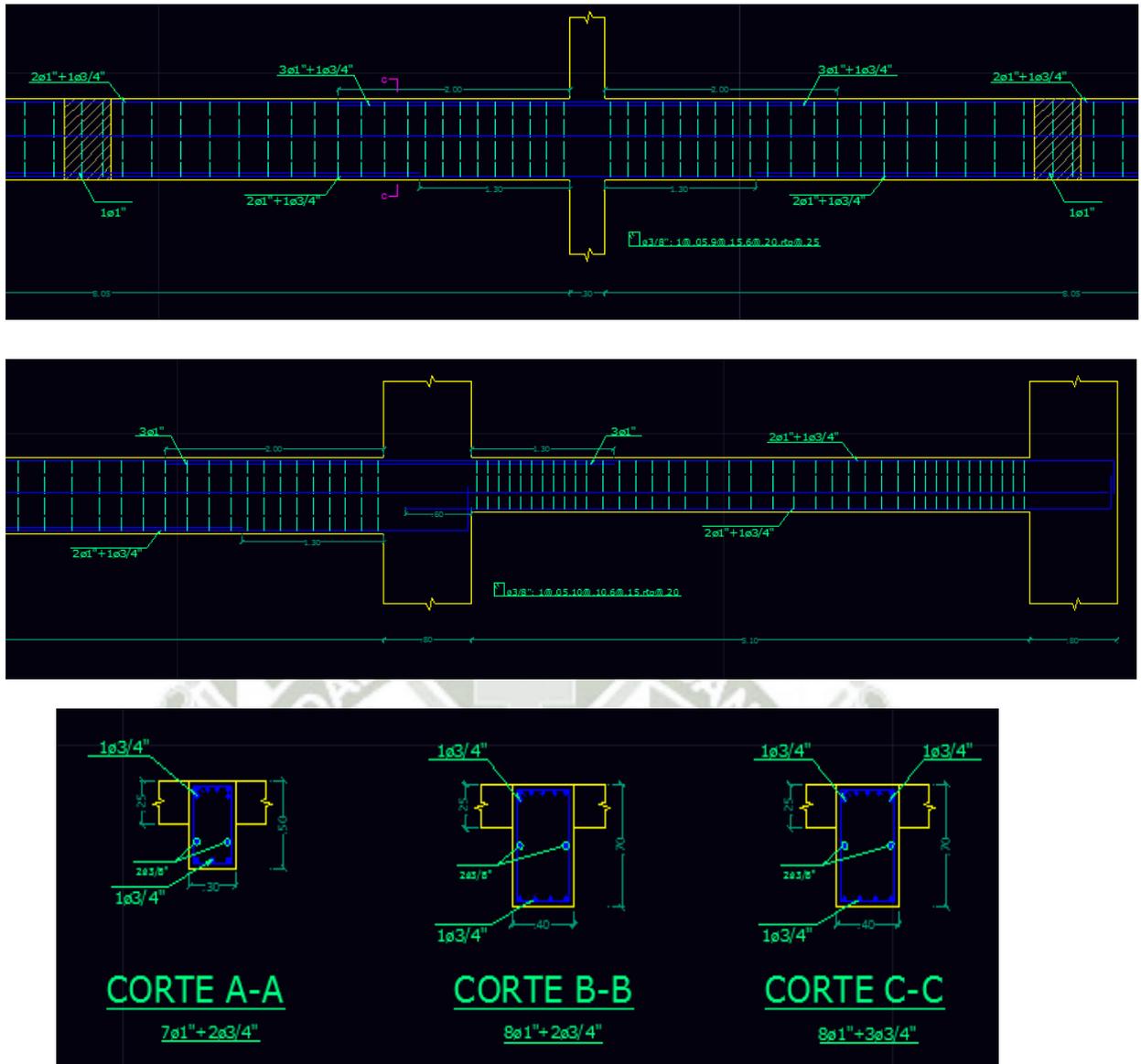


Figura 6.6. Gráfico que representa el diseño final de la viga V-2D.

7. DISEÑO DE COLUMNAS

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de columnas incluye cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto se optará por realizar la comparación entre ambas. Debido a que se nombró con anterioridad las formulas a aplicar, en este capítulo se optará por no colocarlas nuevamente y se procederá a diseñar y colocar resultados.

Las columnas trabajan a flexo-compresión, debido a que están sometidos a cargas axiales y a momentos flectores. El diseño de estos elementos es igual al de flexión, solo que adicionalmente se considerará los efectos de esbeltez.

Por lo tanto, se utilizarán las cinco combinaciones dadas por las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La columna a diseñar será del eje 1B con una sección de 0.40 m x 0.80 m.

7.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas de la carga muerta, viva y de sismo del eje 1.

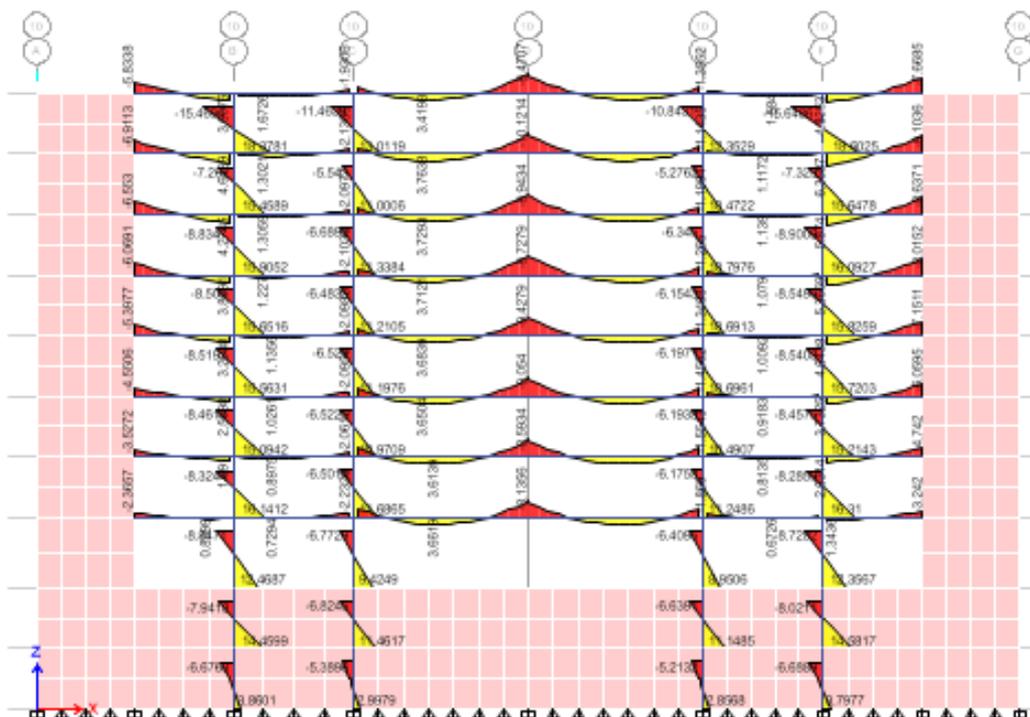


Figura 6.7. Gráfico de momentos de carga muerta de las columnas del eje 1.

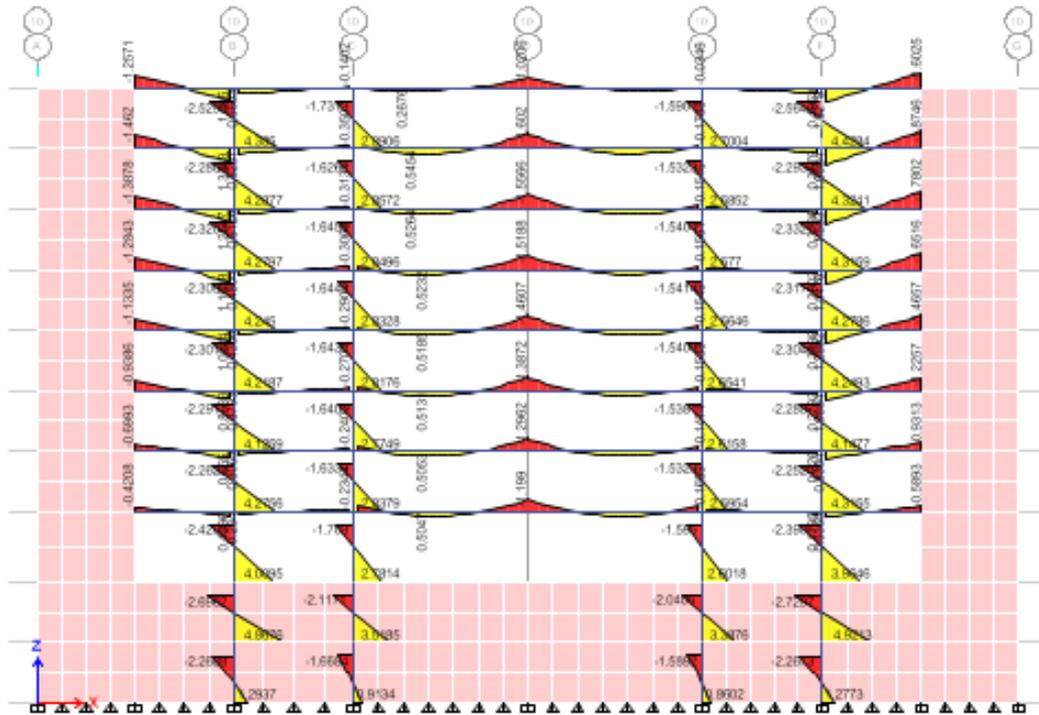


Figura 6.8. Gráfico de momentos de carga viva de las columnas del eje 1.

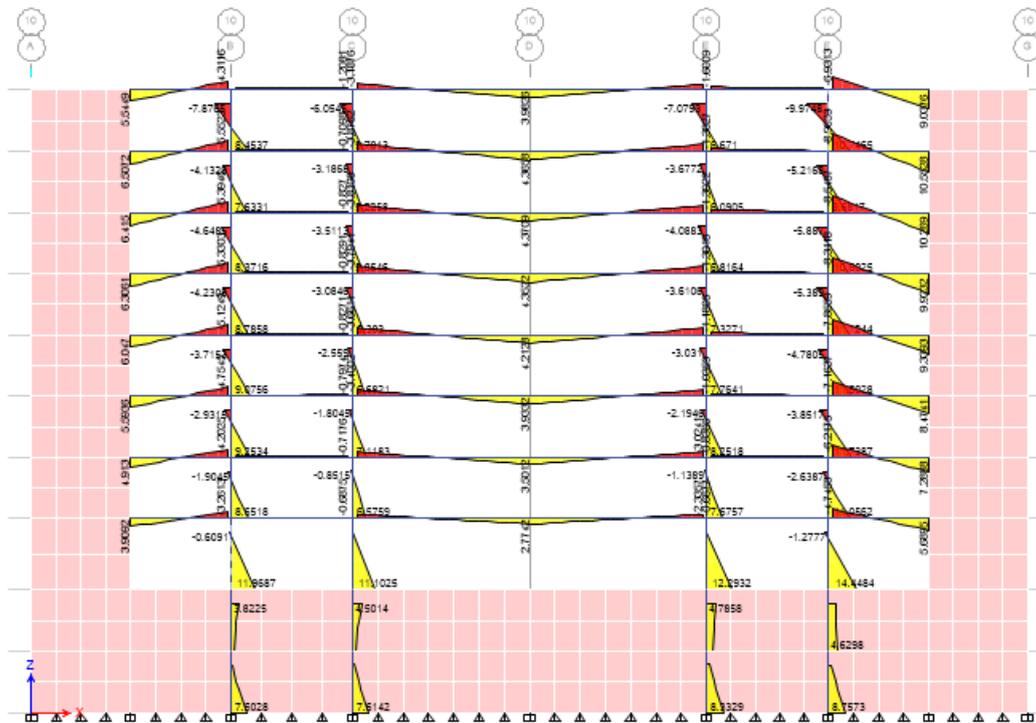


Figura 6.9. Gráfico de momentos de carga de sismo de las columnas del eje 1.

7.3. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

El diseño por flexo-compresión se basa en la misma hipótesis del diseño a flexión considerando adicionalmente el problema de la esbeltez, además, se considera al elemento sometido a flexo-compresión la flexión biaxial. Como se mencionaron las formulas en el capítulo anterior se optará por realizar el diseño y colocar resultados utilizando las ecuaciones (5.14) y (5.15).

$$P_o = \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot A_c + A_s \cdot f'_y)$$

$$M_o = \phi \cdot A_s \cdot f'_y$$

Según la norma E-030 se considera la cuantía mínima de 1% y una máxima de 6%. Si la cuantía es mayor al 4% se debe realizar el detalle del cruce de los refuerzos de las columnas y vigas en cada nudo.

Primeramente, se verificará si la columna a diseñar se realizará por flexión o por flexo compresión:

$$P_u < 0.1 \cdot 210 \cdot 40 \cdot 80$$

$$P_u < 67200 \text{ kgf}$$

$$304701 \text{ kgf} < 67200 \text{ kgf}$$

No cumple, por lo tanto se diseñará a flexo-compresión.

Para realizar el análisis de las columnas se utilizó el programa CSICOL para obtener los diagramas de interacción. A continuación se muestra la sección de columna (0.40 m x 0.80 m) a diseñar:

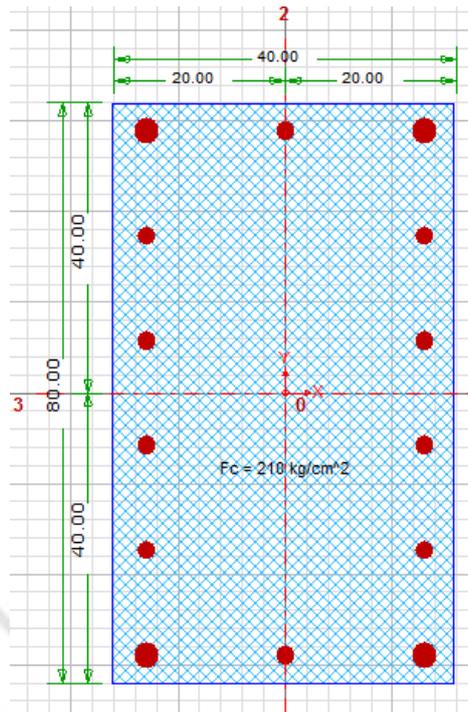


Figura 6.10. Distribución de acero para la sección de columna a diseñar.

Como se puede observar en la figura 6.10., la cantidad de acero a colocar fue $4 \varnothing 1" + 10 \varnothing 3/4"$ varillas que equivale a 48.8 cm^2 de área de acero, lo cual su cuantía tendría un valor de 0.01525.

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la sección

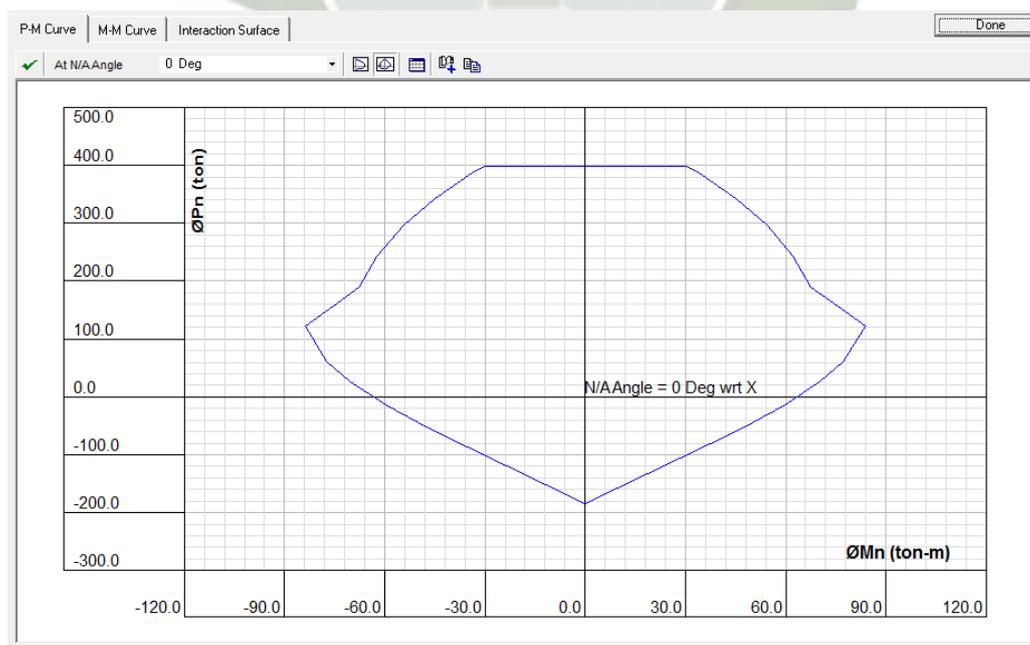


Figura 6.11. Diagrama de interacción a 0° obtenido de la sección.

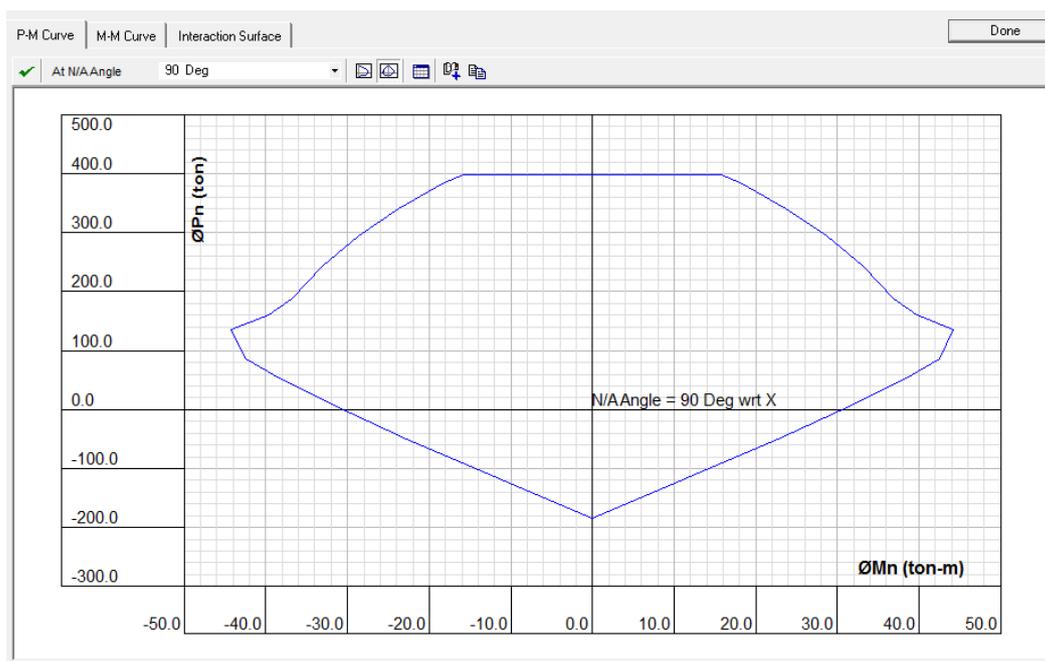


Figura 6.12. Diagrama de interacción a 90° obtenido de la sección.

Para el sentido “X-X”:

Se obtuvieron los resultados en función a las combinaciones de carga (ver tabla 117).

	P	V3	M2
C1	289.9369	0.2071	0.1655
C2M	194.7116	8.2485	15.0694
C2m	304.7008	-7.8924	-14.786
C3M	205.4717	0.8263	1.4686
C3m	293.9407	-0.4702	-1.1852
C4M	93.9959	8.1755	15.0094
C4m	203.985	-7.9653	-14.846
C5M	104.756	0.7534	1.4086
C5m	193.2249	-0.5432	-1.2452

Tabla N°117: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.



Figura 6.13. Diagrama de interacción en el sentido X-X.

Para el sentido “Y-Y”:

Se obtuvieron los resultados en función a las combinaciones de carga (ver tabla 118).

	P	V2	M3
C1	289.9369	14.562	24.2724
C2M	194.7116	15.1024	-3.8856
C2m	304.7008	9.6709	16.5013
C3M	205.4717	17.708	-27.5671
C3m	293.9407	7.0653	-6.4477
C4M	93.9959	9.5672	13.3584
C4m	203.985	4.1358	-13.6285
C5M	104.756	12.1728	-0.0653
C5m	193.2249	1.5302	14.8113

Tabla N°118: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.

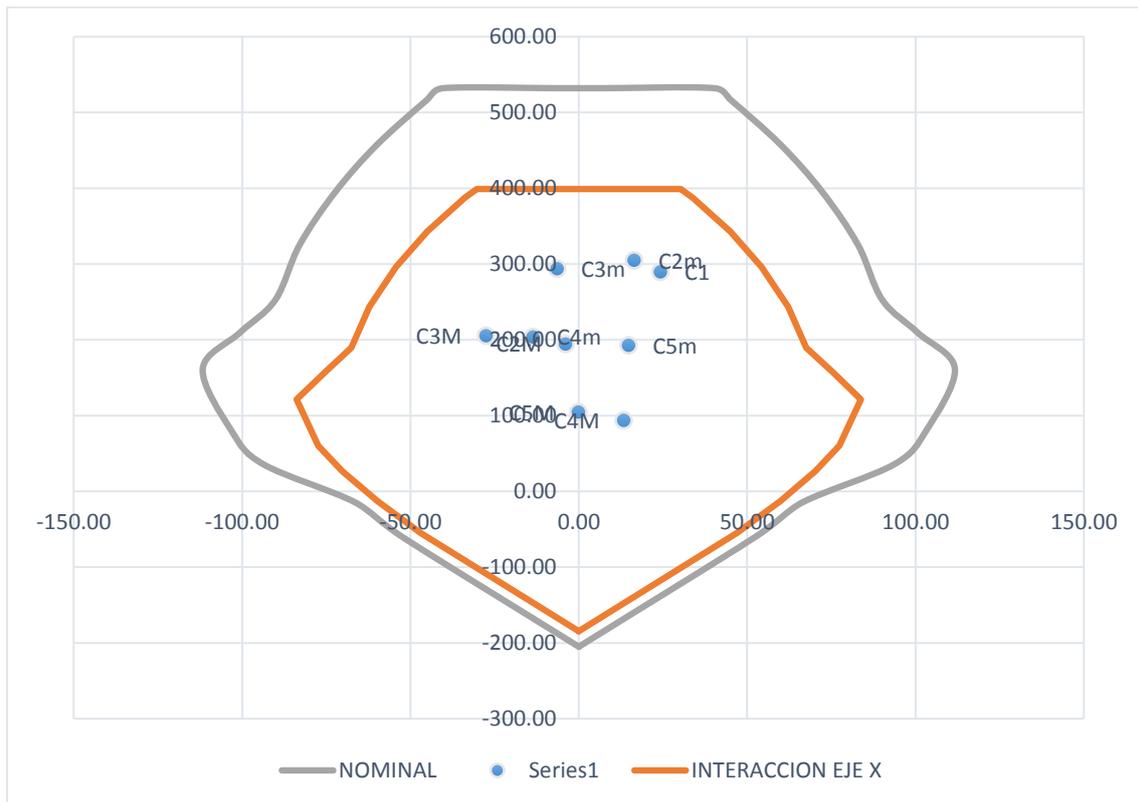


Figura 6.14. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y.

Por lo tanto, la cantidad de acero a utilizar es capaz de soportar las cargas aplicadas a esta sección.

7.4. ESBELTEZ DE COLUMNAS

El diseño de flexo compresión tiene validez siempre y cuando las columnas no tengan una esbeltez significativa, es decir cuando la deformación lateral debido a la carga axial aplicada no modifica los momentos obtenidos en el análisis elástico de la estructura. Ya que se desarrolló este tema con anterioridad, se optará por no mencionar nuevamente las formulas ya descritas.

El factor de amplificación se divide en 2, es decir

- Factor local (δL) , que solo afecta a las cargas verticales por gravedad.
- Factor global (δg) , que afecta a las cargas sísmicas.

7.4.1. EFECTO LOCAL

Para el factor local se tiene la ecuación (5.18)

$$\delta L = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}} \quad \delta L \geq 1$$

En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que cumplan la formula (5.22), donde la segunda expresión no debe ser mayor de 40.

$$\frac{K \cdot L_n}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

$$r = 0.3 \cdot 0.8 \text{ m} = 0.24 \text{ m}$$

$$\frac{1 \cdot 3.5}{0.24} < 34 - 12 \cdot \frac{-16.50}{34.611}$$

$$14.583 < 34 - 12 \cdot \frac{-16.50}{34.611}$$

$$14.583 < 39.72$$

Cumple con esta fórmula, es decir, se despreciará el efecto de esbeltez.

7.4.2. EFECTO GLOBAL

Para el factor global se tiene la formula (5.23)

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q}$$

Donde Q es el índice de estabilidad de la edificación cuya ecuación es (5.24).

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot u}{V_u \cdot h}$$

- **Para el sentido "X":**

✓ $\sum P_u = 194.712 \text{ ton}$

✓ $u = 0.00423 \text{ m}$

✓ $V_u = 8.248 \text{ ton}$

✓ $h = 3.5 \text{ m}$

$$Q = \frac{194.712 \cdot 0.00423}{8.248 \cdot 3.5}$$

$$Q = 0.028$$

$$0.028 < 0.06$$

Por lo tanto, se tiene un valor menor que 0.06, es decir, se despreciará los efectos globales y se considerará un valor igual a 1.

- **Para el sentido "Y":**

✓ $\sum P_u = 289.937 \text{ ton}$

✓ $u = 0.00283 \text{ m}$

✓ $V_u = 14.562 \text{ ton}$

✓ $h = 3.5 \text{ m}$

$$Q = \frac{289.937 \cdot 0.00283}{14.562 \cdot 3.5}$$

$$Q = 0.016$$

$$0.016 < 0.06$$

Por lo tanto, se tiene un valor menor que 0.06, es decir, se despreciará los efectos globales y se considerará un valor igual a 1.

También se puede descartar los efectos de esbeltez debido a que este aplica más para sistemas aporticados y el edificio a diseñar es considerado de muros estructurales.

7.5. VERIFICACIÓN BIAxIAL

Cuando se tiene momentos significativos en las columnas es necesario realizar una verificación biaxial. Según la norma E.060 indica que se tiene que cumplir la fórmula (5.24) que es aplicable para columnas cuadradas y rectangulares. Es decir

$$\frac{1}{P_n} \leq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

Como se pudo observar, en la columna a diseñar se tiene momentos menores, por lo tanto, no es necesario realizar el análisis biaxial.

7.6. DISEÑO POR CORTE

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la fórmula (5.28)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

donde

ϕ : Factor de seguridad para corte, igual a 0.85.

7.6.1. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

Para la separación de estribos, deberá cumplir con la fórmula (5.30)

$$s = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$$

En la zona de confinamiento (S_o) la separación entre estribos debe cumplir con lo mencionado en el capítulo anterior.

En este caso se eligieron los cortantes en el sentido Y-Y ya que son mayores que en el sentido X-X. Según el diagrama de interacción se tiene el siguiente momento nominal:

	P	V2	M3	MN3
C1	289.9369	14.562	24.2724	75
C2M	194.7116	15.1024	-3.8856	
C2m	304.7008	9.6709	16.5013	
C3M	205.4717	17.708	-27.5671	
C3m	293.9407	7.0653	-6.4477	
C4M	93.9959	9.5672	13.3584	
C4m	203.985	4.1358	-13.6285	
C5M	104.756	12.1728	-0.0653	
C5m	193.2249	1.5302	14.8113	

Tabla N°119: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones y el momento nominal.

Como se puede observar en la Tabla N°113 la combinación C1 tiene el mayor momento y cortante, por lo tanto se utilizará este para diseño.

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $M_n = 75 \text{ ton}\cdot\text{m}$
- ✓ $A_g = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$
- ✓ $P_u = 285.937 \text{ ton}$
- ✓ $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$

$$V_u = \frac{2 \cdot 75}{3.5}$$

$$V_u = 42.857 \text{ ton}$$

$$V_{n_{max}} = 2.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 3200$$

$$V_{n_{max}} = 125205.495 \text{ kgf}$$

$$V_u < V_{n_{max}}$$

$$42857 \text{ kgf} < 125205.495 \text{ kgf}$$

→ No se aumenta sección

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 76 \cdot \left(1 + 0.0071 \cdot \frac{285937}{3200}\right)$$

$$V_c = 38368.547 \text{ kgf}$$

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

$$\frac{42857}{0.85} = 38368.547 + V_s$$

$$V_s = 12051.621 \text{ kgf}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 76}{12051.621}$$

$$\rightarrow S = 37.61 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará una separación para un cortante máximo (V_u) de 20 cm.

Según la norma E.060, se tiene la siguiente distribución de estribaje

COLUMNAS			
ZONA DE CONFINAMIENTO			
		DIAMETRO	
	3/4"	1.905	
	5/8"	1.5875	
	1/2"	1.27	
So		Lo	
EL MENOR DE	40	EL MAYOR DE	
8*d	15.24	D.Mayor	80
L/2	20	L/6	58.3333333
10cm		50cm	
ZONA DE NO CONFINAMIENTO			
0.5*d	38	No debe ser mayor de 300mm	

Tabla N°120: Tabla que representa los valores del V_c , V_s , y la separación de estribos.

Según los resultados obtenidos después de realizar el análisis, se puede concluir que para la zona confinada se tendrá una separación de 10 cm con una longitud de 80 cm y para la zona no confinada una separación de 20 cm.

$$\phi \frac{3}{8}": 1@. 5 \text{ cm}, 8@. 10 \text{ cm}, 4@. 15 \text{ cm}, Rto. @20 \text{ cm}$$

7.7. CORTE Y EMPALME DEL REFUERZO

Al igual que las vigas, las columnas tienen una zona de empalme del acero la cual se ubica donde hay menor cantidad de momentos, en el caso de las columnas se encuentra al tercio de la luz.

Por lo tanto, el diseño final de la columna es el siguiente:

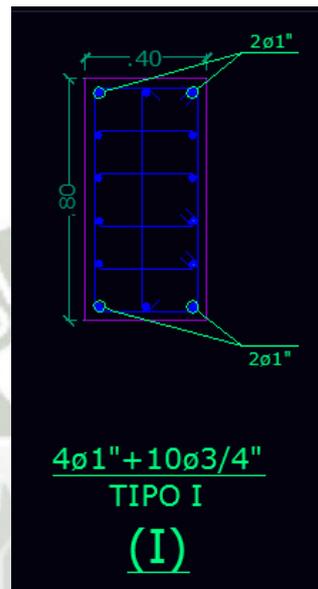


Figura 6.15. Gráfico que representa el diseño final de la columna en AUTOCAD.

8. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de muros de corte incluye cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto se optará por realizar la comparación entre ambas. Debido a que se nombró con anterioridad las fórmulas a aplicar, en este capítulo se optará por no colocarlas nuevamente y se procederá a diseñar y colocar resultados.

El diseño es similar al de columnas, se realiza por flexo compresión y por corte, pero como poseen una gran rigidez lateral absorben valores significativos de la fuerza cortante que también producen grandes momentos en los primeros niveles. Por lo tanto, el diseño se realizará bajo las cinco combinaciones dadas por las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La placa a diseñar se encuentre entre el eje C-D y 1-2 con una sección en forma de C.

8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los esquemas del momento 3-3, momento 2-2 y la carga axial de la placa a diseñar.

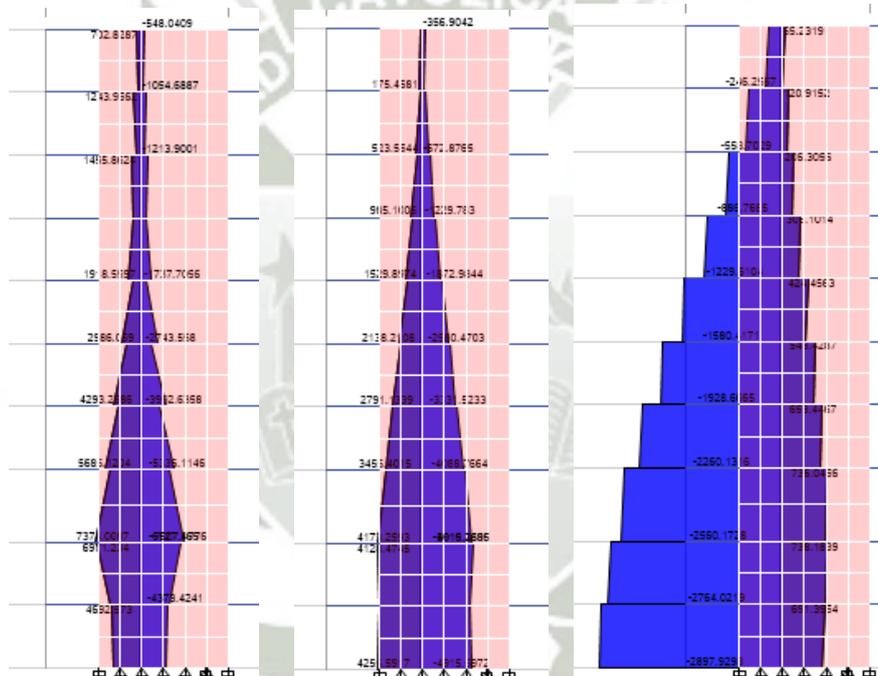


Figura 6.16. Gráfico que representa el M3-3, M2-2 Y Pu respectivamente de la placa a diseñar.

8.2. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

El diseño por flexo-compresión se basa en la misma hipótesis del diseño de columnas, pero en este caso, el acero se distribuirá de manera uniforme por toda la placa y en los extremos se colocará núcleos con mayor concentración de acero que en el alma. Además, se realizará el diagrama de interacción en función a los

momentos actuantes (M_u) y a la carga axial (P_u), como ya se mencionó anteriormente.

Para realizar el análisis de placas se utilizó el programa CSICOL para obtener los diagramas de interacción.

A continuación se muestra la sección de la placa a diseñar

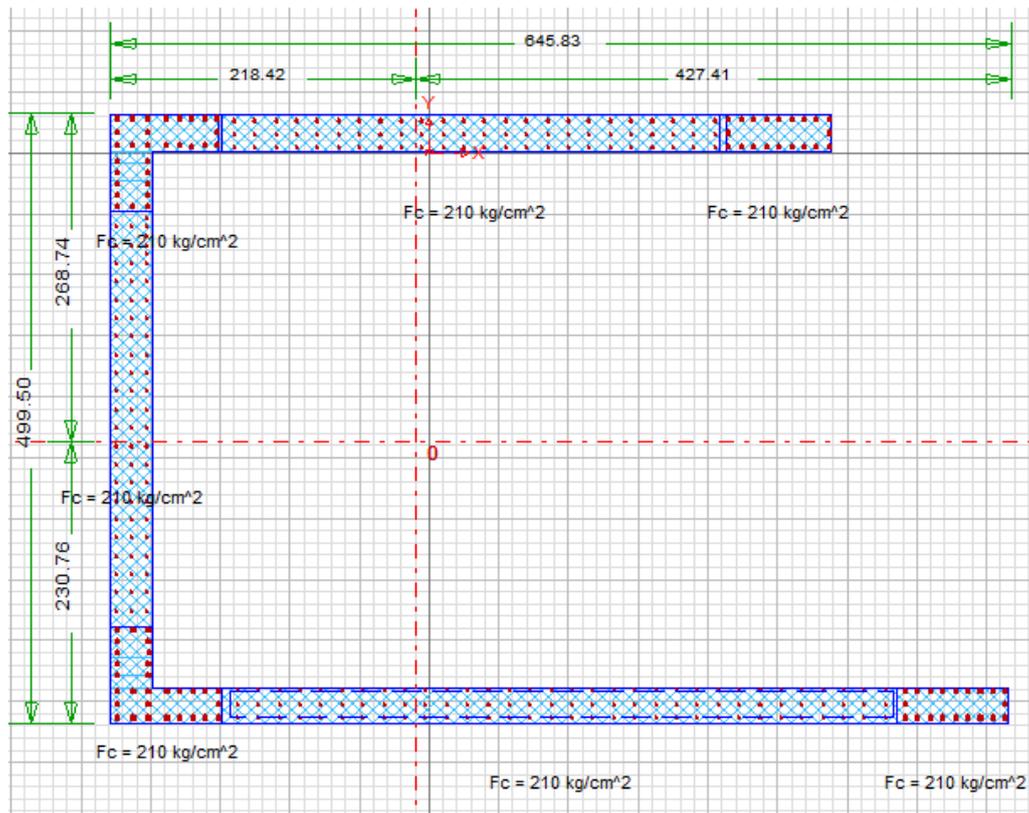


Figura 6.17. Distribución de acero para la placa a diseñar.

Como se puede observar en la figura 6.17, la cantidad de acero a colocar en los núcleos de la derecha fueron 20 \emptyset 1" varillas que equivale a 102.0 cm² de área de acero lo cual su cuantía tendría un valor de 0.042, en los núcleos de la izquierda se colocó 30 \emptyset 1" que equivale a 153 cm² de área de acero lo cual su cuantía tendría un valor de 0.039 y en el alma varillas de \emptyset 1/2" con una separación de 15 cm. Además, comúnmente para espesores de 20cm se colocan 2 hiladas de aceros, pero en este caso se colocará 3 hiladas ya que el espesor de la placa es de 30 cm.

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la sección

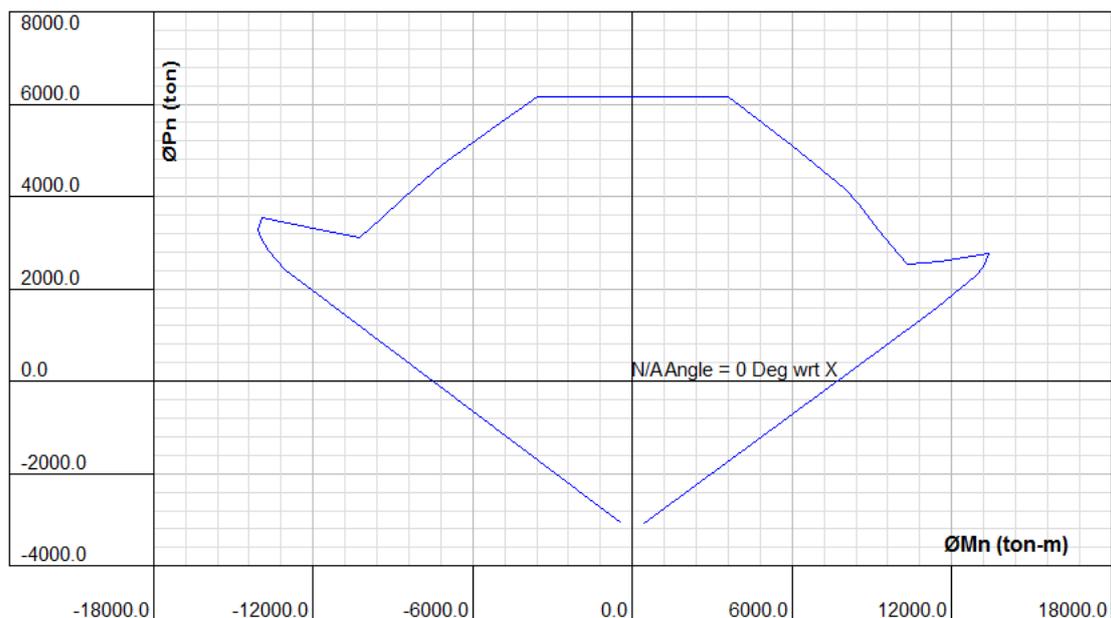


Figura 6.18. Diagrama de interacción a 0° obtenido de la sección.



Figura 6.19. Diagrama de interacción a 90° obtenido de la sección.

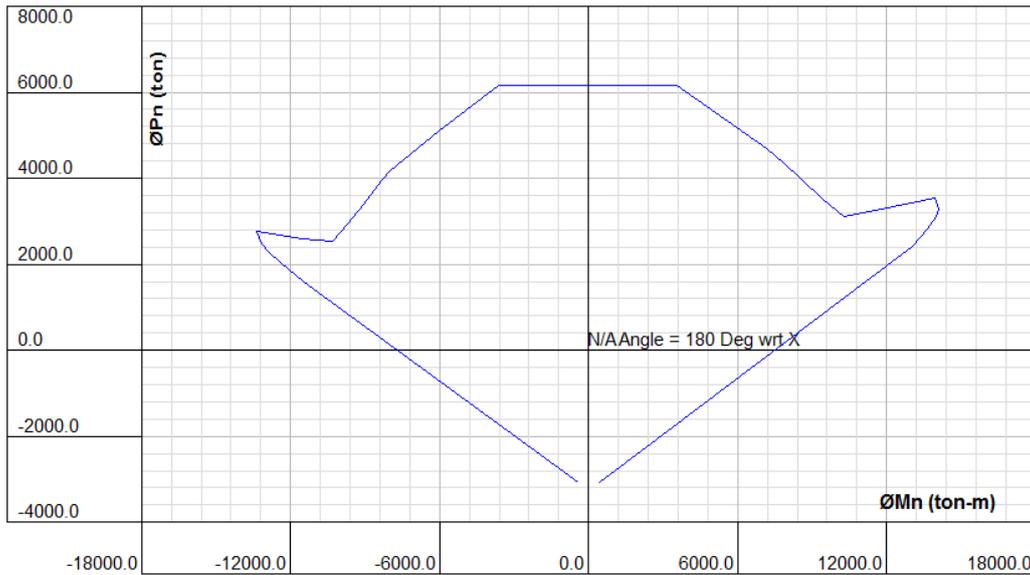


Figura 6.20. Diagrama de interacción a 180° obtenido de la sección.

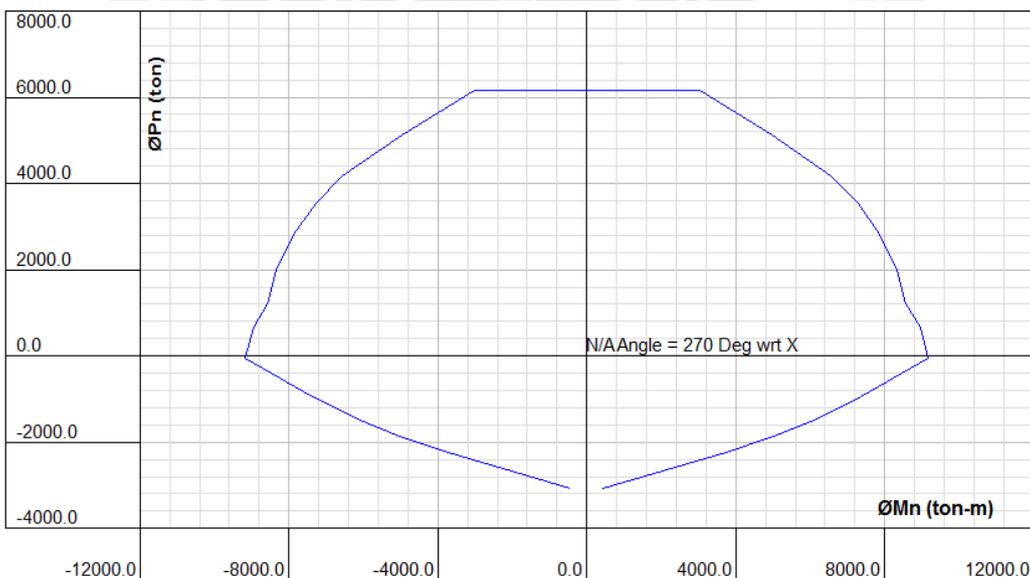


Figura 6.21. Diagrama de interacción a 270° obtenido de la sección.

Debido a que la placa a diseñar es asimétrica se tendrá que verificar con el diagrama de interacción para los 4 ángulos, es decir, para 0°, 90°, 180° y 270°.

Para el sentido “X-X”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga

	P	V2	M3
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322
C2M	-274.968	791.5477	7374.0087
C2m	2560.1728	-825.9348	-6915.0608
C3M	1016.3683	58.1212	1398.6694
C3m	1268.8366	-92.5083	-939.7216
C4M	-699.7576	798.3556	7281.1919
C4m	2135.3832	-819.1269	-7007.8776
C5M	591.5786	64.929	1305.8526
C5m	844.0469	-85.7004	-1032.5383

Tabla N°121: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.

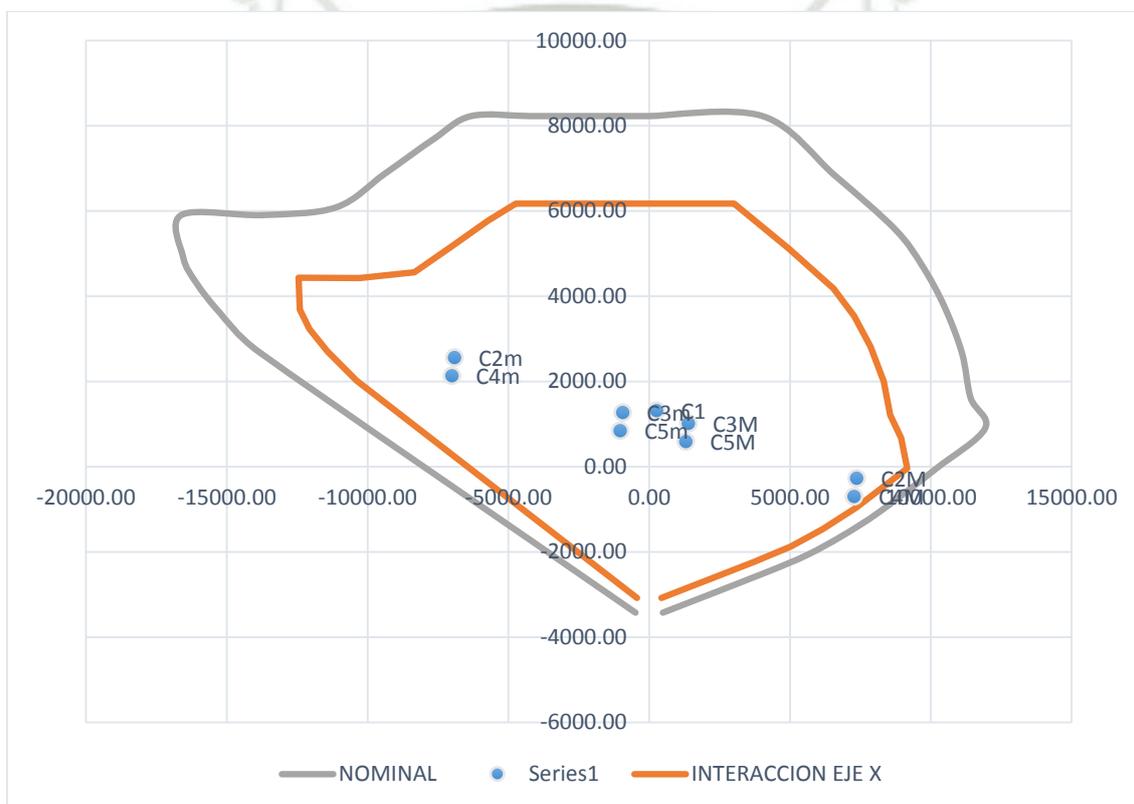


Figura 6.22. Diagrama de interacción en el sentido X-X a 90°.

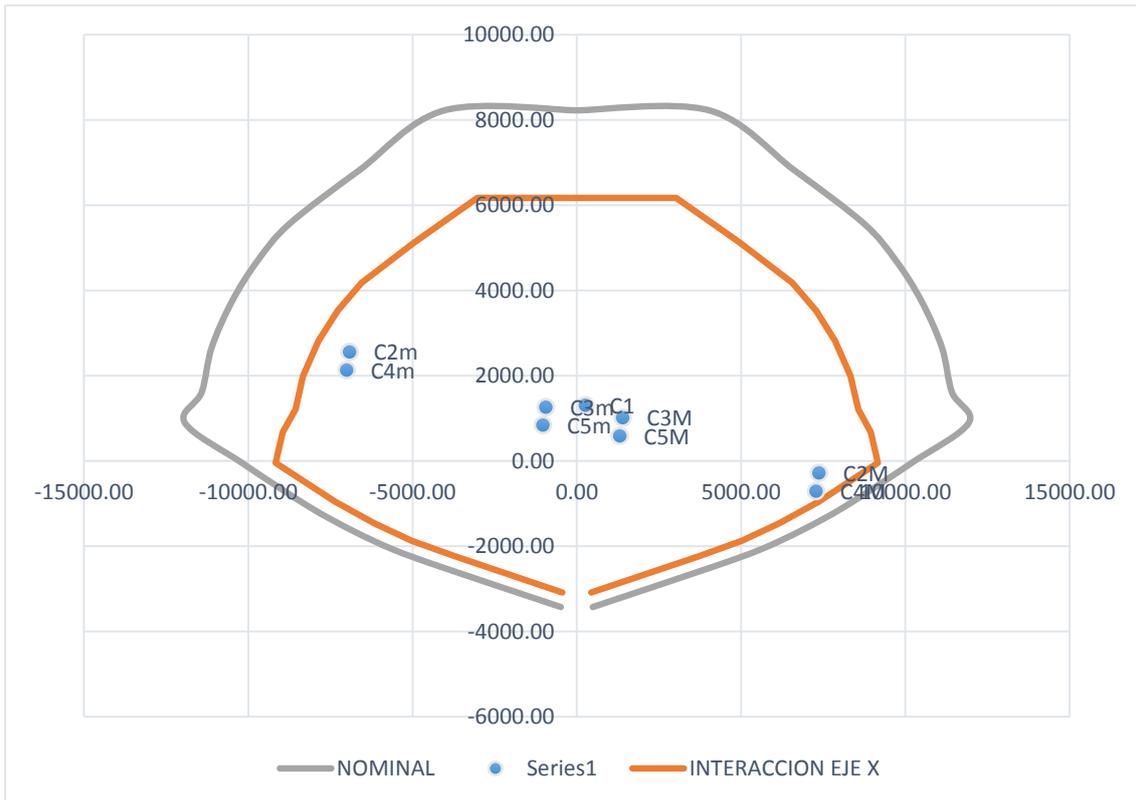


Figura 6.23. Diagrama de interacción en el sentido X-X a 270°.

Para el sentido “Y-Y”:

Se obtuvieron los siguientes resultados en función a las combinaciones de carga:

	P	V3	M2
C1	1314.6684	13.8541	-551.4463
C2M	-274.968	138.5278	533.8574
C2m	2560.1728	-114.6693	-1478.963
C3M	1016.3683	279.5235	3974.3829
C3m	1268.8366	-255.6651	-4919.4886
C4M	-699.7576	133.7074	732.7338
C4m	2135.3832	-119.4897	-1280.0866
C5M	591.5786	274.7032	4173.2593
C5m	844.0469	-260.4854	-4720.6122

Tabla N°122: Tabla que representa los valores de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores para las 5 combinaciones.

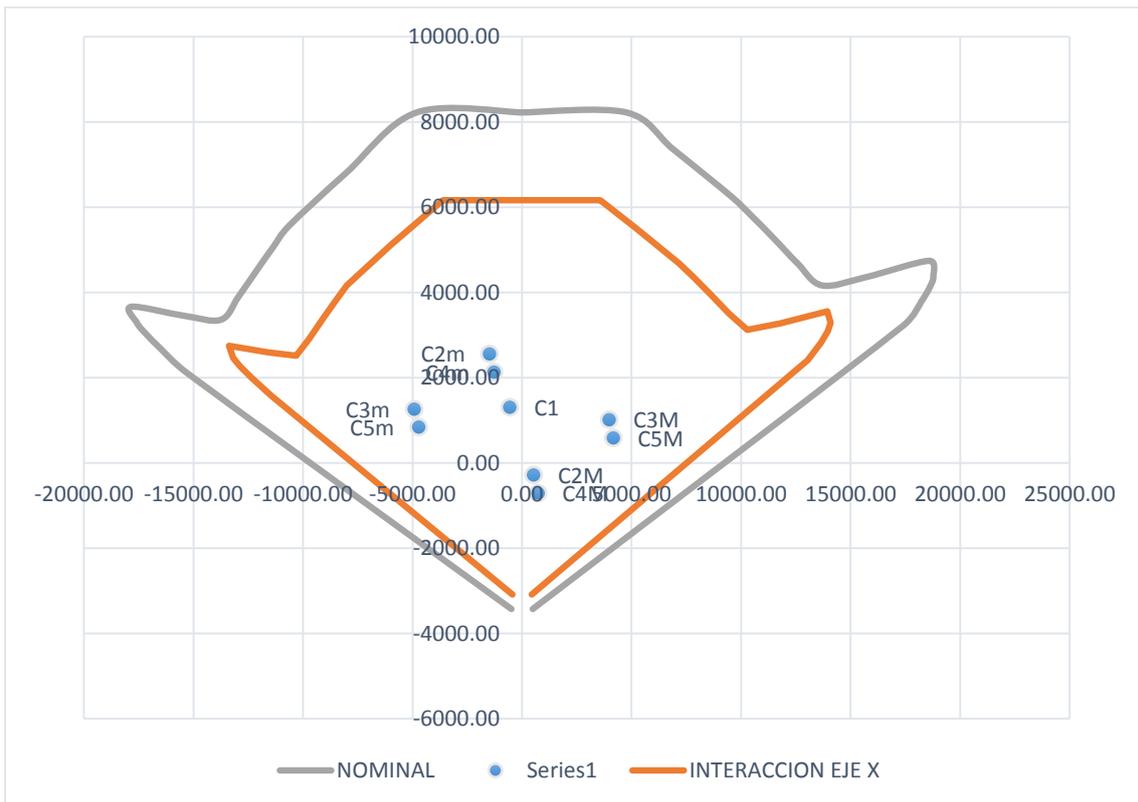


Figura 6.24. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y a 0°.

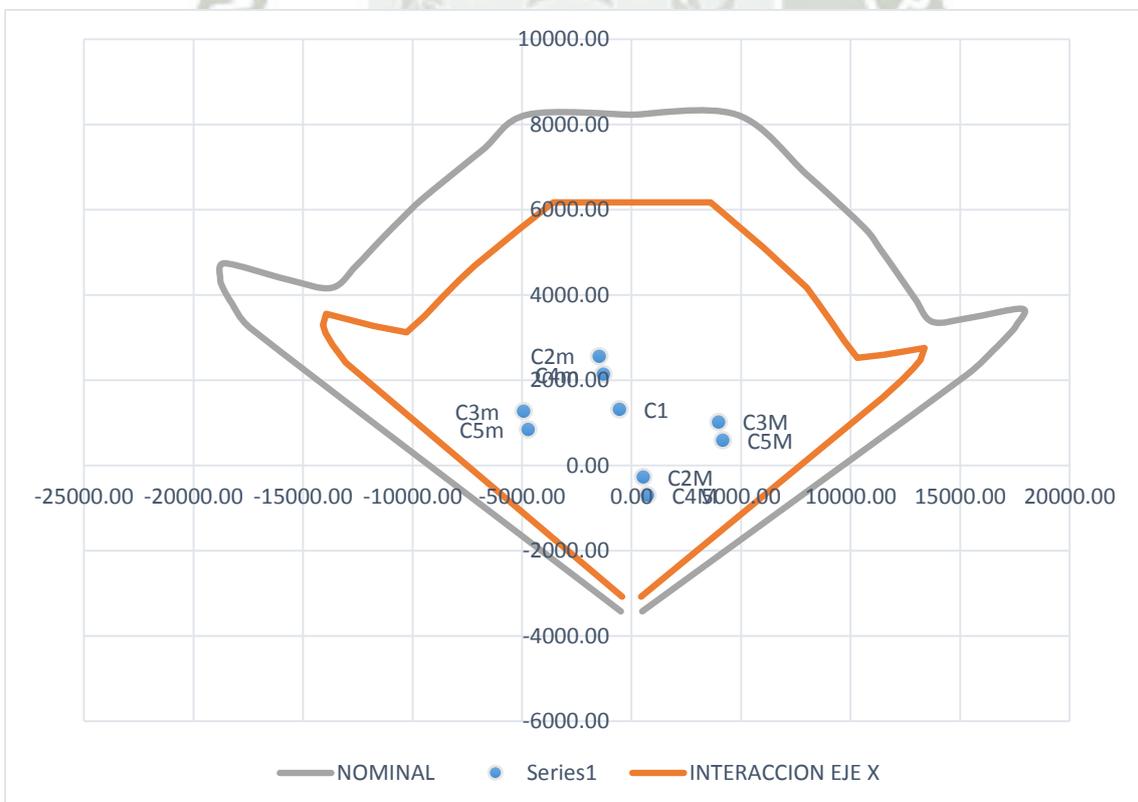


Figura 6.25. Diagrama de interacción en el sentido Y-Y a 180°.

Por lo tanto, la cantidad de acero a utilizar es capaz de soportar las cargas aplicadas a esta sección, ya que los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción.

8.3. DISEÑO POR CORTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E.060, mediante la expresión (5.32). Es decir

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

Según la norma E.060 la fuerza cortante se basa en la fórmula (5.33)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

donde

ϕ : Factor de seguridad para corte, igual a 0.85.

8.3.1. REFUERZO HORIZONTAL

Si $V_u < 50\% V_c$, el refuerzo distribuido debe proporcionarse de acuerdo con los siguientes mínimos:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.

Si $V_u < 50\% V_c$, el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado anteriormente, con una cuantía mínima de 0.0025.

Si V_u excede la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse el refuerzo por corte y deberá cumplir con la fórmula (5.30)

$$S = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$$

El espaciamiento de este refuerzo no excederá de: $L/5$, 3 t o 45 cm.

8.3.2. REFUERZO VERTICAL

La cuantía mínima de refuerzo Vertical está dada por la expresión (5.36)

$$\rho_v > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

El espaciamiento de este refuerzo no excederá de: $L/3$, 3 t o 45 cm.

En este caso se eligieron los cortantes en el sentido X-X (V2) ya que son mayores que en el sentido Y-Y (V3). Según el diagrama de interacción se tiene lo siguiente:

	P	V2	M3	MN3	AMP3	V2
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322		1	19.9213
C2M	-274.968	791.5477	7374.0087	10000	1.35611448	1073.4293
C2m	2560.1728	-825.9348	-6915.0608		1	825.9348
C3M	1016.3683	58.1212	1398.6694		1	58.1212
C3m	1268.8366	-92.5083	-939.7216		1	92.5083
C4M	-699.7576	798.3556	7281.1919		1	798.3556
C4m	2135.3832	-819.1269	-7007.8776		1	819.1269
C5M	591.5786	64.929	1305.8526		1	64.929
C5m	844.0469	-85.7004	-1032.5383		1	85.7004
						1073.4293

Tabla N°123: Tabla que representa los valores del momento nominal, el factor de amplificación y el cortante V_u .

Como se puede observar en la Tabla N°123 la combinación C2 tiene el mayor momento y cortante, por lo tanto el momento último tiene un valor de 10000 ton/m, el factor de amplificación de 1.356 y $V_u = 1073.429$ ton.

- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

- ✓ $M_n = 10000 \text{ ton}\cdot\text{m}$
- ✓ $V_u = 1073.429 \text{ ton}$
- ✓ $A_{cw} = 50100 \text{ cm}^2$
- ✓ $H_m = 30.5 \text{ m}$
- ✓ $L_m = 6.45 \text{ m}$
- ✓ $A_s = 3.81 \text{ cm}^2$ (varillas de $\frac{1}{2}$ " – 3 hiladas)

ELEMENTO	L	H	Area (cm2)
1	645	30	19350
2	525	30	15750
3	500	30	15000
4			0
d	516		50100

Tabla N°124: Tabla que representa los valores de longitud y ancho del elemento.

DISEÑO POR CORTANTE			
f'c	210	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
Piso	1	Nivel	
Hm	30.5		196024.853 MAYOR
Vu	1073429.30	kg	
Vc	384789.53	kg	vn
Vs	878068.47	kg	Vn CORRECTO
Area Acero 1 Varilla	1.27	cm2	
Hiladas	3		
Av	3.81	cm2	
s	7.5	cm	

Tabla N°125: Tabla que representa el diseño por cortante.

Según los resultados obtenidos según la tabla N°125, se puede concluir que para el refuerzo horizontal se tendrá aceros de $\emptyset 1/2$ " con una separación de 7.5 cm. Por lo tanto, la cuantía horizontal y vertical es

$$V_u \geq 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c$$

$$V_u \geq 163535.55 \text{ kgf}$$

$$903181 \text{ kgf} > 163535.55 \text{ kgf} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto se tendrá una $\rho_{hmin} = 0.0025$.

$$\rho_h = \frac{179.07 \text{ cm}^2}{7500 \text{ cm}^2} = 0.0238$$

$$\rho_v > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{9.5}{6.45} \right) (0.0238 - 0.0025)$$

$$0.0135 > 0.0025 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Como la placa a diseñar varía sus momentos y cargas axiales significativamente mientras esta va aumentando de nivel, se tienen las siguientes secciones:

2°SOTANO @ 1°NIVEL:

- Núcleos: 20 \emptyset 1" y 30 \emptyset 1"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.075 m
Acero vertical: \emptyset 1/2" @ 0.15 m

2°NIVEL @ 3°NIVEL:

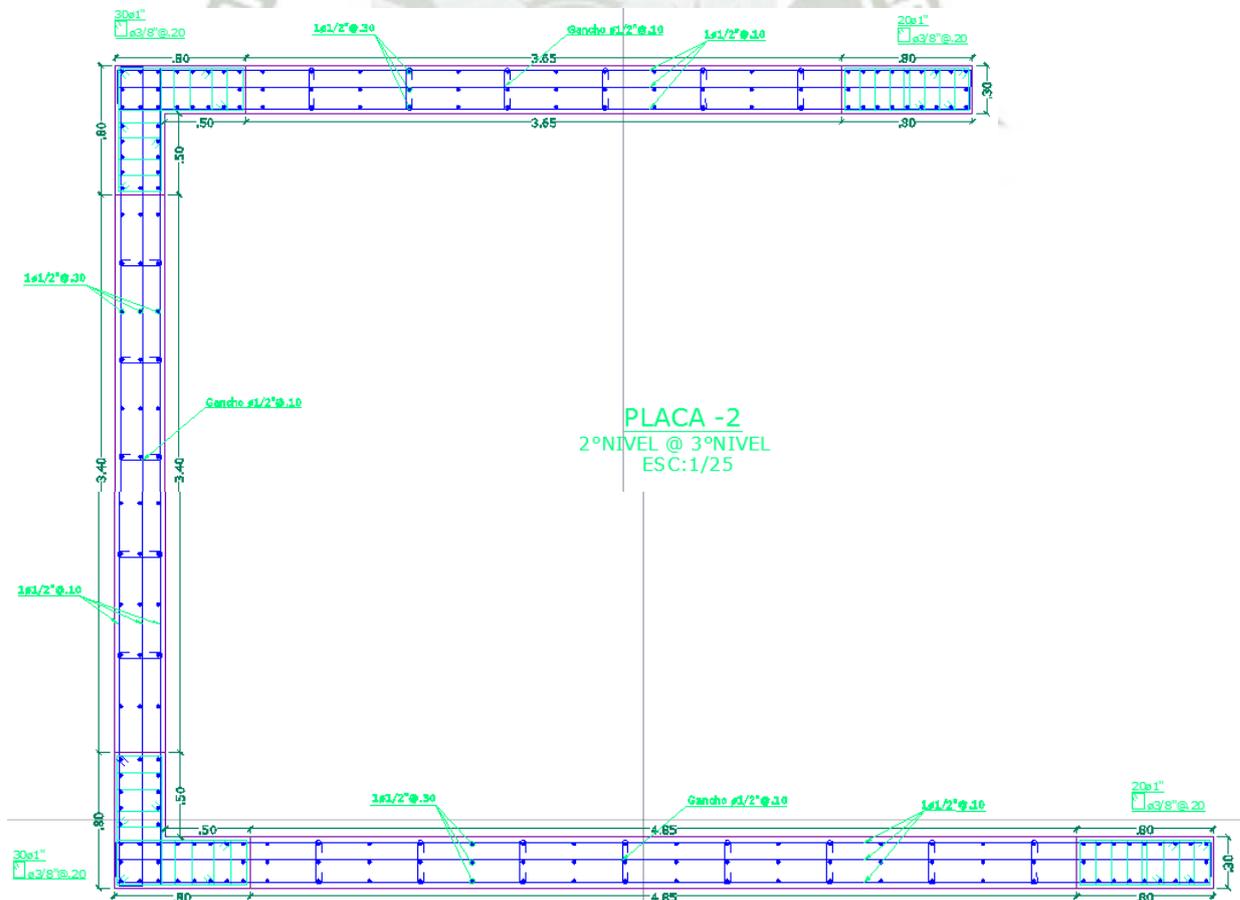
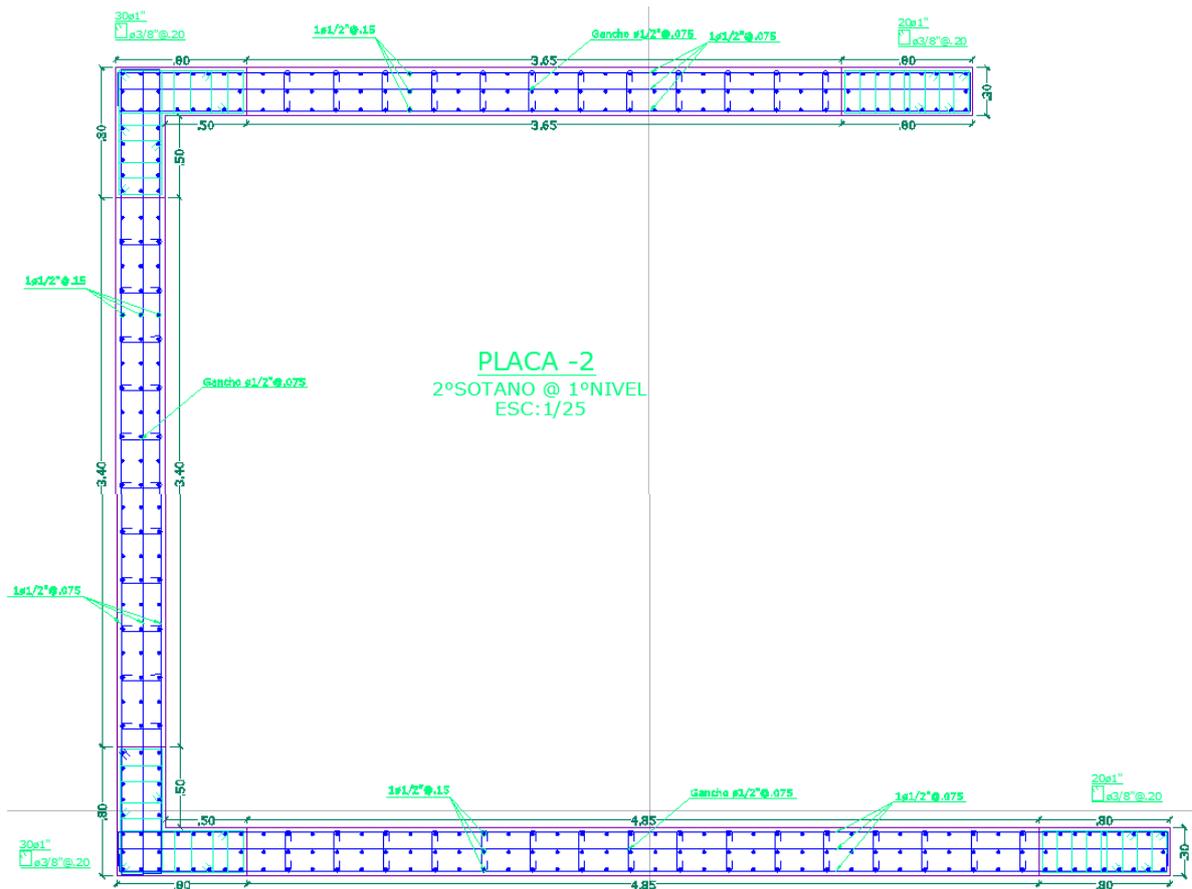
- Núcleos: 20 \emptyset 1" y 30 \emptyset 1"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.10 m
Acero vertical: \emptyset 1/2" @ 0.30 m

4°NIVEL @ 5°NIVEL:

- Núcleos: 20 \emptyset 3/4" y 30 \emptyset 3/4"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 1/2" @ 0.15m
Acero vertical: \emptyset 1/2" @ 0.30m

6°NIVEL @ 8°NIVEL:

- Núcleos: 8 \emptyset 3/4" – 10 \emptyset 5/8" y 8 \emptyset 3/4" – 16 \emptyset 5/8"
- Alma: Acero horizontal: \emptyset 3/8" @ 0.15 m
Acero vertical: \emptyset 3/8" @ 0.30 m



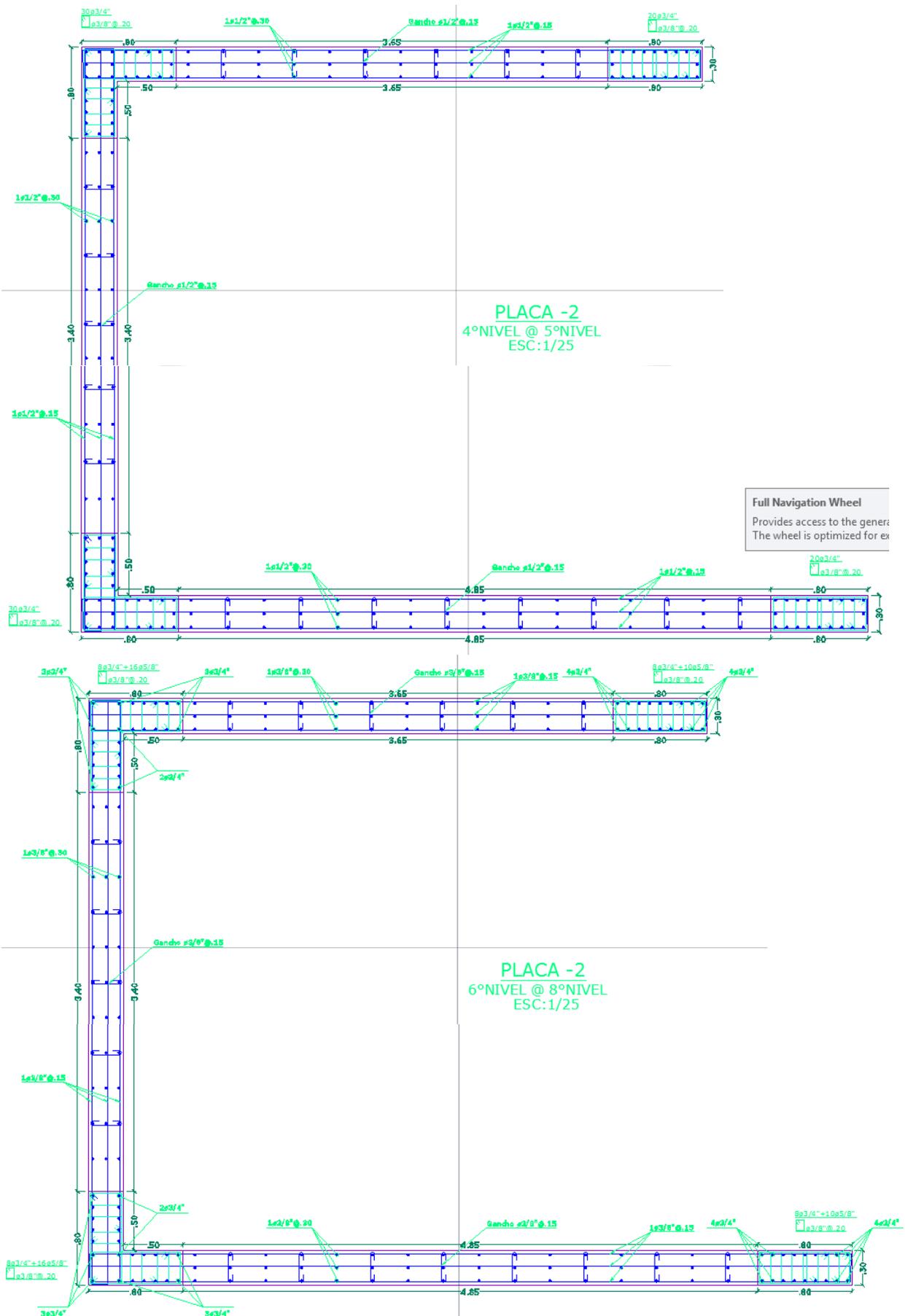


Figura 6.26. Grafico que representa el diseño final de la Placa en AUTOCAD.

9. DISEÑO DE ESCALERAS

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de escaleras se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva; ya que éstas se idealizan como losas. Por lo tanto, las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación dada por la ecuación (5.1)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Además, nosotros al comparar la norma E.030 Sismoresistente, dicha norma está referida a las cargas de sismo que se dan por el espectro añadido. Entonces, al poder ver que las escaleras no se diseñan con cargas de sismo, el diseño será el mismo para ambas, ya que el modelo tiene las mismas cargas muertas y vivas. Por lo tanto, no se optará por repetir lo mencionado en el capítulo anterior de diseño de escaleras.

10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de cimentación incluye cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto si es optará por realizar el diseño y compararlo.

Como se nombró con anterioridad las formulas a aplicar, en este capítulo se optará por no colocarlas nuevamente y se procederá a diseñar y colocar resultados.

En este proyecto se cuenta con zapatas conectadas, zapatas combinadas (losa de cimentación) y vigas de cimentación. Para realizar la cimentación se utilizó el programa SAFE 2016.

10.1. DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de zapatas conectadas incluye cargas muertas, vivas y de sismo, pero debido a que en el chequeo de presiones la mayor capacidad portante se obtiene de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el Mu de diseño, los resultados serán los mismos

para ambas ya que no considera las cargas de sismo. De igual forma se realizará el procedimiento para poder comprobar lo dicho anteriormente.

En este caso, se diseñará la cimentación de la columna P3 que se encuentra en el eje 2B. Esta zapata al igual que varias no cuentan con mucha excentricidad ya que no se encuentran en los límites colindantes pero de igual manera se optó por colocarles vigas de cimentación y funcionar como zapatas conectadas. Para realizar el diseño necesitamos carga muerta, viva y de sismo. Tenemos los siguientes datos:

- ✓ $P_{cm} = 346.889 \text{ ton}$
- ✓ $P_{cv} = 83.606 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csx} = 19.094 \text{ ton}$
- ✓ $P_{csy} = 10.04 \text{ ton}$
- ✓ $M_{cm} = M_{cv} = 0.00044 \text{ ton}\cdot\text{m} = 44.1 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$
- ✓ $M_{csx} = 0.0083 \text{ ton}\cdot\text{m} = 829.43 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$
- ✓ $M_{csy} = 0.0234 \text{ ton}\cdot\text{m} = 2344.21 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$
- ✓ $H_z = 80 \text{ cm}$
- ✓ $\sigma = 5.47 \text{ kgf}/\text{cm}^2 = 54.7 \text{ ton}/\text{m}^2$
- ✓ $f'_c = 210 \text{ kgf}/\text{cm}^2$
- ✓ $f'_y = 4200 \text{ kgf}/\text{cm}^2$
- ✓ $\emptyset = 0.85$
- ✓ $k = (\text{factor de amplificación del área}) = 1.1$

10.1.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA

La cimentación debe ser proporcional a las dimensiones de la zapata, por lo tanto se tiene mediante la fórmula (5.37). Es decir

$$A_z = k \cdot \frac{(P_{cm} + P_{cv})}{q_{adm}}$$

$$A_z = 1.1 \cdot \frac{(346.889 + 83.606)}{5.47}$$

$$A_z = 8.657 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B = 3 \text{ m} \quad L = 4$$

- **Primera verificación:**

$$P = P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}$$

$$P = 346.889 + 83.606 + 19.094$$

$$P = 449.589 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{0.004}{449.589} = 0.001$$

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$e \leq \frac{3.00}{6} = 0.001 \leq 0.5 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- **Segunda verificación:**

Para esta verificación se utilizarán las cargas últimas y las combinaciones de carga determinada por las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Para el peso propio de la zapata (PP_z), tenemos

$$\rightarrow PP_z = 3(4)(2.4)(0.8) = 23.04 \text{ ton}$$

Por lo cual, debe de cumplir con la expresión (5.38)

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{P}{A} \left(1 \mp \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{comp} = 1.33 \cdot \sigma > \sigma_{max}/\sigma_{min}$$

Para la 1ª combinación:

$$P_u = 1.4(346.889 + 23.04) + 1.7(83.606)$$

$$P_u = 660.031 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.4(0.0004) + 1.7(0.0004) = 0.00124 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{660.031}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 55.085 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{660.031}{12} \left(1 - \frac{6(0.001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 54.92 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 55.085 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 2°da combinación:

$$P_u = 1.25(346.889 + 23.04 + 83.606) + 19.094$$

$$P_u = 586.013 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.25(0.0004 + 0.0004) + 0.0234 = 0.024 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{586.013}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 48.842 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{586.013}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 48.827 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 48.842 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 3°ra combinación:

$$P_u = 1.25(346.889 + 23.04 + 83.606) - 19.094$$

$$P_u = 547.825 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.25(0.0004 + 0.0004) - 0.0234 = 0.022 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{547.825}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 45.659 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{547.825}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 45.645 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 45.659 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 4ª combinación:

$$P_u = 0.9(346.889 + 23.04) + 19.094$$

$$P_u = 352.03 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.9(0.0004 + 0.0004) + 0.0234 = 0.024 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{352.03}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 29.34 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{352.03}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 29.331 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{max} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 29.34 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para la 5^{ta} combinación:

$$P_u = 0.9(346.889 + 23.04) - 19.094$$

$$P_u = 313.842 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.9(0.0004 + 0.0004) - 0.0234 = 0.0227 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.0001$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{313.842}{12} \left(1 + \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{max} = 26.157 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{313.842}{12} \left(1 - \frac{6(0.0001)}{4}\right)$$

$$\sigma_{min} = 26.15 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{comp} = 1.33 \cdot 54.7$$

$$\sigma_{comp} = 72.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow 26.157 < 72.75 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

10.1.2. CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO

Para realizar el chequeo por punzonamiento debemos que tener en cuenta la profundidad de cimentación determinada por las ecuaciones (5.39) y (5.40); que en este caso tiene un valor $H_z = 0.80 \text{ m}$ y el recubrimiento que en este caso consideraremos 8 cm.

$$A_o = (b + (H_z - r)) \cdot (t + (H_z - r))$$

$$B_o = 2(b + (H_z - r)) + 2(t + (H_z - r))$$

$$\rightarrow A_o = (40 + (80 - 8)) \cdot (80 + (80 - 8))$$

$$A_o = 17024 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow B_o = 2(40 + (80 - 8)) + 2(80 + (80 - 8))$$

$$B_o = 528 \text{ cm}$$

$$\rightarrow B_t = \frac{0.8}{0.4} = 2$$

Además, se tiene que cumplir las ecuaciones (5.41) y (5.42)

$$\phi V_C = \phi \cdot \left(0.53 + \frac{1.1}{B_t} \right) \cdot B_o \cdot d \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = \sigma_u (A_z - A_o)$$

Donde $\phi V_C > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse.

$$\rightarrow \phi V_C = 0.85 \cdot \left(0.53 + \frac{1.1}{2} \right) \cdot 528 \cdot 72 \cdot \sqrt{210}$$

$$\phi V_C = 636152.426 \text{ kgf} = 636.152 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u = 5.509 ((300 \cdot 400) - 17024)$$

$$V_u = 567294.784 \text{ kgf} = 567.295 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \mathbf{636.152 \text{ ton} > 567.295 \text{ ton} \rightarrow \mathbf{CUMPLE}}$$

10.1.3. CHEQUEO POR CORTANTE

Al igual que el chequeo por punzonamiento se tiene que comparar el V_u y el V_C , por lo tanto se debe de cumplir que $\phi V_C > V_u$, de caso contrario las dimensiones de la zapata tienen que aumentarse tomando las ecuaciones (5.43), (5.44), (5.45), (5.46), (5.47) y (5.48)

$$m = \frac{L_z - t}{2}$$

$$n = \frac{B_z - b}{2}$$

$$\rightarrow m = \frac{400 - 80}{2} = 160 \text{ cm}$$

$$\rightarrow n = \frac{300 - 40}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$V_u = \sigma_u (m - d) L_z$$

$$V_u = \sigma_u(n - d)B_z$$

$$\rightarrow V_u = 5.509 (160 - 72)400$$

$$V_u = 171001.6 \text{ kgf} = 171.0 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u = 5.509 (130 - 72)300$$

$$V_u = 95856.6 \text{ kgf} = 95.857 \text{ ton}$$

$$\phi V_C = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot L_z$$

$$\phi V_C = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot B_z$$

$$\rightarrow \phi V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 72 \cdot 400$$

$$\phi V_C = 188016.918 \text{ kgf} = 188.017 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \phi V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 72 \cdot 300$$

$$\phi V_C = 141012.689 \text{ kgf} = 141.012 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow 188.017 \text{ ton} > 171.0 \text{ ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\rightarrow 141.012 \text{ ton} > 95.857 \text{ ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

10.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo. Por lo tanto utilizando las ecuaciones (5.49), (5.50), (5.51), (5.52) y (5.53)

$$M_{u1} = \frac{\sigma_u \cdot m^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_{u2} = \frac{\sigma_u \cdot n^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$\rightarrow M_{u1} = \frac{55.09 \cdot 1.60^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_{u1} = 70.515 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow M_{u2} = \frac{55.09 \cdot 1.30^2 \cdot 1.00}{2}$$

$$M_{u2} = 46.551 \text{ ton.m}$$

$$K_{u1} = \frac{M_{u1}^2}{1.00 \cdot d^2}$$

$$K_{u2} = \frac{M_{u2}^2}{100 \cdot d^2}$$

$$\rightarrow K_{u1} = \frac{70.515 \cdot 10^5}{100 \cdot 72^2}$$

$$K_{u1} = 13.602$$

$$\rightarrow K_{u2} = \frac{46.551 \cdot 10^5}{100 \cdot 72^2}$$

$$K_{u2} = 8.98$$

Por lo tanto, la cuantía mínima para zapatas $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_{s_{min}} = \rho \cdot d \cdot 100$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 72 \cdot 100$$

$$A_{s_{min}} = 12.96 \text{ cm}^2$$

FLEXIÓN		ESFUER. SUELO		1"	5.1	$\rho =$	0.0018				
Mu (Kg.m)	As (cm2)	q1	q2	1/2"	1.29	b =	100				
(x ml de B)	(x ml de B)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	5/8"	2						
				3/4"	2.84						
								S	p minima	Nº varillas	S final
70515	27.11	2.69	2.65	25150	10244	13.556	0.074	12.96	40.668	0.073	
46551	17.61	2.69	2.65	25150	10244	8.806	0.114	12.96	35.223	0.083	
250993	113.18	5.25	5.25	-1257248	114931	39.850	0.025	12.96	199.252	0.025	
47750	18.08	5.25	5.25	-1257248	114931	6.366	0.157	12.96	47.427	0.104	
62748	24.00	1.22	1.22	1266035	213308	8.450	0.118	12.96	47.742	0.118	
68202	26.18	1.22	1.22	1266035	213308	9.219	0.108	12.96	68.679	0.082	
32837	12.31	4.81	4.81	717369	86274	4.336	0.231	12.96	35.336	0.226	
68202	26.18	4.81	4.81	717369	86274	9.219	0.108	12.96	75.132	0.098	
109192	43.17	73.00	73.00	-13376977	-3318178	8.464	0.118	12.96	32.588	0.117	

Tabla N°126: Tabla que representa la cantidad de acero y espaciamento de zapatas.

Después de realizar el cálculo, se tuvo una separación de $\emptyset 3/4'' @ 0.075$ para $L = 400$ cm y de $\emptyset 3/4'' @ 0.10$ para $L = 300$ cm según como se puede observar en la Tabla N°126.

10.2. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN

Las vigas de cimentación son aquellas que se encargan de unir zapatas mayormente para contrarrestar la excentricidad obtenida en las zapatas colindantes y de integrar en forma lineal la cimentación de varias columnas o placas. Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de las vigas de cimentación, incluyen cargas muertas, vivas y de sismo, pero debido a que en el chequeo de presiones la mayor capacidad portante se obtiene de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el M_u de diseño, los resultados serán los mismos para ambas ya que no considera las cargas de sismo. Por lo tanto, no se procederá a realizar el diseño ya que se obtendrán los mismos resultados.

10.3. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Las losas de cimentación se encuentran clasificadas en las zapatas combinadas. Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de losa de cimentación al igual que las zapatas conectadas, estas incluyen cargas muertas, vivas y de sismo, pero debido a que en el chequeo de presiones la mayor capacidad portante se obtiene de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el M_u de diseño, los resultados serán los mismos para ambas ya que no considera las cargas de sismo.

Por lo tanto, no se procederá a realizar el diseño ya que se obtendrán los mismos resultados.

11. DISEÑO DE MUROS DE SOTANO

Para el diseño de muros, se tiene que hacer el diseño de zapata y el diseño del acero horizontal y vertical de la pantalla.

Como se mencionó en el capítulo anterior, el diseño de la zapata del muro se realiza de igual manera que una zapata aislada, por lo tanto, incluye cargas muertas, vivas y de sismo. Pero debido a que en el chequeo de presiones la

mayor capacidad portante se obtiene de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el Mu de diseño, los resultados serán los mismos para ambas ya que no considera las cargas de sismo. Por lo tanto, no se procederá a realizar el diseño ya que es el mismo.

Para el diseño de la pantalla, esta solamente incluye las cargas muertas y la fuerza de empuje del suelo, es decir, no considera cargas de sismo. Por lo tanto, no se procederá a realizar el diseño ya que se obtendrán los mismos resultados.

12. DISEÑO DE TABIQUERIA

Como se mencionó en el capítulo anterior, los muros o tabiques desconectados de la estructura principal serán diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en el capítulo correspondiente de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente, por lo tanto, si habría una variación entre ambas normas.

El muro de tabiquería a diseñar se encuentre en el eje (1-2) y (F-G).

12.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO ADMISIBLE DE ALBAÑILERÍA

Según lo que indica la norma E.030, se tienen hallar las fuerzas sísmicas horizontales en el eje “X” y “Y” se tiene:

$$F = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot P_e \quad (6.1)$$

Donde:

Z : factor de zona obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 0.40

U : factor de uso obtenido de la norma E,030 Sismorresistente = 1.0

C_1 : coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente =0.9 (Muros y tabiques dentro de una edificación)

P_e : Peso de la estructura (kgf).

Tabla N° 9 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano. - Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	1,3
- Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano).	0,9
- Cercos.	0,6
- Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección.	0,9
- Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano.	0,6

Tabla N°127: Tabla que representa los valores de “C1”.

Para el peso de la estructura se tiene la fórmula (5.64)

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

donde

γ_w : Peso específico del muro=1900kgf/m³

L_w : longitud del muro=1.5 m

t_w : espesor del muro= 0.13 m

h_w : altura del muro= 2.25 m

Por lo tanto, se tiene:

$$P_e = 1900 \cdot (1.5) \cdot (0.13) \cdot (2.25)$$

$$P_e = 833.625 \text{ kgf}$$

Según la norma E.070, el paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en ton/m²) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la expresión (5.66)

$$w = 0.8 \cdot (Z \cdot U \cdot C_1 \cdot e \cdot \gamma)$$

donde

- Z : factor de zona obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 0.35
- U : factor de uso obtenido de la norma E.030 Sismorresistente = 1.0
- C_1 : coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente =0.9 (Muros y tabiques dentro de una edificación)
- e : espesor del muro = 0.15 m
- γ : Peso propio de albañilería = 1.9 ton/m³

Para hallar el momento flector obtenido por la carga distribuida (W) se hará de utilizando la ecuación (5.67)

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

Como se pudo observar, la fórmula de las fuerzas horizontales según la norma E.030, esta resulta ser compatible con la fórmula de la carga distribuida de la norma E.070, es decir que simplemente esta fuerza se tendrá que dividir entre ($L_w H_w$) para así obtener las unidades de Kg/m² y obtener la carga distribuida (W). Por lo tanto, se tiene:

Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-x}}{g}$	F_x (Kg)	W_x (Kg/m ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (Kg)	W_y (Kg/m ²)
10	7022.45	6729.52	0.71609047	429.804659	127.3495 m	0.68621993	411.876061	122.037351
9	5386.15	5276.1	0.54923434	329.655941	97.6758343	0.53801236	322.920399	95.68012 m
8	4816.48	4407.92	0.49114417	294.789645	87.34508	0.44948266	269.783986	79.9359958
7	4502.87	4089.08	0.45916486	275.595341	81.6578788	0.41697003	250.269583	74.1539505
6	4159.2	3874.67	0.42412028	254.561234	75.4255507	0.3951063	237.146753	70.2657046
5	3811.67	3525.69	0.38868209	233.290878	69.123223	0.35952025	215.787651	63.9370816
4	3422.61	3138.33	0.34900902	209.478704	62.067764	0.32002053	192.079524	56.9124516
3	2925.73	2888.54	0.29834137	179.067474	53.0570294	0.29454905	176.791283	52.3826025
2	2590.3	2567.65	0.26413704	158.537691	46.9741306	0.26182738	157.151412	46.5633813
1	1565.5	1558.52	0.15963654	95.815448	28.3897624	0.15892478	95.3882415	28.2631827

Tabla N°128: Tabla que representa los valores de fuerzas horizontales y cargas distribuidas en el sentido "X" y "Y".

Para hallar el momento flector, se tiene un muro con 4 bordes arriostrados y se tienen los siguientes datos:

a = longitud del borde libre (menor dimensión)=150 cm

b = longitud del borde arriostrado=275 cm – 40 cm= 235 cm

$$b/a = 1.567 \rightarrow m = 0.082$$

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (Kg)	F_{\parallel} (Kg)	W_{\perp} (Kg/m ²)
Dirección X	411.876061	429.804659	122.0374 m
Dirección Y	429.804659	411.876061	127.349528

Tabla N°129: Tabla que representa las fuerzas de diseño y las cargas distribuidas en “X” y “Y”.

Como el muro se encuentre en el sentido “X” se tiene la carga distribuida perpendicular al plano, por lo tanto:

$$M_s = 0.082 \cdot (122.037) \cdot (1.5^2)$$

$$M_s = 22.5 \text{ kgf} - \text{m/m}$$

Para el esfuerzo de tracción actuante, tiene que ser menor que f'_m el cual se determina por la ecuación (5.68)

$$f'_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2}$$

donde

t : espesor del muro=13 cm

$$f'_m = \frac{6 \cdot 22.5}{(13 \cdot 100)^2}$$

$$f'_m = 0.799 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 1.50 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

12.2. DISEÑO DE ARRIOSTRES

Para el diseño de arriostres tenemos que hallar la carga última proveniente de la albañilería y la carga proveniente de la columna, para así poder hallar el M_u y V_u de diseño. Por lo tanto

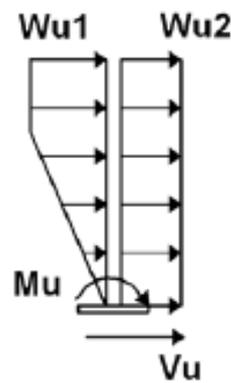


Figura 6.27. Representación de las cargas últimas de tabiquería.

$$W_{u1} = 1.25 \cdot (0.0122) \cdot (75) \cdot 2 = 2.288 \text{ kgf/cm}$$

Peso propio del concreto = 2.4 ton/m^3

$$w = 0.8 \cdot (0.4) \cdot (1.0) \cdot (0.9) \cdot (0.13) \cdot (2.4)$$

$$\rightarrow w = 0. \frac{089 \text{ ton}}{\text{m}^2} = 0.0089 \text{ kgf/cm}^2$$

$$W_{u2} = 1.25 \cdot (0.0089) \cdot (25) = 0.281 \text{ kgf/cm}$$

$$\rightarrow M_u = 2.288 \cdot (155) \left(\frac{155}{2} + 80 \right) + 2.288 \cdot (80) \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} (80) + 0.281 \cdot 235 \left(\frac{235}{2} \right)$$

$$M_u = 55855.8 + 4881.067 + 7759.113$$

$$\rightarrow M_u = 684.96 \text{ kgf. m}$$

$$\rightarrow V_u = 2.288 \cdot (155) + 2.288 \cdot (80) \cdot \left(\frac{1}{2} \right) + 0.281 \cdot 225$$

$$V_u = 354.64 + 91.52 + 63.225$$

$$\rightarrow V_u = 509.115 \text{ kgf} < \emptyset V_c \rightarrow \text{No se necesita estribos}$$

Por lo tanto, se colocarán el acero mínimo: $4 \emptyset 3/8''$ como refuerzo longitudinal y estribos $\emptyset \frac{1}{4}''$: $1@.5 \text{ cm}, 4@.10 \text{ cm}, \text{Rto.}@25 \text{ cm}.$

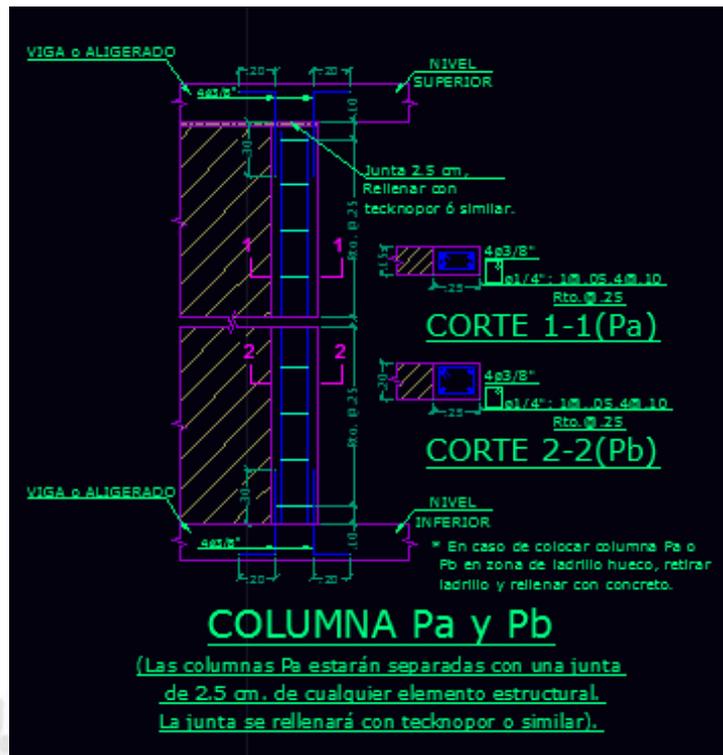


Figura 6.28. Detalle de tabiquería (muro no portante).

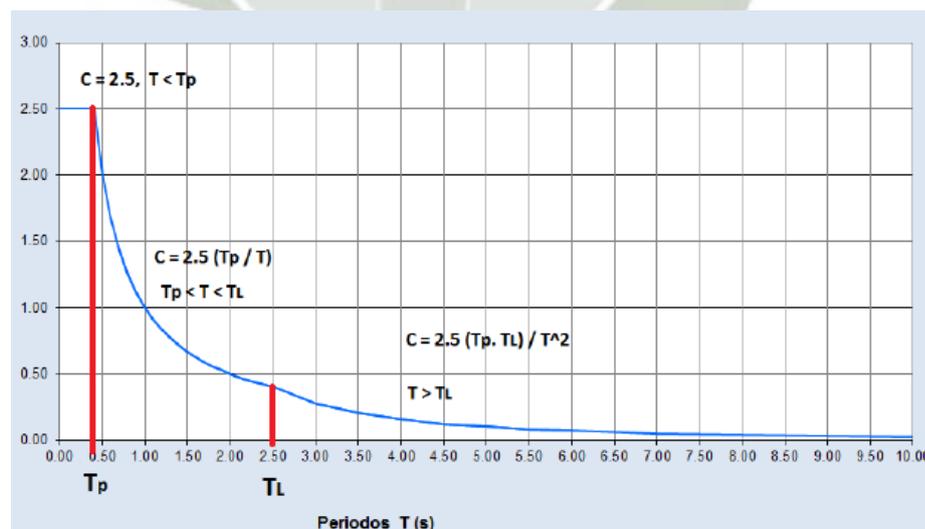
CONCLUSIONES

1. Una de las comparaciones más importantes entre las 2 normas sería el factor de zona (Z) y el factor de Suelo (S).

- Norma E.030 (2009) : $Z = 0.4$ y $S = 1.2$
- Norma E.030 (2016) : $Z = 0.35$ y $S = 1.15$

Como se puede observar en la norma E.030 (2016) el factor de zona se dividió en 4 zonas resultando ser más conservadora, pero solo para las zonas costeras. Un claro ejemplo es la zona de Arequipa ya que en la norma E.030 (2003) tiene un valor de 0.4. En cambio, con la nueva norma se divide la ciudad de Arequipa en 2 zonas, siendo la parte de la sierra menos conservadora con un valor de $Z = 0.35$, lo que conlleva según las tablas a tener un valor de factor del suelo de $S = 1.15$, que también resulta ser menor que el de la anterior norma. En este caso, podemos concluir que la norma E.030 (2003) sería más conservadora que la actual.

2. Para hallar el factor de amplificación sísmica “C” con la nueva norma (2016) se utilizó un nuevo coeficiente T_L , que no aparece en la norma E.030 del 2003, el cual presenta una variación.



3. Como se nombró anteriormente, se realizó la misma estructuración para ambas normas con el fin de comparar los espectros, por lo tanto, se concluye que los valores del peso de la estructura son iguales.

Al realizar el análisis estático con la norma del 2003 la fuerza cortante tiene un valor de 0.2667 en función del peso

$$V = 0.2667 \cdot P$$

$$V = 2449.829 \text{ ton}$$

Lo mismo para la norma actual (2016) tenemos un valor de 0.2236

$$V = 0.2236 \cdot P$$

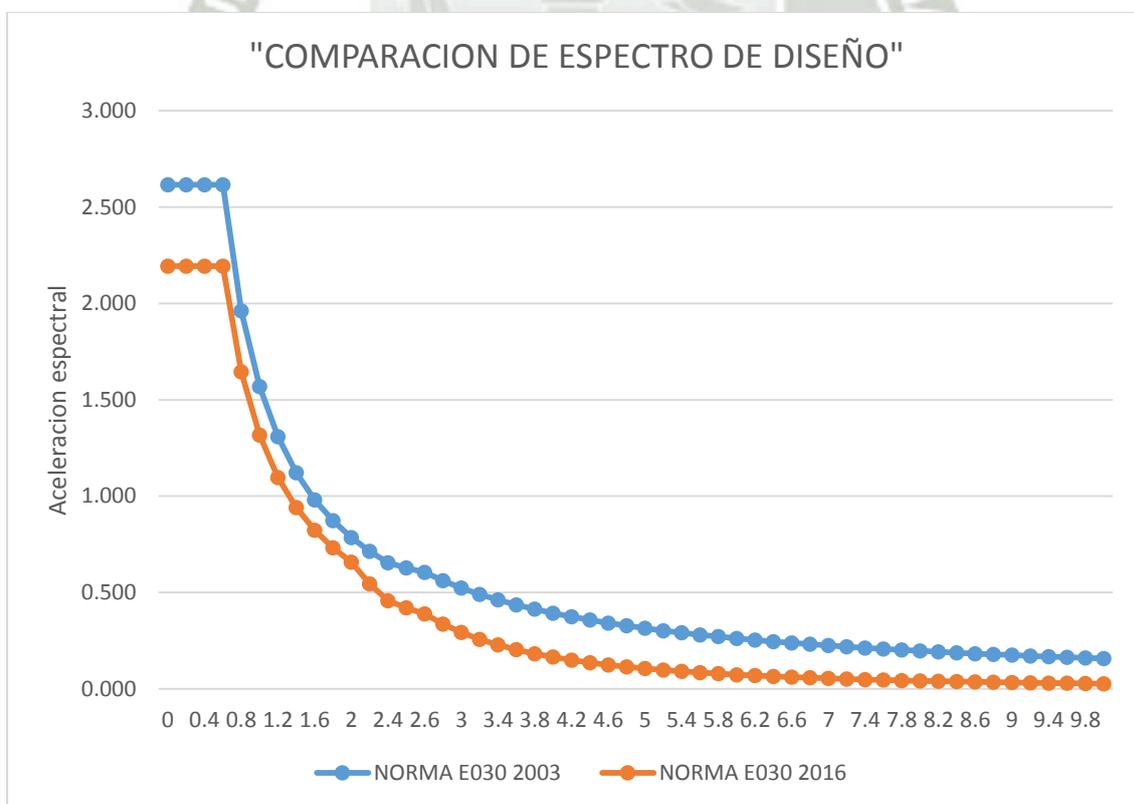
$$V = 2054.284 \text{ ton}$$

Por lo tanto, podemos concluir que la cortante estática en la base es menor con la nueva norma con una variación de 16.15%.

4. Los factores de zona, suelo y amplificación sísmica nombrados anteriormente son parte de análisis estático y dinámico, y se consideran claves para que el espectro de diseño varíe tal como se observa en las tablas :

			NORMA NUEVA				NORMA ANTIGUA
T	C	ZUCS/R	S _a	T	C	ZUCS/R	S _a
0	2.5	0.224	2.194	0.0	2.5	0.267	2.616
0.2	2.5	0.224	2.194	0.2	2.5	0.267	2.616
0.4	2.5	0.224	2.194	0.4	2.5	0.267	2.616
0.6	2.5	0.224	2.194	0.6	2.5	0.267	2.616
0.8	1.875	0.168	1.645	0.8	1.875	0.200	1.962
1	1.5	0.134	1.316	1.0	1.5	0.160	1.570
1.2	1.25	0.112	1.097	1.2	1.25	0.133	1.308
1.4	1.071	0.096	0.940	1.4	1.071	0.114	1.121
1.6	0.938	0.084	0.823	1.6	0.938	0.100	0.981
1.8	0.833	0.075	0.731	1.8	0.833	0.089	0.872
2	0.750	0.067	0.658	2.0	0.750	0.080	0.785
2.2	0.620	0.055	0.544	2.2	0.682	0.073	0.713
2.4	0.521	0.047	0.457	2.4	0.625	0.067	0.654
2.5	0.480	0.043	0.421	2.5	0.600	0.064	0.628
2.6	0.444	0.040	0.389	2.6	0.577	0.062	0.604
2.8	0.383	0.034	0.336	2.8	0.536	0.057	0.561
3	0.333	0.030	0.292	3.0	0.500	0.053	0.523
3.2	0.293	0.026	0.257	3.2	0.469	0.050	0.491
3.4	0.260	0.023	0.228	3.4	0.441	0.047	0.462
3.6	0.231	0.021	0.203	3.6	0.417	0.044	0.436
3.8	0.208	0.019	0.182	3.8	0.395	0.042	0.413
4	0.188	0.017	0.165	4.0	0.375	0.040	0.392

4.2	0.170	0.015	0.149	4.2	0.357	0.038	0.374
4.4	0.155	0.014	0.136	4.4	0.341	0.036	0.357
4.6	0.142	0.013	0.124	4.6	0.326	0.035	0.341
4.8	0.130	0.012	0.114	4.8	0.313	0.033	0.327
5	0.120	0.011	0.105	5.0	0.300	0.032	0.314
5.2	0.111	0.010	0.097	5.2	0.288	0.031	0.302
5.4	0.103	0.009	0.090	5.4	0.278	0.030	0.291
5.6	0.096	0.009	0.084	5.6	0.268	0.029	0.280
5.8	0.089	0.008	0.078	5.8	0.259	0.028	0.271
6	0.083	0.007	0.073	6.0	0.250	0.027	0.262
6.2	0.078	0.007	0.068	6.2	0.242	0.026	0.253
6.4	0.073	0.007	0.064	6.4	0.234	0.025	0.245
6.6	0.069	0.006	0.060	6.6	0.227	0.024	0.238
6.8	0.065	0.006	0.057	6.8	0.221	0.024	0.231
7	0.061	0.005	0.054	7.0	0.214	0.023	0.224
7.2	0.058	0.005	0.051	7.2	0.208	0.022	0.218
7.4	0.055	0.005	0.048	7.4	0.203	0.022	0.212
7.6	0.052	0.005	0.046	7.6	0.197	0.021	0.207
7.8	0.049	0.004	0.043	7.8	0.192	0.021	0.201
8	0.047	0.004	0.041	8.0	0.188	0.020	0.196
8.2	0.045	0.004	0.039	8.2	0.183	0.020	0.191
8.4	0.043	0.004	0.037	8.4	0.179	0.019	0.187
8.6	0.041	0.004	0.036	8.6	0.174	0.019	0.183
8.8	0.039	0.003	0.034	8.8	0.170	0.018	0.178
9	0.037	0.003	0.032	9.0	0.167	0.018	0.174
9.2	0.035	0.003	0.031	9.2	0.163	0.017	0.171
9.4	0.034	0.003	0.030	9.4	0.160	0.017	0.167
9.6	0.033	0.003	0.029	9.6	0.156	0.017	0.164
9.8	0.031	0.003	0.027	9.8	0.153	0.016	0.160
10	0.030	0.003	0.026	10.0	0.150	0.016	0.157



	NORMA NUEVA	NORMA ANTIGUA		
<i>T</i>	<i>Sa</i>	<i>Sa</i>	<i>%</i>	<i>Variacion(%)</i>
0.000	2.194	2.616	83.854	16.15
0.200	2.194	2.616	83.854	16.15
0.400	2.194	2.616	83.854	16.15
0.600	2.194	2.616	83.854	16.15
0.800	1.645	1.962	83.854	16.15
1.000	1.316	1.570	83.854	16.15
1.200	1.097	1.308	83.854	16.15
1.400	0.940	1.121	83.854	16.15
1.600	0.823	0.981	83.854	16.15
1.800	0.731	0.872	83.854	16.15
2.000	0.658	0.785	83.854	16.15
2.200	0.544	0.713	76.231	23.77
2.400	0.457	0.654	69.878	30.12
2.500	0.421	0.628	67.083	32.92
2.600	0.389	0.604	64.503	35.50
2.800	0.336	0.561	59.896	40.10
3.000	0.292	0.523	55.903	44.10
3.200	0.257	0.491	52.409	47.59
3.400	0.228	0.462	49.326	50.67
3.600	0.203	0.436	46.586	53.41
3.800	0.182	0.413	44.134	55.87
4.000	0.165	0.392	41.927	58.07
4.200	0.149	0.374	39.931	60.07
4.400	0.136	0.357	38.116	61.88
4.600	0.124	0.341	36.458	63.54
4.800	0.114	0.327	34.939	65.06
5.000	0.105	0.314	33.542	66.46
5.200	0.097	0.302	32.252	67.75
5.400	0.090	0.291	31.057	68.94
5.600	0.084	0.280	29.948	70.05
5.800	0.078	0.271	28.915	71.08
6.000	0.073	0.262	27.951	72.05
6.200	0.068	0.253	27.050	72.95
6.400	0.064	0.245	26.204	73.80
6.600	0.060	0.238	25.410	74.59
6.800	0.057	0.231	24.663	75.34
7.000	0.054	0.224	23.958	76.04
7.200	0.051	0.218	23.293	76.71
7.400	0.048	0.212	22.663	77.34
7.600	0.046	0.207	22.067	77.93
7.800	0.043	0.201	21.501	78.50
8.000	0.041	0.196	20.964	79.04
8.200	0.039	0.191	20.452	79.55
8.400	0.037	0.187	19.965	80.03
8.600	0.036	0.183	19.501	80.50
8.800	0.034	0.178	19.058	80.94
9.000	0.032	0.174	18.634	81.37
9.200	0.031	0.171	18.229	81.77
9.400	0.030	0.167	17.841	82.16
9.600	0.029	0.164	17.470	82.53
9.800	0.027	0.160	17.113	82.89
10.000	0.026	0.157	16.771	83.23

Por lo tanto, como se puede observar el valor de la aceleración espectral con la norma del 2003 resulta ser mayor, variando un 16.15% con respecto a la norma del 2016 para los primeros periodos.

- Los valores de las cortantes estáticas y dinámicas también resultan ser menores en la norma actual (2016), debido a que el espectro es menor y las fuerzas estáticas y sísmicas también son menores.

Para la norma E.030 del 2003 – Primer nivel

ETABS	EJE X	EJE Y
Vest=	2225.426	2225.426
Vdina=	1415.4949	1503.5126

Para la norma E.030 del 2016 – Primer nivel

ETABS	EJE X	EJE Y
Vest=	1866.112	1866.112
Vdina=	1186.9379	1260.7436

Por lo tanto, estas fuerzas tienen una variación para Vest y Vdina de 16.15% para “X” y “Y”.

- Otro tema muy importante sería el tema de las irregularidades ya que por ser la misma estructuración para ambas normas; estas cumplirían con las mismas irregularidades, por lo tanto, tendrían el mismo valor del factor que afectaría el valor de R . Pero en la norma actual la presencia de las irregularidades son más específicas ya que estas pueden cambiar las aceleraciones espectrales haciéndolas mayores o menores, por lo tanto, cada una tiene un factor indicando que el valor de R puede variar. En el caso de la norma actual (2016) obtuvimos el valor de $R = 0.75 \cdot 1 \cdot 6 = 4.5$; en cambio con la norma del 2003 las irregularidades son menos específicas y solo se considera un valor de 0.75 si cumple con una o varias de ellas $R = 0.75 \cdot 6 = 4.5$.

Al observar ambos resultados nos damos cuenta que en este caso lo valores de R resultaron ser iguales para ambas normas. Si en el caso que la estructura hubiera tenido otras irregularidades el valor de R se reduciría, por lo tanto, la aceleración espectral aumentaría y habría una mayor diferencia entre ambas.

7. El tema de desplazamientos es otro punto de comparación importante siendo más conservador según la norma actual del 2016, ya que si se considera una estructura irregular el valor de la deriva máxima se multiplicaría solo por el valor R que es afectado por las irregularidades. En cambio, la norma del 2003 sea la estructura regular o irregular la deriva máxima se multiplicará por $0.75R$, por lo que este valor disminuiría y resultaría tener una holgura para cumplir con el valor del desplazamiento permisible (en este caso 0.007) teniendo la posibilidad de disminuir más la rigidez de la estructura a diferencia de la nueva norma (2016). En este caso se propuso una misma estructuración para ambas, claramente cumpliendo sus desplazamientos pero no llevando al límite del cumplimiento de esta.
8. Para la junta de separación sísmica con la norma del 2003 se obtuvo un valor de 13.2 cm, en cambio, con la nueva norma del 2016 se obtuvo un valor de 18.3 cm; es decir, este valor se incrementó y sería más conservadora con la nueva norma.
9. Al colocar los espectros en la estructura también se puede observar el valor de los momentos de diseño, ya que después de haber corregido el factor de amplificación y colocarlo en el modelo, obtenemos nuestros momentos finales para poder diseñar notándose una diferencia en la cual los valores con la anterior norma (2003) resultan ser mayores que con la norma actual (2016), esto quiere decir que la norma del 2003 tendría más cantidad de acero, es decir, la estructura sería más reforzada que la norma actual.

Al analizar los momentos flectores, fuerzas axiales y fuerzas cortantes, se tuvo aproximadamente para todos los elementos una diferencia del 15%

con respecto a la norma actual (posteriormente se especificará la variación para cada elemento estructural).

Esta sería una de las principales conclusiones ya que utilizando la misma estructuración para ambas normas la cantidad de acero o de refuerzo es mayor con la norma E.030 (2003), es decir, que la norma E.030 (2016) sería menos conservadora en este caso, sabiendo que tendría que ser lo contrario, ya que las normas actuales deberían ser mejoradas para beneficio y seguridad de la humanidad.

Cabe mencionar que el edificio a analizar está ubicado en la zona de la sierra de Arequipa y quedaría demostrado que no para todas las zonas del Perú sería conservador el uso de la norma ACTUAL (2016).

10. Para el diseño de losas aligeradas, el diseño se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Además, nosotros al comparar la norma E.030 Sismoresistente, esta norma está referida a las cargas de sismo que se dan por el espectro añadido.

Entonces, las losas aligeradas no se diseñan con cargas de sismo, es decir, el diseño será el mismo para ambas y no se comparó ya que ambos modelos tienen las mismas cargas muertas y vivas.

11. Para el diseño de losas macizas (al igual que las losas aligeradas), el diseño se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva.

Por lo tanto, el diseño será el mismo para ambas y no se comparó ya que ambos modelos tienen las mismas cargas muertas y vivas.

12. Para el diseño de vigas, el diseño se realiza con cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto, si se realizó una comparación entre ambas.

Los momentos obtenidos de la viga escogida con el modelo de la norma E030 del 2016 fueron:

- Para el momento $M-u = 16.201 \text{ ton/m}$ se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 13.512 \text{ ton/m}$ se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.

- Para el momento $M+u = 14.356$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 17.097$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 51.127$ ton/m se colocaron $4\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 36.969$ ton/m se colocaron $3\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 58.276$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 56.434$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 36.915$ ton/m se colocaron $3\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 53.587$ ton/m se colocaron $4\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4"$ varillas.

Los momentos obtenidos de la viga escogida con el modelo de la norma E030 del 2016 fueron:

- Para el momento $M-u = 18.568$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 15.766$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 16.61$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 19.465$ ton/m se colocaron $2\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 56.685$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 36.977$ ton/m se colocaron $3\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 63.736$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 61.937$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M+u = 36.931$ ton/m se colocaron $3\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.
- Para el momento $M-u = 59.211$ ton/m se colocaron $5\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4"$ varillas.

Al realizar una comparación entre ambas, se puede concluir que los momentos se incrementan en un 14%-17% con la norma E.030 del 2003, por lo que en la mayoría de la sección de la viga el acero incrementa en un 8%-10%.

Para las fuerzas cortantes estas también incrementaron en un 12%-14%, pero este incremento no varía en la colocación de estribos ya que es el mismo.

Estos valores de incremento de momentos y fuerzas cortantes se comprobaron con las demás vigas del modelo las cuales también incrementan en este porcentaje. Además, este incremento a nivel total de las vigas es un incremento considerable, lo cual afectaría el presupuesto de la estructura. Esto quiere decir, que el modelo con la norma E030 del 2016 sería menos conservadora ya que obtiene menos cantidad de refuerzo de acero para una misma estructuración.

13. Para el diseño de columnas, el diseño se realiza con cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto, si se realizó una comparación entre ambas. La carga axial, momentos y cortantes obtenidos de la columna escogida (40x80cm) con el modelo de la norma E030 del 2016 fueron:

	P	V2	M3	V3	M2
C1	289.9369	14.562	24.2724	0.2071	0.1655
C2M	203.5886	14.664	-3.8856	6.9458	12.6599
C2m	295.8238	10.1093	16.5013	-6.5897	-12.3764
C3M	212.6141	16.8488	-26.4421	0.7217	1.2544
C3m	286.7983	7.9245	-5.9325	-0.3656	-0.971
C4M	102.8728	9.1289	13.4757	6.8729	12.5999
C4m	195.1081	4.5742	-14.7535	-6.6626	-12.4365
C5M	111.8984	11.3136	-0.5804	0.6488	1.1944
C5m	186.0825	2.3894	14.694	-0.4385	-1.031

Se utilizó una cantidad de acero de 14 \emptyset 3/4" varillas.

La carga axial, momentos y cortantes obtenidos de la columna escogida (40x80 cm) con el modelo de la norma E.030 del 2003 fueron:

	P	V2	M3	V3	M2
C1	289.9369	14.562	24.2724	0.2071	0.1655
C2M	194.7116	15.1024	-3.8856	8.2485	15.0694
C2m	304.7008	9.6709	16.5013	-7.8924	-14.786
C3M	205.4717	17.708	-27.5671	0.8263	1.4686
C3m	293.9407	7.0653	-6.4477	-0.4702	-1.1852
C4M	93.9959	9.5672	13.3584	8.1755	15.0094
C4m	203.985	4.1358	-13.6285	-7.9653	-14.846
C5M	104.756	12.1728	-0.0653	0.7534	1.4086
C5m	193.2249	1.5302	14.8113	-0.5432	-1.2452

Se utilizó una cantidad de acero de 4 \emptyset 1" + 10 \emptyset 3/4" varillas

Al realizar una comparación entre ambas, se puede concluir que los momentos se incrementan en un 4%-19% y la carga axial se incrementa de 3%-6% con la norma E.030 del 2003, por lo que en la columna el acero incrementa en un 18.2%.

Para las fuerzas cortantes estas también incrementaron en un 3%-19%, pero este incremento no varía en la colocación de estribos ya que es el mismo.

Estos valores de incremento de cargas axiales, momentos y fuerzas cortantes se comprobaron con las demás columnas del modelo las cuales también incrementan en este porcentaje. Además, este incremento a nivel total de las columnas es un incremento considerable, lo cual afectaría el presupuesto de la estructura. Esto quiere decir, que el modelo con la norma E030 del 2016 sería menos conservadora ya que obtiene menos cantidad de refuerzo de acero para una misma estructuración.

14. Para el diseño de placas, el diseño se realiza con cargas muertas, vivas y de sismo, por lo tanto, si se realizó una comparación entre ambas. La carga axial, momentos y cortantes obtenidos de la placa escogida con el modelo de la norma E.030 del 2016 fueron:

	P	V2	M3	V3	M2
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322	13.8541	-551.4463
C2M	-46.1596	661.0022	6220.809	118.0923	371.3937
C2m	2331.3644	-695.3893	-5761.8612	-94.2339	-1316.4993
C3M	1036.7459	45.9628	1209.8987	236.3158	3256.3464
C3m	1248.459	-80.3499	-750.9508	-212.4573	-4201.452
C4M	-470.9492	667.81	6127.9923	113.272	570.2701
C4m	1906.5748	-688.5814	-5854.678	-99.0542	-1117.623
C5M	611.9562	52.7707	1117.0819	231.4954	3455.2228
C5m	823.6693	-73.542	-843.7676	-217.2777	-4002.5756

Se utilizó una cantidad de acero en los núcleos de la derecha de 18 \emptyset 1" varillas, en los núcleos de la izquierda se colocó 26 \emptyset 1" y en el alma el acero vertical de \emptyset 3/8" con una separación de 15cm y el acero horizontal de \emptyset 1/2" con una separación de 10 cm.

La carga axial, momentos y cortantes obtenidos de la columna escogida (40x80cm) con el modelo de la norma E.030 del 2003 fueron:

	P	V2	M3	V3	M2
C1	1314.6684	-19.9213	266.5322	13.8541	-551.4463
C2M	-274.968	791.5477	7374.0087	138.5278	533.8574
C2m	2560.1728	-825.9348	-6915.0608	-114.6693	-1478.963
C3M	1016.3683	58.1212	1398.6694	279.5235	3974.3829
C3m	1268.8366	-92.5083	-939.7216	-255.6651	-4919.4886
C4M	-699.7576	798.3556	7281.1919	133.7074	732.7338
C4m	2135.3832	-819.1269	-7007.8776	-119.4897	-1280.0866
C5M	591.5786	64.929	1305.8526	274.7032	4173.2593
C5m	844.0469	-85.7004	-1032.5383	-260.4854	-4720.6122

Se utilizó una cantidad de acero en los núcleos de la derecha de 20 \emptyset 1" varillas, en los núcleos de la izquierda se colocó 30 \emptyset 1" y en el alma el acero vertical de \emptyset 1/2" con una separación de 15 cm y el acero horizontal de \emptyset 1/2" con una separación de 7.5 cm.

Al realizar una comparación entre ambas, se puede concluir que los momentos se incrementan en un 4%-20% y la carga axial se incrementa de 3%-9% con la norma E030 del 2003, por lo que en la placas el acero incrementa en un 31.34%.

Para las fuerzas cortantes estas también incrementaron en un 3%-17%, por lo que el acero incrementa en un 34.29%.

Estos valores de incremento de cargas axiales, momentos y fuerzas cortantes se comprobaron con las demás placas del modelo las cuales también incrementan en este porcentaje. Además, este incremento a nivel total de las placas es un incremento considerable, lo cual afectaría el presupuesto de la estructura. Esto quiere decir, que el modelo con la norma E.030 del 2016 sería menos conservadora ya que obtiene menos cantidad de refuerzo de acero para una misma estructuración.

15. Para el diseño de escaleras se considera únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Por lo tanto, el diseño es el mismo para ambas y no se comparó ya que ambos modelos tienen las mismas cargas.

16. El diseño de cimentación, que incluye zapatas conectadas, vigas de cimentación y losa de cimentación, se realizó con cargas muertas, vivas y de sismo. Pero en este caso, en el chequeo de presiones la capacidad portante máxima se obtiene de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el M_u de diseño. Es decir, la variación de cargas de sismo con el modelo de la norma E.030 del 2003 no van a influir en el diseño final de la cimentación, por lo tanto, es el mismo y no habría comparación.
17. Para el diseño de muros de sótanos, se realizó el diseño de zapatas y el diseño del acero horizontal y vertical de la pantalla. Como el diseño de la zapata incluye cargas muertas, vivas y de sismo, en el chequeo de presiones se obtiene una mayor capacidad portante de la 1° combinación (carga muerta y carga viva) para hallar el M_u de diseño, por lo tanto, los resultados serán los mismos para ambas ya que no considera las cargas de sismo.
- En lo referido al diseño de la pantalla, esta solamente incluye las cargas muertas y la fuerza de empuje del suelo, es decir, no fueron diseñados bajo condiciones sísmicas. Por lo tanto, es el mismo y no habría comparación.
18. Para el diseño de tabiquería, estos se diseñaron para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en la norma E.030. Diseño Sismorresistente. Entonces, esta fuerza sísmica tuvo una variación.
- ✓ Para la norma E.030 del 2016, los valores de la aceleración en los diferentes niveles fue menor en comparación a la norma E.030 del 2003, debido al espectro de diseño que considera $Z=0.35$ para la del 2016 y $Z=0.4$ para la del 2003.

Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)
10	5888.83	5642.92
9	4516.74	4424.18
8	4039.01	3696.19
7	3775.97	3428.82
6	3487.73	3249.04
5	3196.27	2956.4
4	2870	2631.59
3	2453.33	2422.13
2	2172.05	2153.06
1	1312.72	1306.87

E.030 del 2016

Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)
10	7022.45	6729.52
9	5386.15	5276.1
8	4816.48	4407.92
7	4502.87	4089.08
6	4159.2	3874.67
5	3811.67	3525.69
4	3422.61	3138.33
3	2925.73	2888.54
2	2590.3	2567.65
1	1565.5	1558.52

E.030 del 2003

Se tuvo una variación de 16.15% en la aceleración para el sentido “X” y “Y”.

- ✓ El valor de C1 varía en cada norma. En el modelo de la norma E.030 del 2016 se tuvo C1=2.0, en cambio, en el de la norma E.030 del 2003 se tuvo C1=0.9. Por lo tanto, el valor de las fuerzas horizontales y la carga distribuida es mayor con la norma del 2016 debido a que el valor de C1 es directamente proporcional al valor de la Fuerza horizontal.

Para la norma E.030 del 2016

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (Kg)	F_{\parallel} (Kg)	W_{\perp} (Kg/m ²)
Dirección X	767.491973	800.938124	227.405 m
Dirección Y	800.938124	767.491973	237.315

Para la norma E.030 del 2003

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (Kg)	F_{\parallel} (Kg)	W_{\perp} (Kg/m ²)
Dirección X	411.876061	429.804659	122.0374 m
Dirección Y	429.804659	411.876061	127.349528

Se tuvo una variación de 46.34% en la fuerza horizontal y fuerza distribuida.

- ✓ En la norma E.030 del 2003 no hay una condición que cumpla la fuerza mínima horizontal, por lo que las fuerzas se reducen considerablemente.
- ✓ De igual manera los momentos se incrementaron. Para la norma E.030 del 2016 fue de $M_s = 41.96 \text{ Kg-m/m}$ y para la norma E.030 del 2009 fue de $M_s = 22.516 \text{ Kg-m/m}$. Por lo tanto, se tuvo una variación de 46.34%.
- ✓ Debido a que los momentos y cortantes de diseño resultan ser bajos para ambos casos, se colocó el acero mínimo. Por lo tanto, no habría una comparación en lo referido al refuerzo.



RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda que para el análisis de un edificio se debe de realizar de manera minuciosa el tema de irregularidades ya que cada una de ellas tiene un factor que puede afectar el factor de R.
- ✓ Se recomienda siempre realizar una comparación de normas peruanas, ya que estas sufren modificaciones y es necesario saber cuáles son, debido a que están pueden ser positivas o negativas.
- ✓ Se recomienda hallar los desplazamientos en el nivel más crítico, para así poder hallar el espaciamiento de la junta sísmica, en el caso de 2 estructuras que se encuentran divididas.
- ✓ Se recomienda realizar una estructuración que sea igual en la mayoría de los niveles para no obtener muchas irregularidades.
- ✓ Se recomienda colocar losas de cimentación en lugares donde se encuentren columnas o placas cercanas.
- ✓ Se recomienda verificar el acero máximo que se puede colocar en diferentes secciones como vigas, columnas, placas, etc.
- ✓ Se debe de realizar un estudio de las normas actuales para así poder ver mejorías en un futuro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente. Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento. 2016
- [2] NTE E030 de diseño sismorresistente. Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento. 2003
- [3] Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006
- [4] Norma Técnica de Edificación E.050. Suelos y Cimentaciones. Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006
- [5] Norma Técnica de Edificación E.060. Concreto Armado. Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006
- [6] Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Libro 2. Antonio Blanco Blasco. 2da Edición. 1ra Reimpresión 1997. Capítulo de Ingeniería Civil
- [7] Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Teodoro Harmsen. J. Paola Mayorca. 1997
- [8] Apuntes del Curso de Concreto Armado 1 y 2. Gianfranco Ottazzi Pasino 1967. 6ta Edición 2005-1
- [9] Análisis de edificios. Ángel San Bartolomé. Fondo Editorial UCSM. 1998
- [10] Portocarrero Guzmán, José Mauricio. Diciembre del 2008. Diseño estructural de un edificio destinado a vivienda con cinco pisos con departamentos en duplex, ubicado en el distrito de Miraflores. (Tesis para optar el título profesional) Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [11] Bolívar Delgado, Jorge Ernesto. Junio del 2015. Análisis estructural y diseño en concreto armado del hotel "Cayma" – Arequipa". (Tesis para optar el título profesional) Arequipa: Universidad Católica de Santa María.

[12] Muros de contención y muros de sótano.

J. Calavera.1989.

2da edición. Madrid: España.





ANEXOS

INFORME TECNICO

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

1.-INTORDUCCION

El presente informe técnico tiene por finalidad determinar la capacidad portante del suelo en el cual se emplazara la cimentación de la VIVIENDA MULTIFAMILIAR, la cual se ubica en la Challapampa, Distrito de Cerro Colorado, Provincia y Departamento de Arequipa.

Para tal fin se ha realizado trabajos de campo, laboratorio y gabinete; el primero con reconocimiento del lugar, excavación de una calicata de exploración, muestreo y registro de exploración. El segundo con ensayos de laboratorio en muestras inalteradas y cuasi inalteradas y el último con caracterización geotécnica y cálculo de capacidad admisible portante.

Concluido la frase anterior, se elabora el informe técnico correspondiente.

2.- NORMATIVIDAD

Para la realización del presente estudio de suelos se tomara como referencia el siguiente documento técnico:

-Norma técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del RNE

3.-GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA

Presenta la unidad geológica **Q-al**, aluviales recientes, en general estos materiales se encuentran en los cauces de ríos, torrenteras, quebradas y superficies eriazas, como material de acarreo, compuesto por arenas gravosas, arena fina, arenas gruesas a medias, limos y cantos rodados.

Los Estratos encontrados son:

ESTRATO I.- Relleno conformado arena limosa, de color marrón, compacidad media y húmeda media, incluye arcillas en forma superficial y esporádicamente. Este estrato presenta una profundidad de 1.20 m, en la zona de proyecto.



ING. CIP AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

ESTRATO II.- Conformado por arena fina, de color marrón, compacidad media y humedad media incluye fragmentos de pómez, en la zona superior presenta arena media con boloneria de veinte centímetros de diámetro en forma esporádica. Este estrato se encuentra hasta la profundidad auscultada.

4.-RESULTADOS DE LABORATORIO

ESTRATO II

- Grava : 2.63
- Arena : 84,43%
- Finos : 12.94%
- Limite liquido : NP
- Limite plástico : NP
- SUCS : SM
- Índice de poros : 0.86
- Porosidad : 46.52%
- Peso específico : 1.80
- Peso volum. saturado : 1.856gr/cm³
- Peso volum. sumergido : 0.856 gr/cm³
- Peso volum. máximo : 1.496gr/cm²
- Peso volumétrico natural seco : 1.496gr/cm³
- Peso volum. mínimo : 1.192 gr/cm³
- Cohesión :----
- Angulo de rozamiento :30.0°
- SPT(N) :17

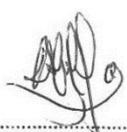
5.- NIVEL FREATICO

En los sondeos efectuados en las calicatas hasta la profundidad de excavación de tres metros, no se ha encontrado evidencia de nivel freático cerca de la superficie.

Tampoco se ha encontrado indicios de cercanía de nivel freático (capilaridad) en el fondo de las calicatas exploradas

6.- CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LOS ESTRATOS

En base a la exploración y reconocimiento geotécnico se ha establecido las siguientes características geotécnicas:



ING CIP AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

ESTRATO I.- Este estrato por su naturaleza de relleno y según proyecto no es adecuado con fines de cimentación.

ESTRATO II.- Por su naturaleza, predominio de las arenas finas y limosas, presenta condiciones media con fines de cimentación, por ello es necesario utilizar vigas de cimentación.

7.-CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

En materiales sin cohesión en general el ángulo de fricción interna depende principalmente de la compacidad relativa, la distribución granulométrica y la forma de granos; la influencia de los vacíos no produce cambios significativos, peor la presencia de agua puede reducir dicho ángulo.

RECOMENDACIONES DE CIMENTACION

Dado la naturaleza de la estructura, se debe considerar los siguientes aspectos.

- Se debe compactar los lados laterales de la excavación para emplazar las zapatas.
- Por presentar en la zona inferior arenas finas con fragmentos de pómez y presencia de área verde se debe colocar soleras armadas.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Según la caracterización geotécnica el estrato más favorable lo constituye el Estrato II, por tanto se fija el desplante con respecto a nivel del terreno:

$$D_f = 6.80\text{m.}$$

ANGULO DE FRICCION Y COHESION

Se ha realizado el ensayo de corte directo del estrato II, se ha corroborado con el penetrometro dinámico ligero, para el caso más desfavorable se tiene:

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = 0.00\text{kg/cm}^2$$



ING. CIP AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

CAPACIDAD ADMISIBLE

Se ha considerado zapata rectangular, apoyado en el Estrato II, para un factor de seguridad de 3, las condiciones de la estructura, las mencionadas anteriormente y las ecuaciones de capacidad portante establecidas por Meyerhoff, para ello se tiene que:

Zapata rectangular B min. = 1.20m L min. = 1.20m

Q admisible: 5.47 kg/cm²

Donde:

$$Q_a = (r \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot r \cdot B \cdot N_r \cdot S_r \cdot d_r) / F.S$$

r : Peso unitario del suelo

D_f : Profundidad de desplante efectiva

N_q N_r : Factor de sobrecarga y de suelo

S_q S_r: Factores de geometría

D_q d_r: Factores de profundidad

8. SISMICIDAD Y CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUELO

El suelo en estudio se ubica en la zona III, considerado como de alta sismicidad, según el mapa de zonificación sísmica del Perú, concordante con las normas de diseño sismo-resistente del reglamento nacional de edificaciones.

Según los sondeos efectuados en la zona y en los pozos de exploración se puede utilizar para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal de los siguientes valores

S= 1,2 (FACTOR DE SUELO)

T_s = 0.6s. (PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO DEL SUELO)



ING. CIP. AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

9.- ASENTAMIENTOS

En el análisis de asentamientos elásticos se ha considerado los valores, en base a la caracterización geotécnica, dichos valores son recomendados por J. Bowles y estos son:

Módulo de elasticidad (E) = 150kg/cm²

Módulo de Poisson (ν)= 0.3

Con respecto al esfuerzo y las dimensiones para el cálculo de los asentamientos, estos corresponden a los de capacidad de carga para la zapata rectangular.

Para estas condiciones se tiene que los asentamientos inmediatos son de:

Zapata rectangular

Ancho de zapata: 1.20m

Asentamiento inmediato esperado: 1.30cm



ING. CIP. AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

CONCLUSIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

- 1.- Tipo de cimentación : **Zapatas**
- 2.- Estrato de apoyo de la cimentación : **ESTRATO II**
- 3.- Parámetros de diseño
- A.- profundidad de desplante : DF= 6.80
- Con respecto al nivel de terreno
- B.- La capacidad portante mínima admisible es de
Zapata rectangular : **Qa = 5.47 kg/cm²**
- C.- Factor de seguridad : FS = 3
- D.- Asentamientos inmediatos esperados : Pi = 1.30 cm

RECOMENDACIONES

- 1.- Los esfuerzos aplicados no deberán exceder de la capacidad admisible
- 2.- Se debe efectuar lo indicado en el ítem siete, recomendaciones de cimentación.
- 3.- No extrapolar estos resultados



ING. CIP. AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR **UBICACIÓN** Urb. Challapampa
MUESTRA: Eatrato II, Prof 3.00mts
TRAMO: calicata 1

TAMIZ	DIAMETRO	W RET + TARA	W RET	% RET	% PAS ACUM
3"	76.20				
2"	50.80				
1 1/2"	38.10				
1"	25.40				
3/4"	19.10				
1/2"	12.70				100.00
3/8"	9.520	44.2	4.6	0.96	99.04
4	4.760	47.6	8.0	1.57	97.04
8	2.380	67.9	28.3	5.92	91.45
10	2.000	49.6	10.0	2.09	89.36
16	1.190	84.5	44.9	9.39	79.97
30	0.590	116.1	76.5	15.99	63.98
40	0.425	71.6	32.0	6.69	57.30
50	0.300	77.2	37.6	7.88	49.44
80	0.180	126.7	87.1	18.21	31.23
100	0.150	61.8	22.2	4.64	26.59
200	0.074	104.9	65.3	13.65	12.94
-200		101.5	61.9	12.94	0.00

FRACCIONES	
GRAVA	2.63%
ARENA	84.43%
FINOS	12.94%

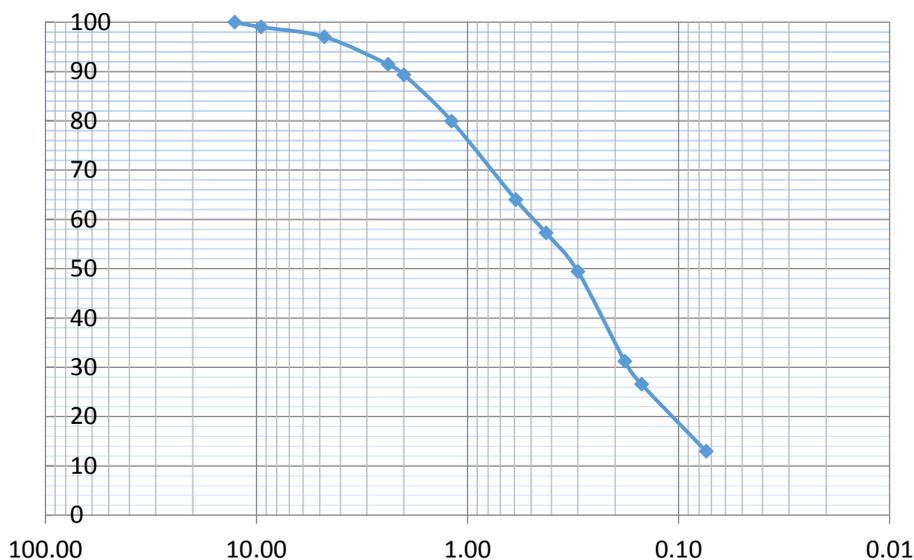
COEFICIENTES	
Cu	8.60
Cc	1.05

CONSISTENCIA	
L LIQUIDO	
L PASTICO	

I PASTIDIDAD	
PASANTE	
TAMIZ #10	89.36%
TAMIZ #40	57.30%
TAMIZ #200	12.94%

CLASIFICACION	
SUCS	SM
AASHTO	

GRANULOMETRIA




 ING. CIP. AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
 Registro 198505 - CIVIL

DENSIDAD MAXIMA

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR UBICACIÓN Urb. Challapampa
MUESTRA: Eatrato II, Prof 3.00mts
TRAMO: calicata 1

DESCRIPCION	1	2	3
Peso de molde + muestra (gr)	5963	5961	5962
Peso de molde (gr)	4308	4308	4308
Peso de muestra (gr)	1655	1653	1654
Volumen de molde (cm3)	941.81	941.81	941.81
Densidad (gr/cm3)	1.757	1.755	1.756

Densidad Maxima

1.756 gr/cm3

DESCRIPCION	1	2	3
Peso de molde + muestra (gr)	5751	5749	5750
Peso de molde (gr)	4308	4308	4308
Peso de muestra (gr)	1443	1442	1442
Volumen de molde (cm3)	941.81	941.81	941.81
Densidad (gr/cm3)	1.532	1.530	1.531

densidad Minima

1.531 gr/cm3

DESCRIPCION	1	2	3
Peso de molde + muestra (gr)	5633	5630	5632
Peso de molde (gr)	4308	4308	4308
Peso de muestra (gr)	1325	1322	1324
Volumen de molde (cm3)	941.81	941.81	941.81
Densidad (gr/cm3)	1.407	1.404	1.406

densidad Maxima

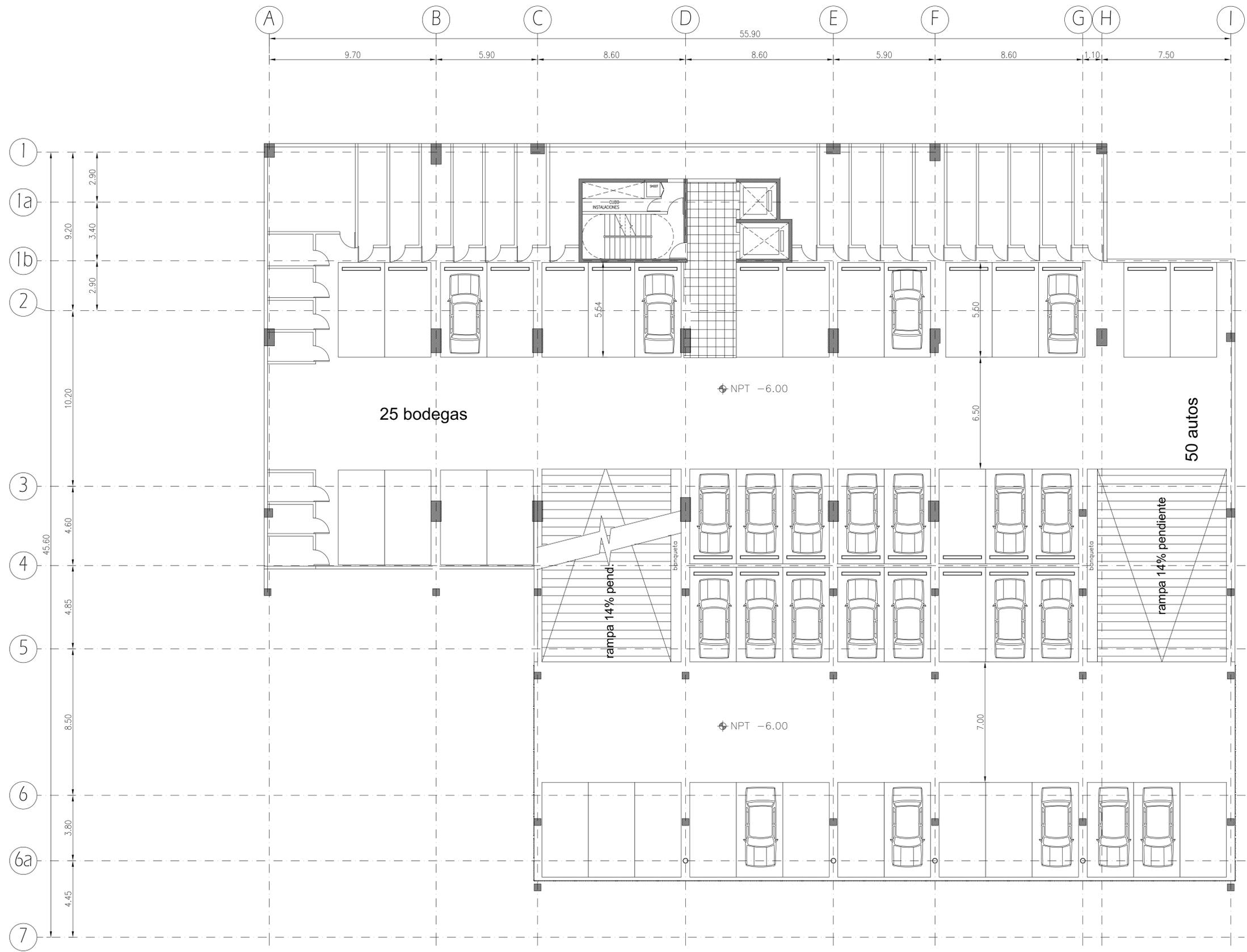
1.405 gr/cm3

DESCRIPCION	1	2	3
Peso de molde + muestra (gr)	5434	5431	5432
Peso de molde (gr)	4308	4308	4308
Peso de muestra (gr)	1126	1123	1124
Volumen de molde (cm3)	941.81	941.81	941.81
Densidad (gr/cm3)	1.196	1.192	1.193

densidad Minima

1.194 gr/cm3


ING. CIP. AMARAL FRANCISCO TAGLE ARIZAGA
Registro 198505 - CIVIL



PROYECTO:

TORRE GENIT
CHIHUAHUA CHI.

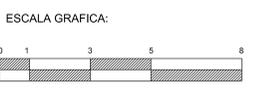


NORTE



FECHA:
AGOSTO 04, 2010

ESCALA:



CLAVE PROYECTO:
CHIHUAHUA
CLAVE ARCHIVO:
C:/SERVER/PC0A/ CHIHUAHUA/PLANOS

NOMBRE PLANO:
**PLANTA ARQUITECTONICA
ESTACIONAMIENTO 2**

REVISIONES
REVISION INGENIERIA CORRESPONDIENTE



REFERENCIA
REVISION ARQUITECTONICA

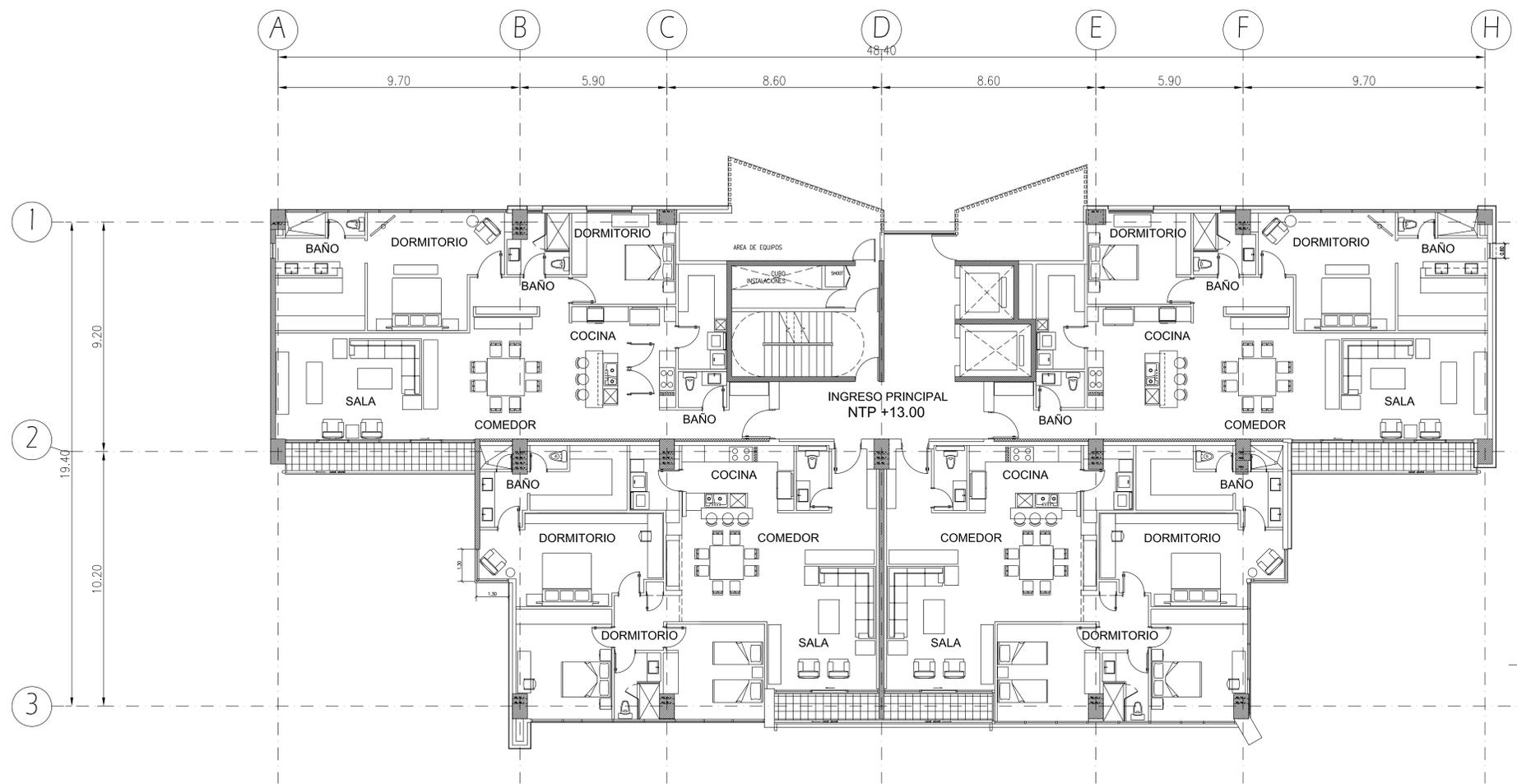


PLANO No.
CEN-ARQ-51

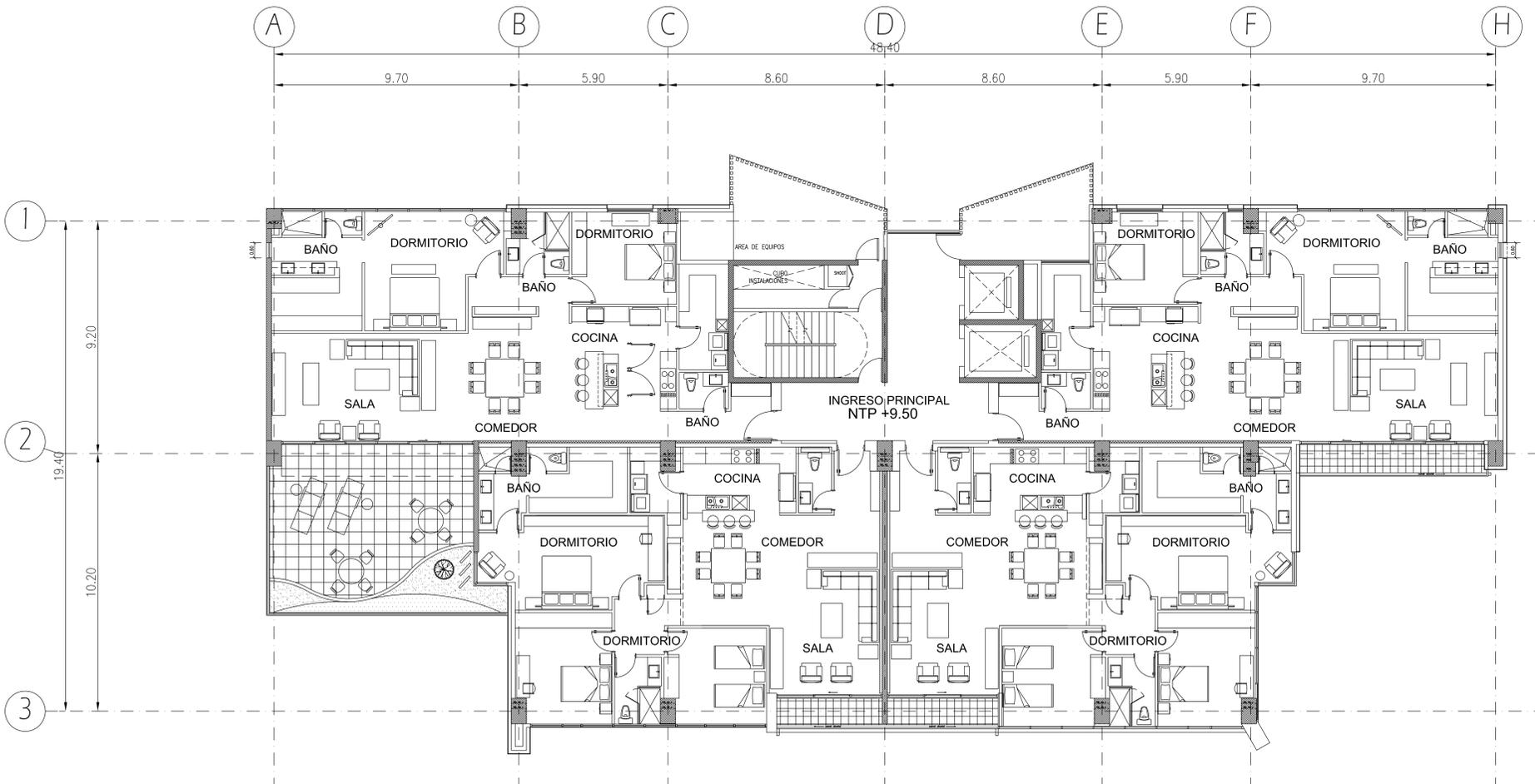
SOTANO 2
ESC 1/75

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	PLANTA 2° SOTANO
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
A-01	





PLANTAS NIVEL NTP +13.00 - +55.00
ESC 1/75



SEGUNDO NIVEL
ESC 1/75

PROYECTO:

TORRE CENT
CHIHUAHUA CHL.



NORTE



FECHA:

AGOSTO 04, 2010

ESCALA:

ESCALA GRAFICA:



CLAVE PROYECTO:

CHIHUAHUA

CLAVE ARCHIVO:

C:/SERVER/PC04/ CHIHUAHUA/PLANOS

NOMBRE PLANO:

PLANTA ARQUITECTONICA
DEPTO TIPO Y PENTHOUSE 1

REVISIONES

REVISION INGENIERIA CORRESPONDIENTE



REFERENCIA

REVISION ARQUITECTONICA

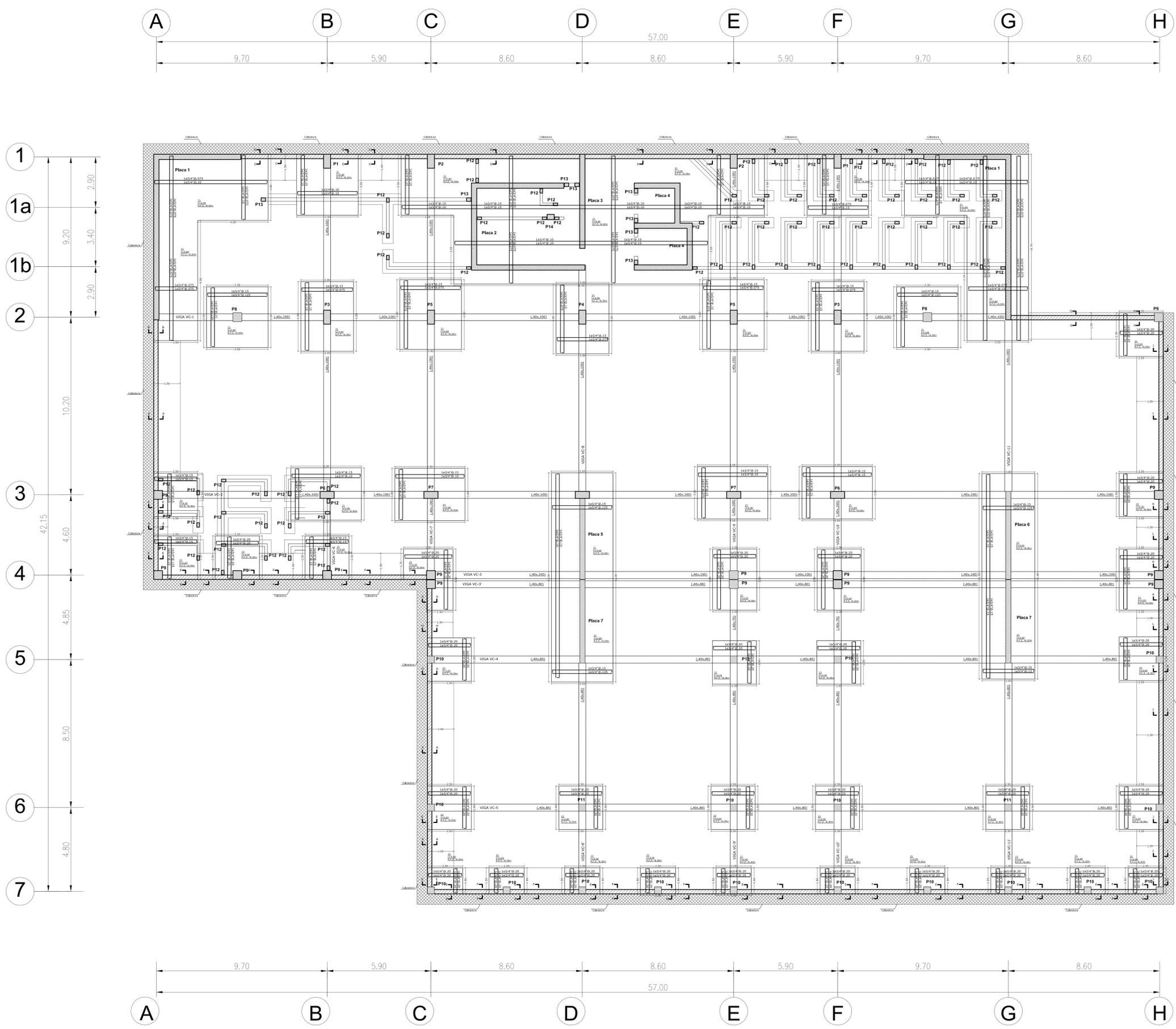


PLANO No.

CEN-ARQ-54

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	PLANTA 2° AL 8° NIVEL
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
A-02	

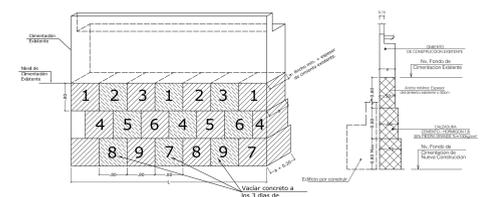




ESTUDIO DE SUELOS
 ct(Z. Aisladas) = 5.47 kg/cm²
 ct(Z. Corridas) = 5.47 kg/cm²
 Profundidad de Desplante
 Dfmin (Zapatas) = 6.80 m (Desde 0.00)
 Dfmin (C. Corridos) = 6.80 m (Desde 0.00)
 Asentamiento Inmediato Zapatas = 1.30 cm
 Arena Gravosa Mal Graduada
TIPO DE CIMENTACIONES
 - Cimentas Corridas
 - Zapatas Aisladas
 - Zapatas Corridas
ESTRATO DE APOYO
 Arena Gravosa Mal Graduada, no presenta arcillas ni nivel freático.

ESPECIFICACIONES GENERALES
 f' = 210 kg/cm² (Elementos de Concreto Armado)
 f' = 4200 kg/cm²
 S/C = indicadas
REQUISITOS
 Columnas - Vigas = 4.0cm
 Columnas en Muros de Albañilería = 2.5cm
 Aligerado - Losas - Vigas chatas = 2.0cm
 Zapatas = 3.0cm
ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO
 f' = 65 kg/cm²
 Unidad de albañilería: Pandereta, Tipo II Industrializado.
 Tipo de mortero = 1:4 (Cemento:Arena)

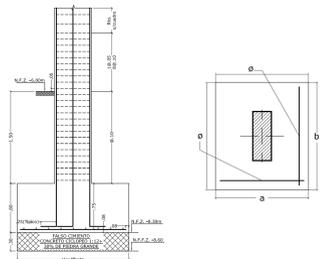
SISMO X-Y Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 TI=2.0s	SISMO Y-Y Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T=0.66 TI=2.0s
Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 15.45 m Ct = 60 T = 0.26 s R = 6 Último nivel = 1.77cm (relativo) = 0.0064	Sistema Estructural Simorresistente: Muros Estructurales C = 2.5 Hn = 15.45 m Ct = 60 T = 0.26 s R = 6 Último nivel = 1.26cm (relativo) = 0.0046



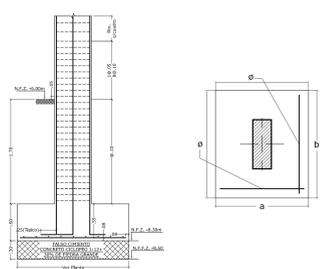
DETALLE Y SECCION TIPICA DE CALZADURA

NOTA: Los números indican la secuencia de construcción de los paños de la calzadura comenzando con los paños 1 que se excavan y vacían antes de empezar el paño 2 y así sucesivamente.

PROCESO CONSTRUCTIVO
 - Excavar en forma intercalada en la longitud del muro una altura de .80
 - Vaciar concreto ciclopeo en forma intercalada.
 - Al concluir el vaciado de los dados en toda la longitud del muro, se procede bajo el mismo sistema en una altura de .80 y así sucesivamente hasta completar la altura del muro incluyendo la zapata.
 - El espesor (a) debe ser mínimo el espesor del cimiento existente. A partir de los 0.80 de profundidad el espesor (a) de la calzadura debe aumentarse en .10m.



DETALLE DE ZAPATAS Z-1

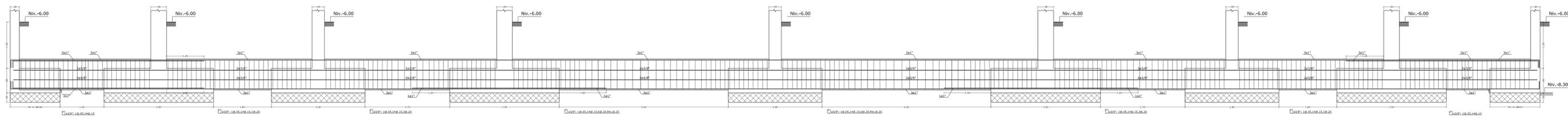


DETALLE DE ZAPATAS Z-2

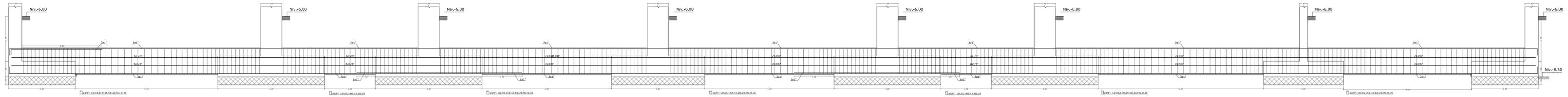
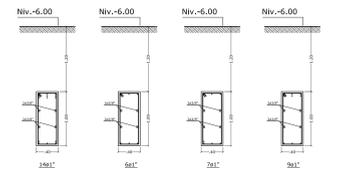
CIMENTACION

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	CIMENTACION
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
E-01	

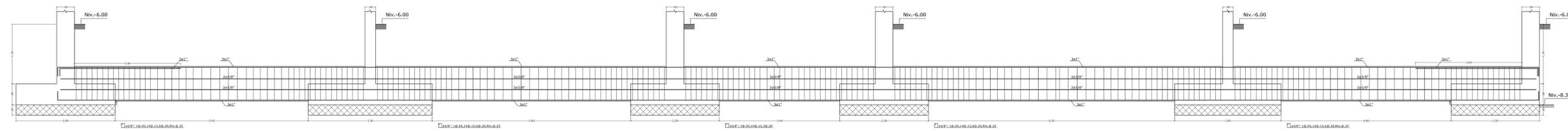




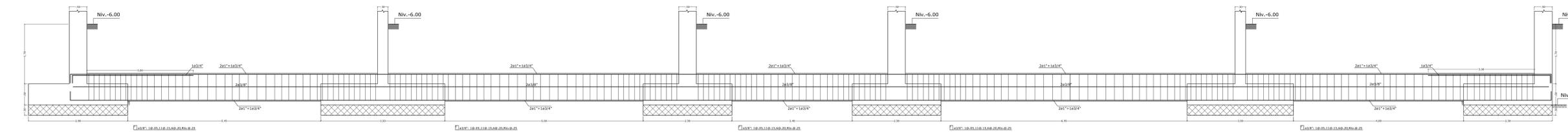
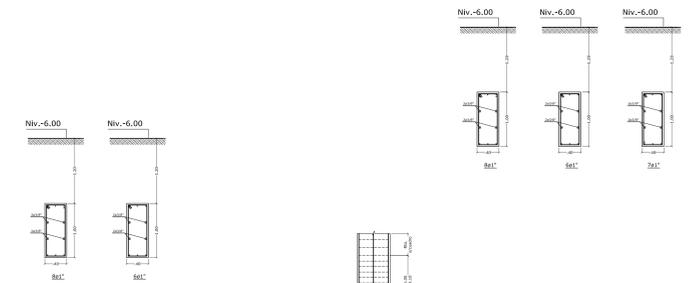
VIGA VC-1 (.40x1.00)



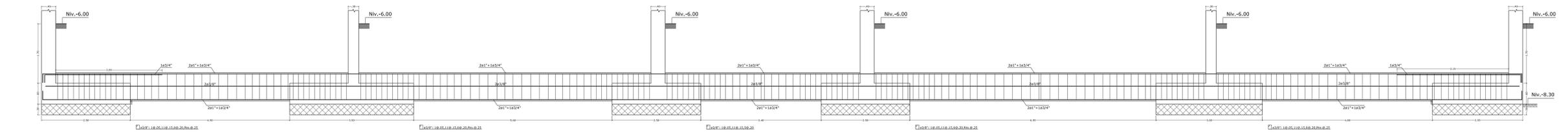
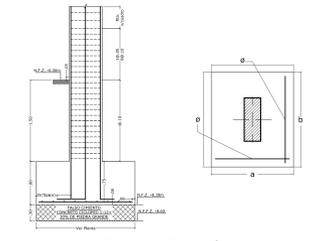
VIGA VC-2 (.40x1.00)



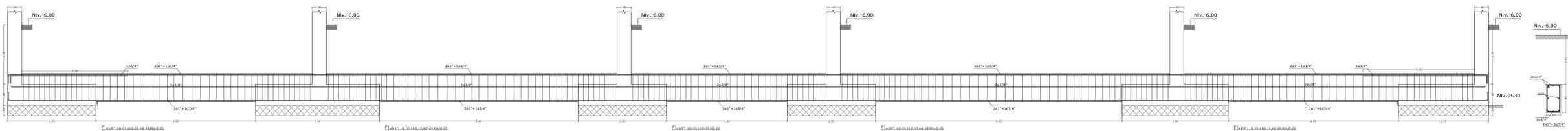
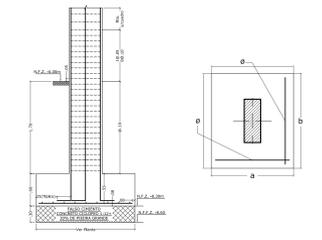
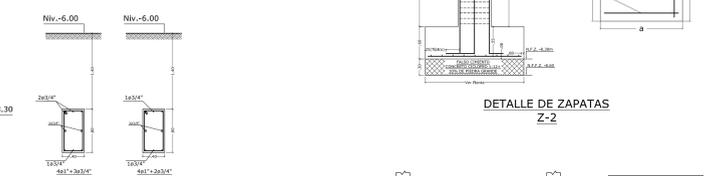
VIGA VC-3 (.40x1.00)



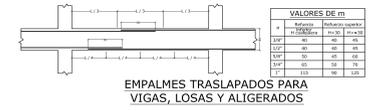
VIGA VC-3' (.40x.80)



VIGA VC-4 (.40x.80)



VIGA VC-5 (.40x.80)



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

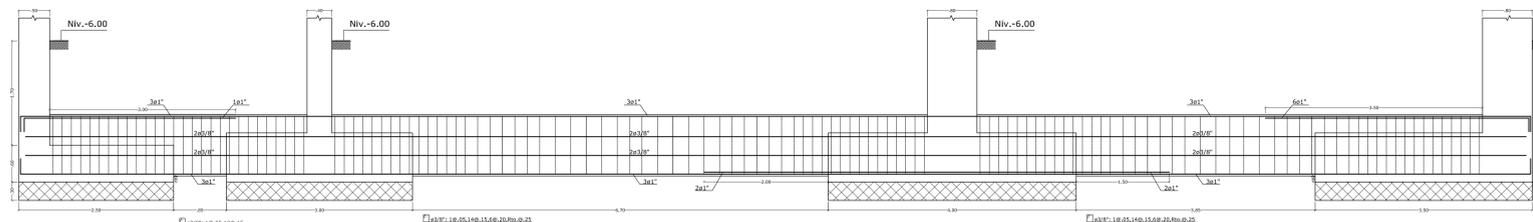
SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANO: VIGAS DE CIMENTACION

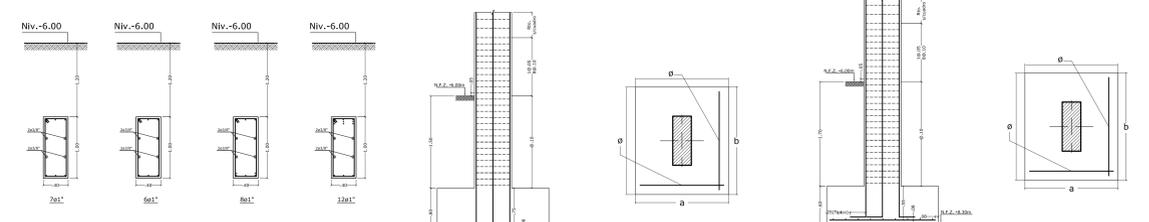
FECHA: Julio 2017

ESCALA: 1/75

E-02

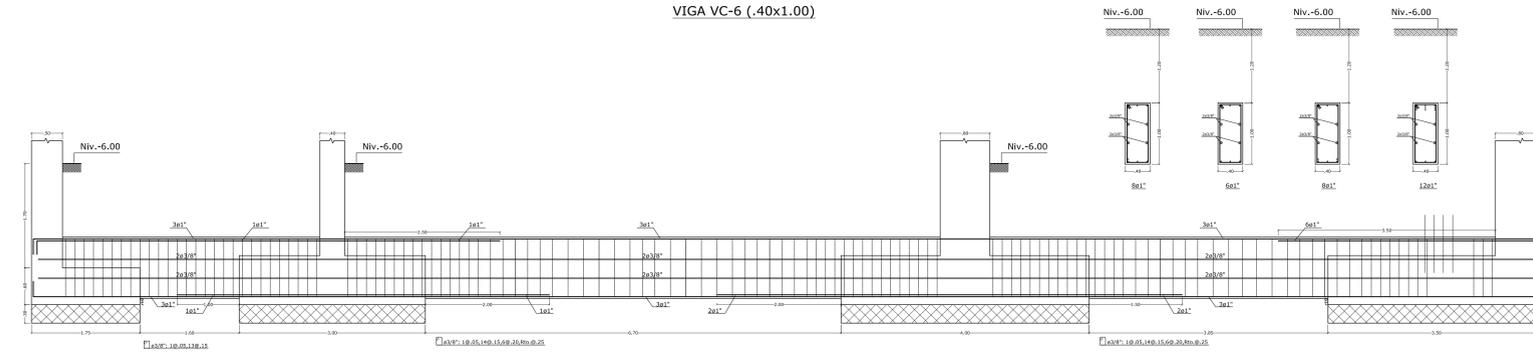


VIGA VC-6 (.40x1.00)

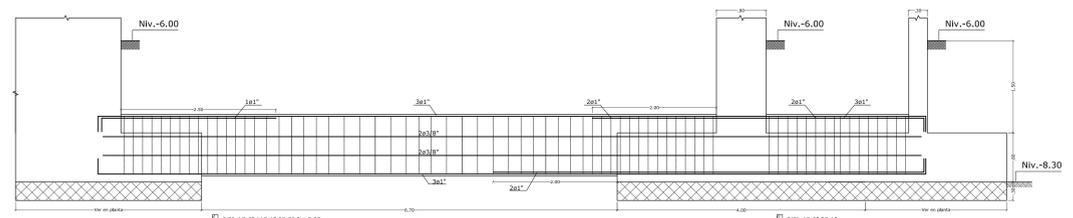


DETALLE DE ZAPATAS Z-1

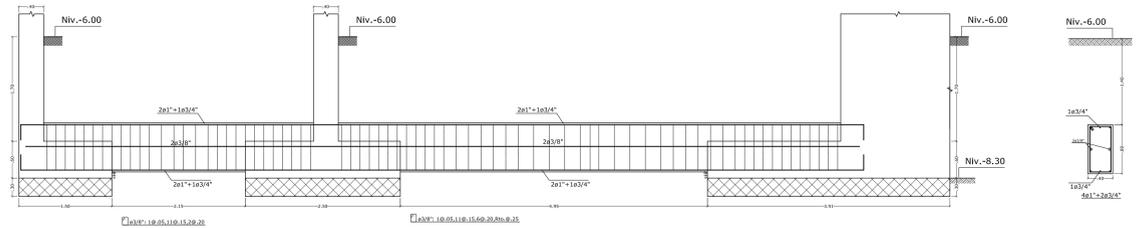
DETALLE DE ZAPATAS Z-2



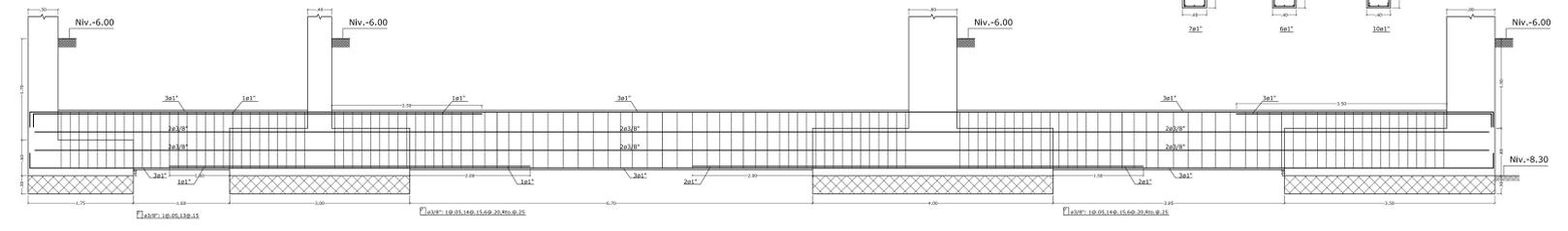
VIGA VC-7 (.40x1.00)



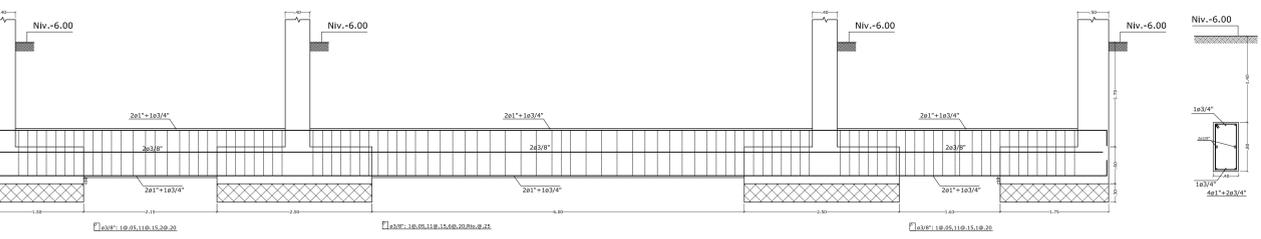
VIGA VC-8 (.40x1.00)



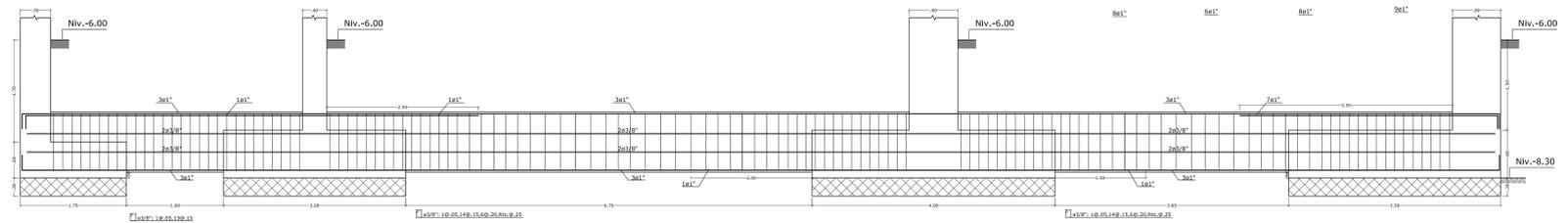
VIGA VC-8' (.40x.80)



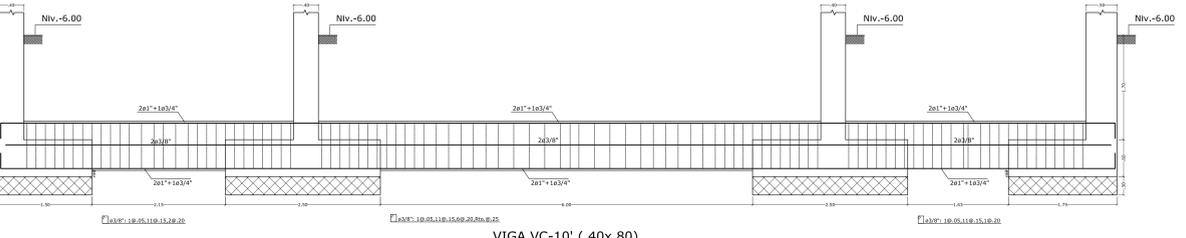
VIGA VC-9 (.40x1.00)



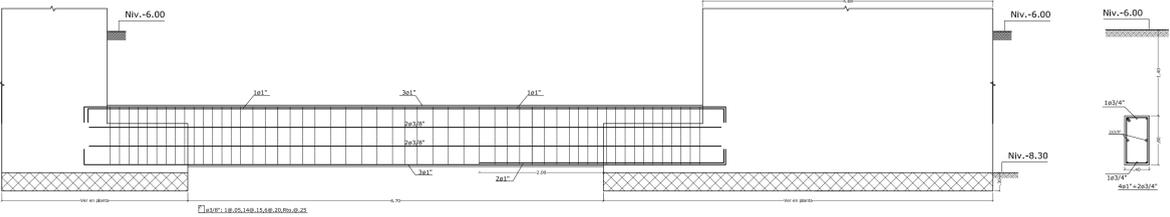
VIGA VC-9' (.40x.80)



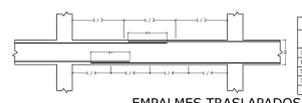
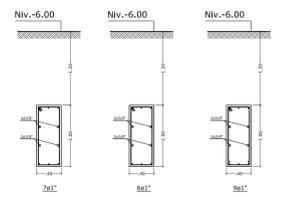
VIGA VC-10 (.40x1.00)



VIGA VC-10' (.40x.80)



VIGA VC-11 (.40x1.00)



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m	
h	400
h _{ef}	350
a	40
a _{tr}	45
a _{br}	50
a _{tr}	55
a _{br}	60
a _{tr}	65
a _{br}	70
a _{tr}	75
a _{br}	80
a _{tr}	85
a _{br}	90
a _{tr}	95
a _{br}	100

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

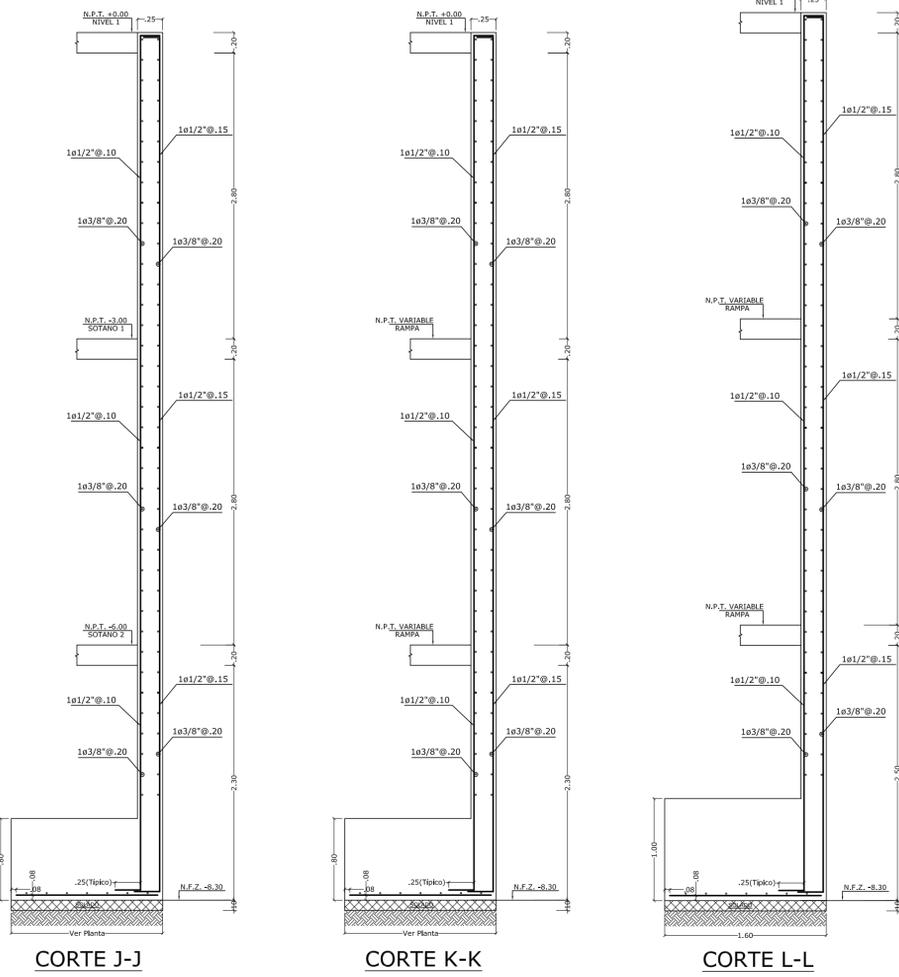
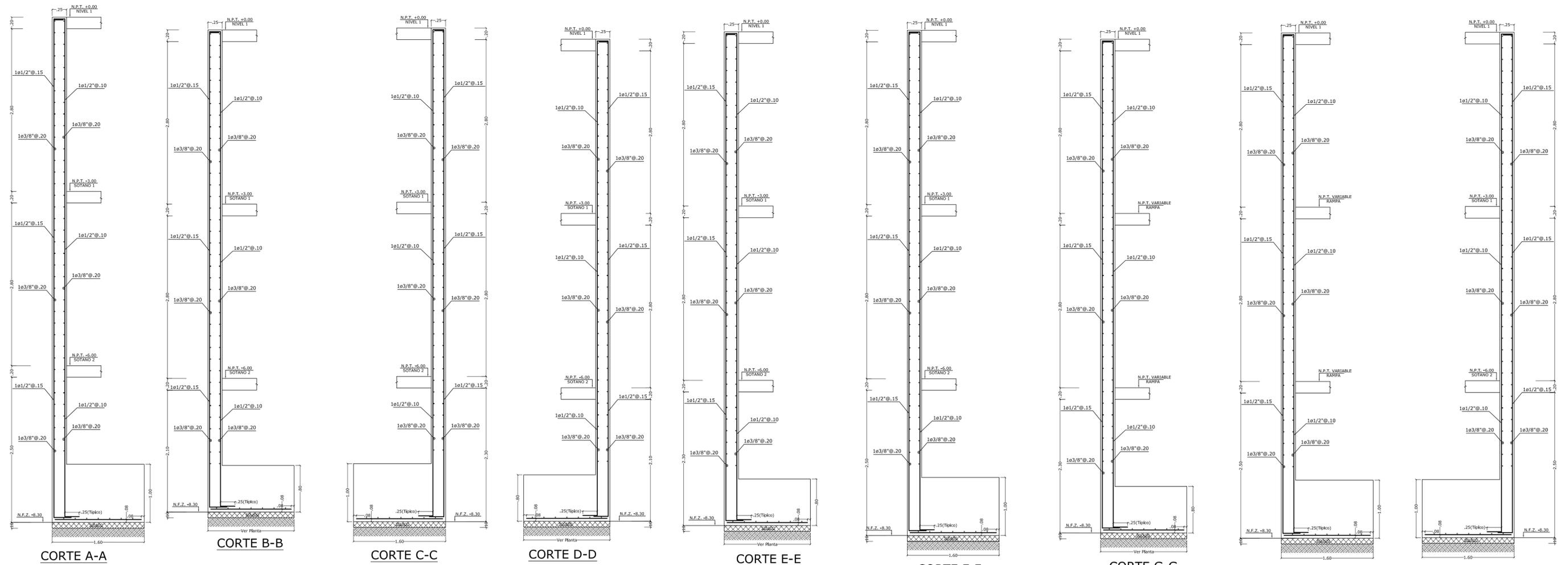
SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANO: VIGAS DE CIMENTACION

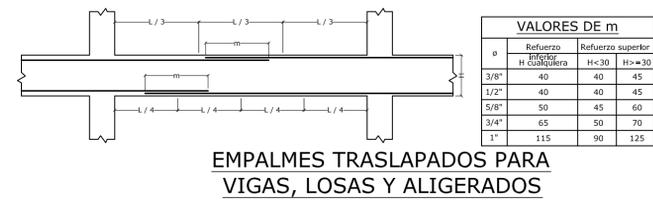
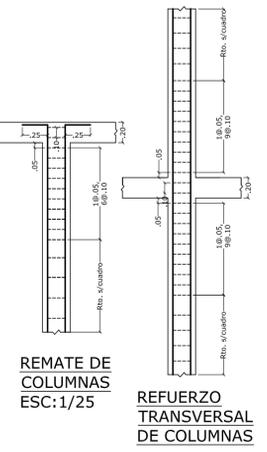
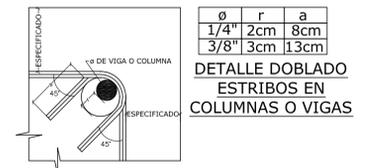
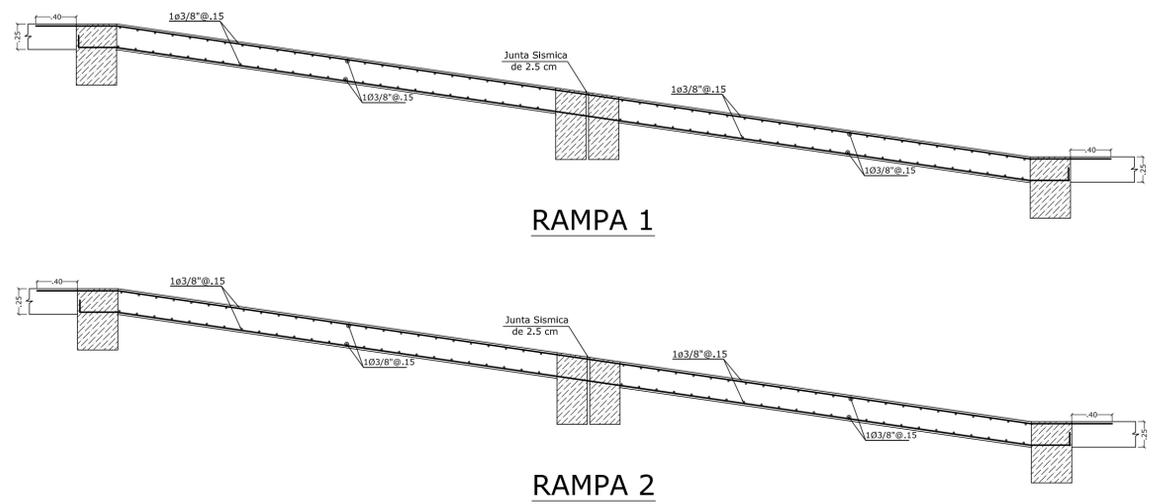
FECHA: Julio 2017

ESCALA: 1/75

E-03



DETALLES RAMPAS



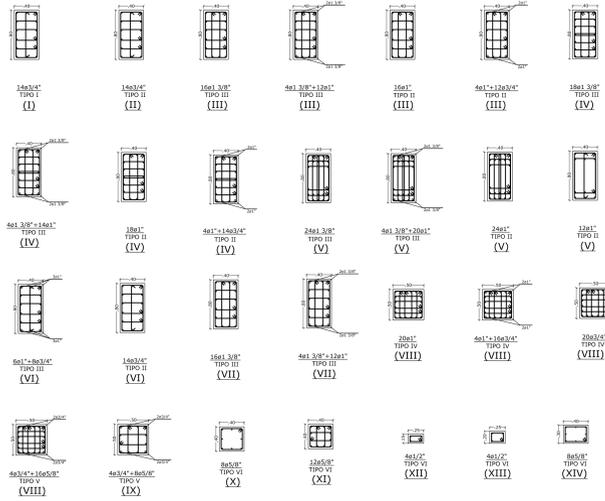
VALORES DE m		
Reinforcement	Reinforcement superior	Reinforcement superior
3/8"	H < 30	H = 30
1/2"	40	40
5/8"	40	45
3/4"	50	60
1"	65	70
	115	90

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

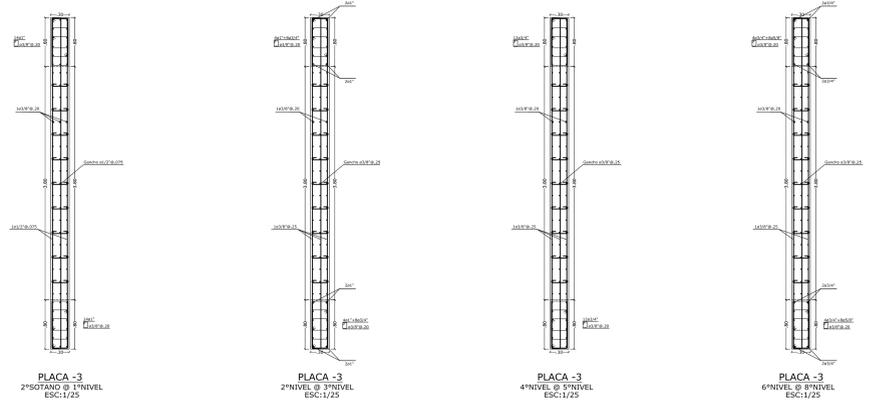
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).	
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ	
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PLANO:	DETALLES MUROS DE SOTANO	FECHA: Julio 2017 ESCALA: 1/75

E-04

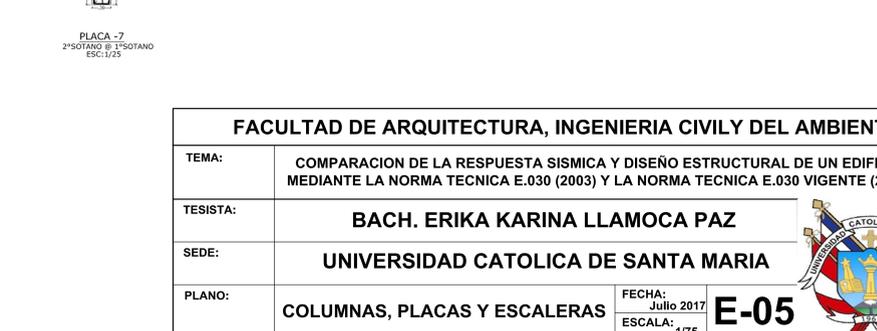
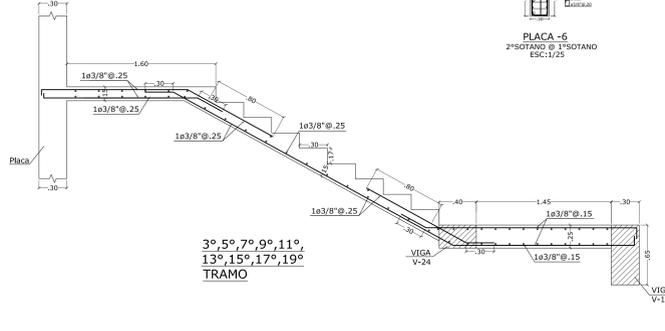
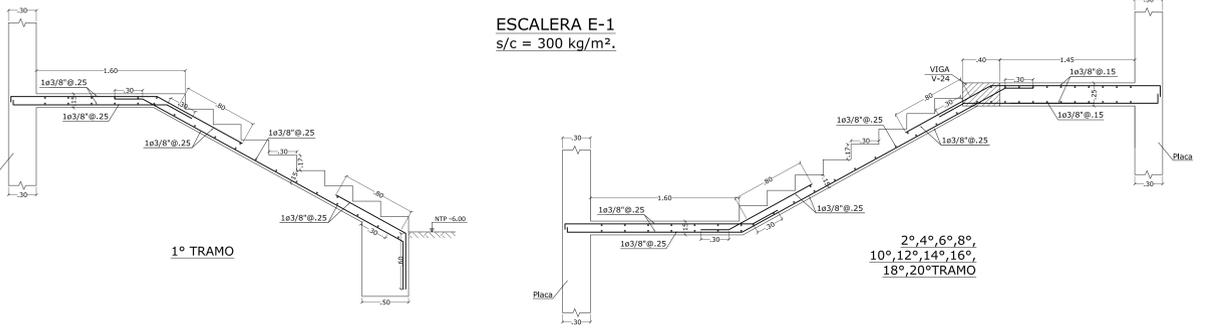
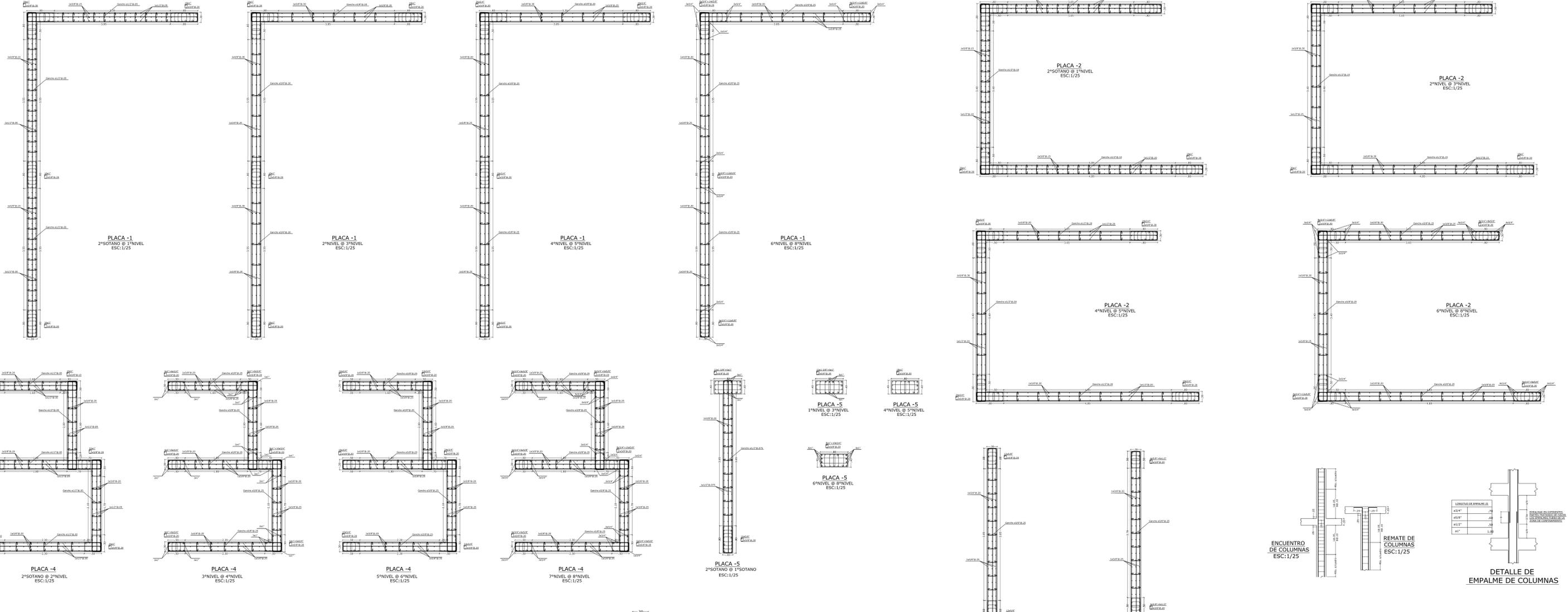
CUADRO DE COLUMNAS														
NIVEL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14
2ª SOTA	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
1ª SOTA	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
1º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
2º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
3º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
4º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
5º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
6º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
7º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											
8º	16x14" TIPO I (I)	16x14" TIPO II (II)	16x13" TIPO III (III)											



CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	10.05, 80.10, 40.15, Rto@.20 a/c
2	3/8"	10.05, 80.10, Rto@.15 a/c
3	3/8"	10.05, Rto@.10 a/c
4	3/8"	10.05, 50.10, Rto@.15 a/c
5	3/8"	10.05, 50.10, 30.15, Rto@.20 a/c
6	3/8"	10.05, 40.10, 30.15, Rto@.25 a/c



DETALLE DEL ARMADO DE COLUMNAS



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

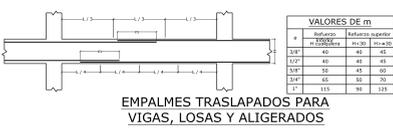
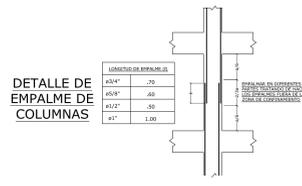
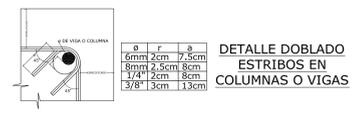
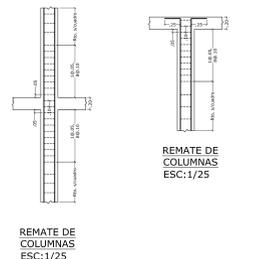
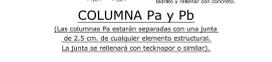
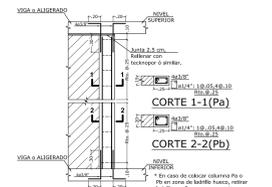
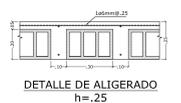
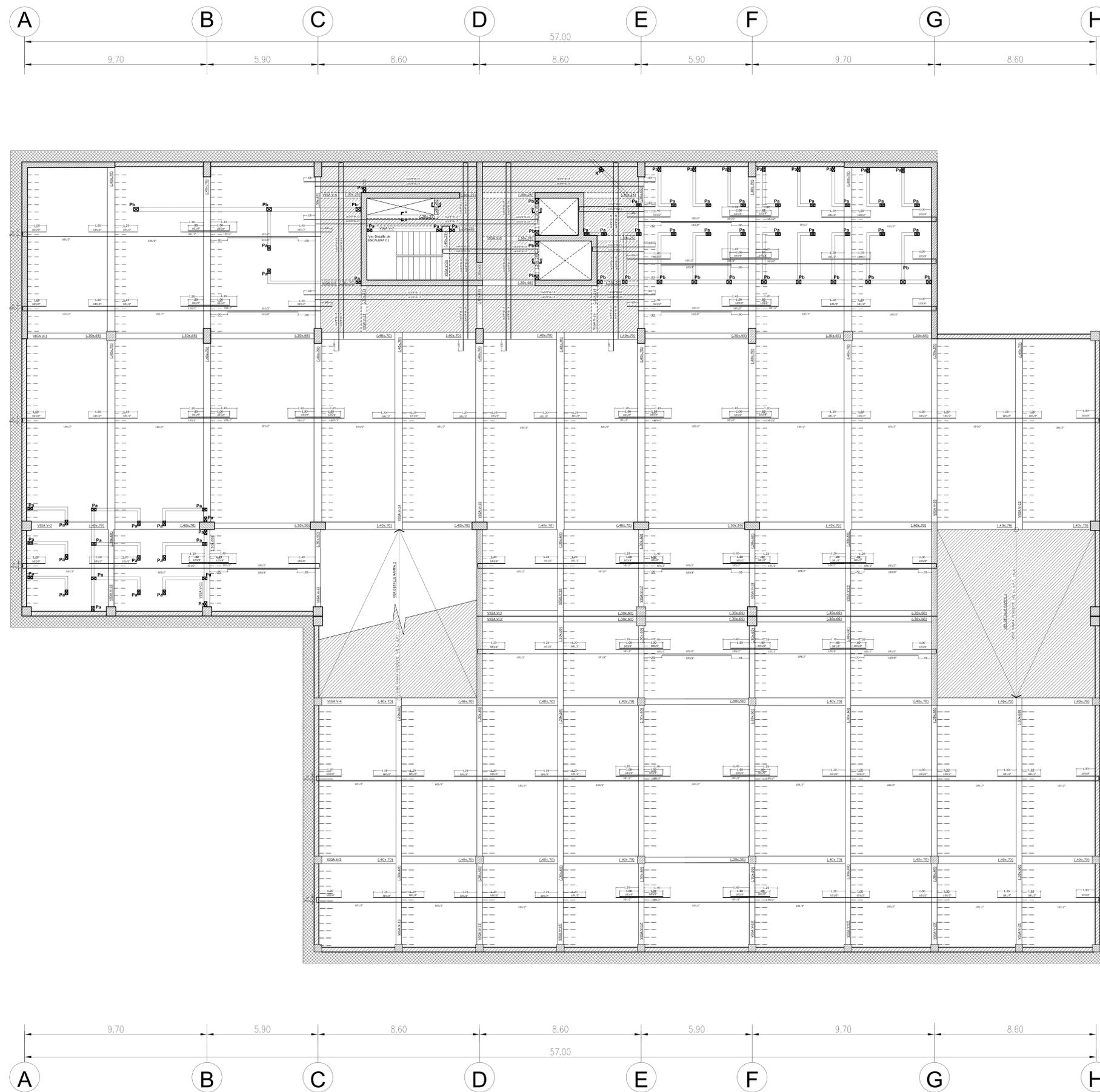
TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANO: COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

E-05

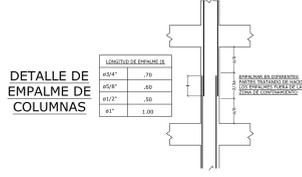
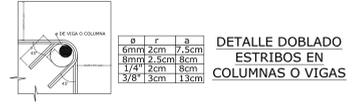
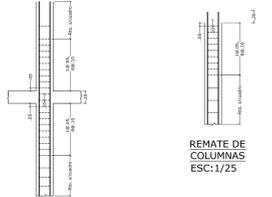
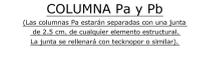
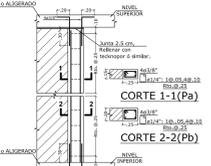
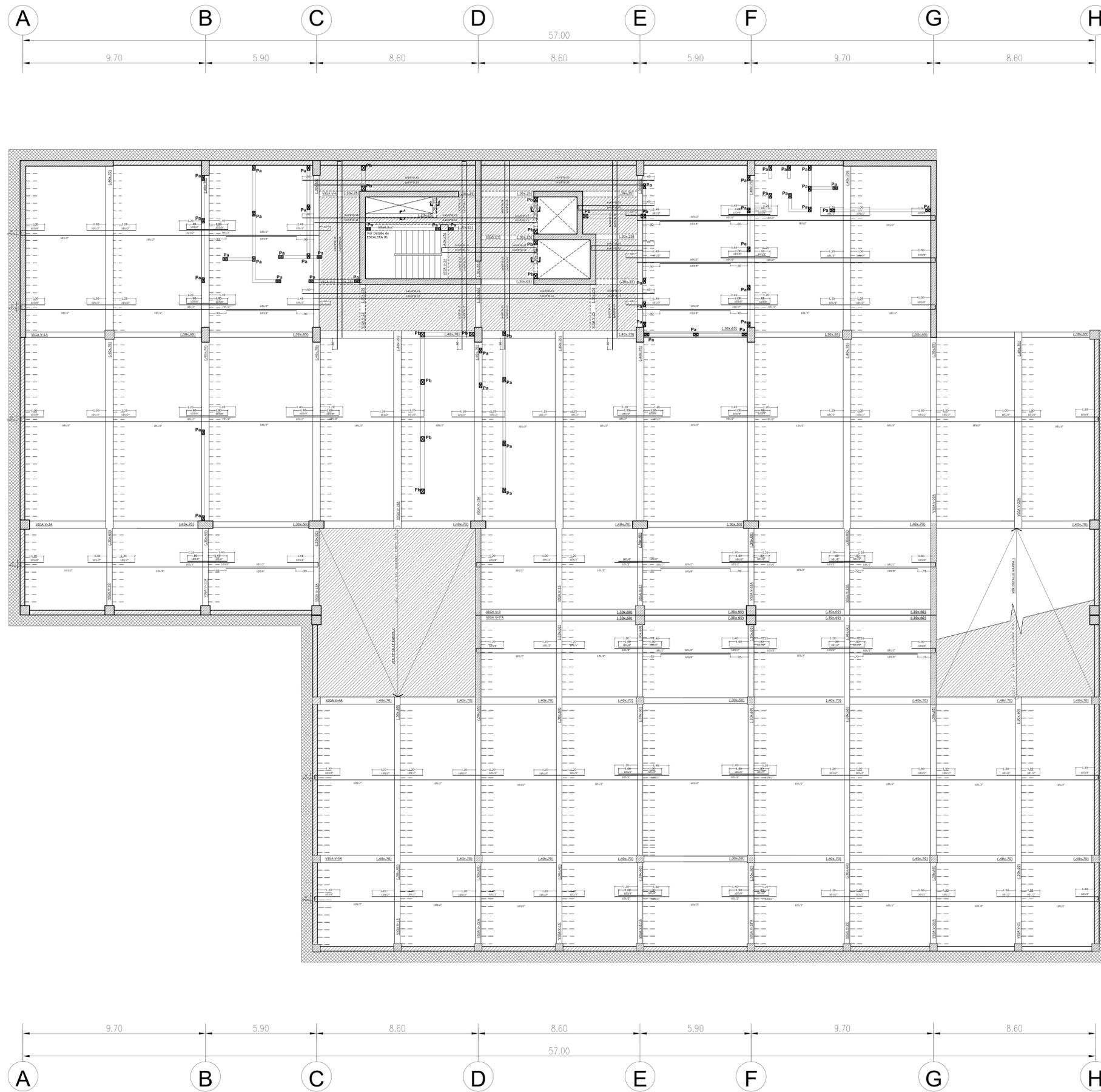


ENCOFRADO 2º SÓTANO

s/c = 250 kg/m².

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE			
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).		
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ		
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		
PLANO:	ENCOFRADO 2º SOTANO	FECHA: Julio 2017 ESCALA: 1/75	E-06





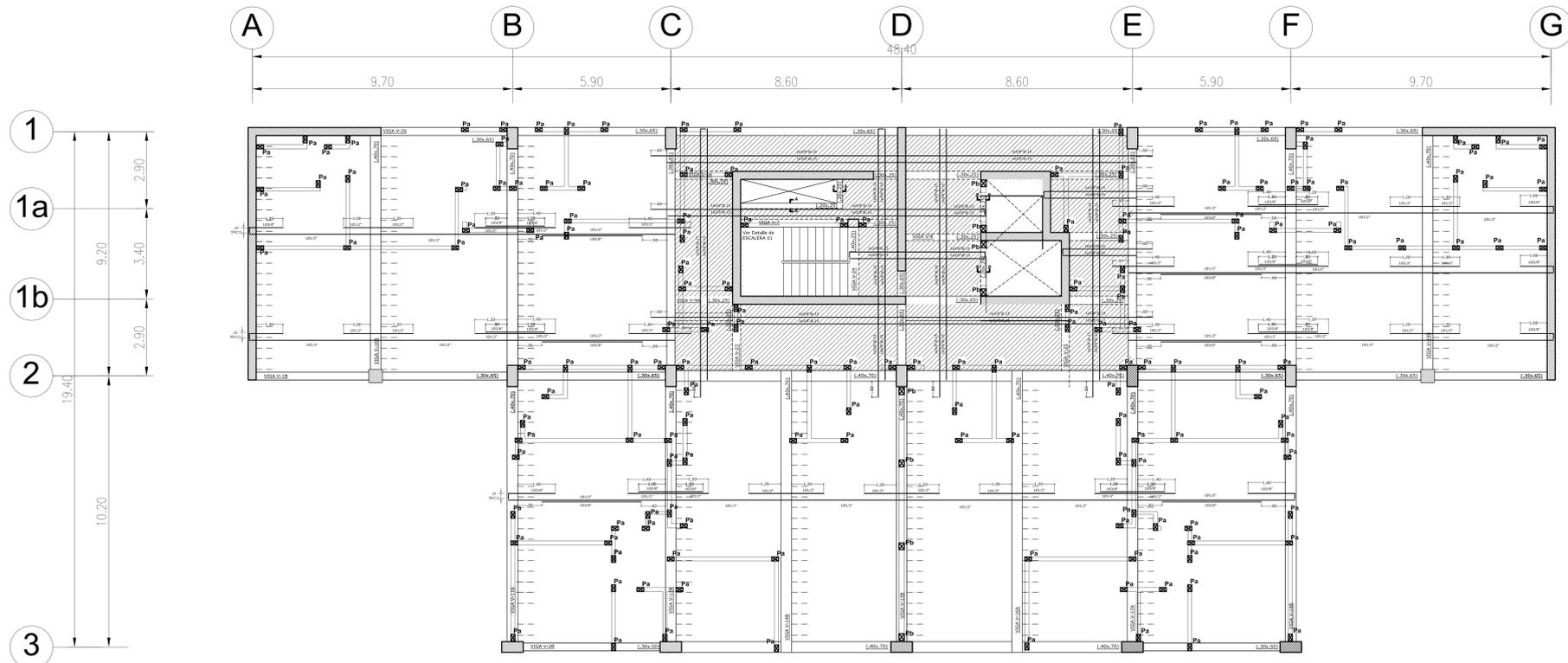
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m	
h	h/4
1.00	0.25
1.20	0.30
1.40	0.35
1.60	0.40
1.80	0.45
2.00	0.50
2.20	0.55
2.40	0.60
2.60	0.65
2.80	0.70
3.00	0.75

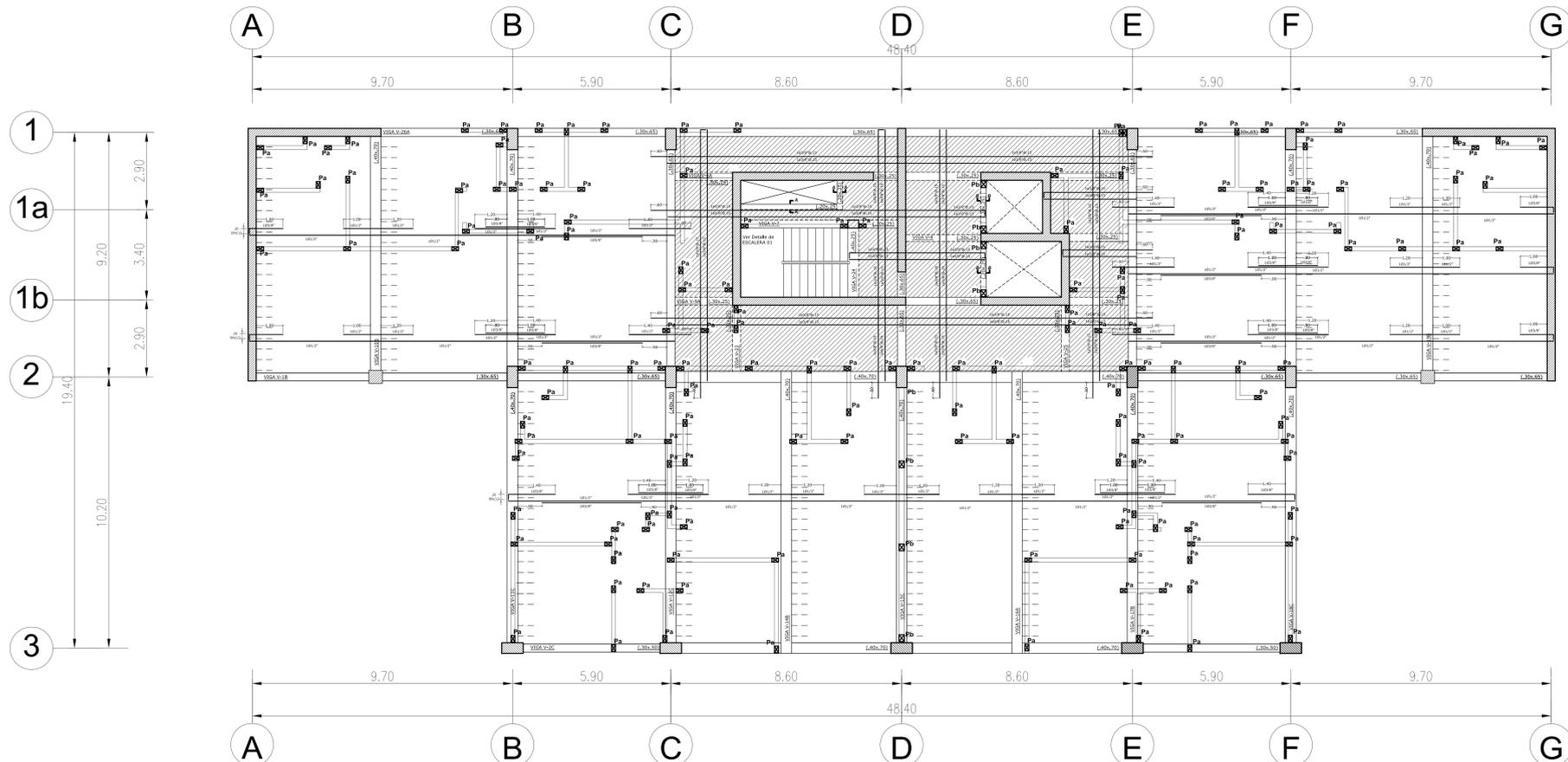
ENCOFRADO 1º SÓTANO

s/c = 250 kg/m².

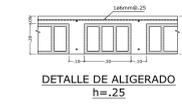
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	ENCOFRADO 1º SOTANO
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
E-07	



ENCOFRADO 1º NIVEL
s/c = 200 kg/m².



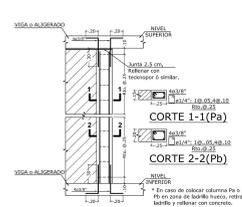
ENCOFRADO 2º NIVEL
s/c = 200 kg/m².



DETALLE DE ALIGERADO
h=.25



DETALLE LOSA MACIZA
Las juntas de la losa maciza están especificadas en planta. Para ambas direcciones deberán estar espaciadas a 0.20m. Cuando no aparezca el diámetro en la planta deberá considerarse 3/8x.20 como se indica en este detalle.



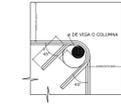
COLUMNA Pa y Pb
Las columnas Pa están separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. Las juntas se rellenarán con tecnopor o similar.



REIMATE DE COLUMNAS
ESC: 1/25



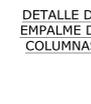
REIMATE DE COLUMNAS
ESC: 1/25



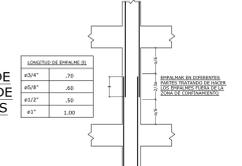
DETALLE DOBLADO

6mm	2cm	7.5cm
8mm	2.5cm	8cm
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



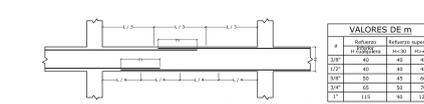
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



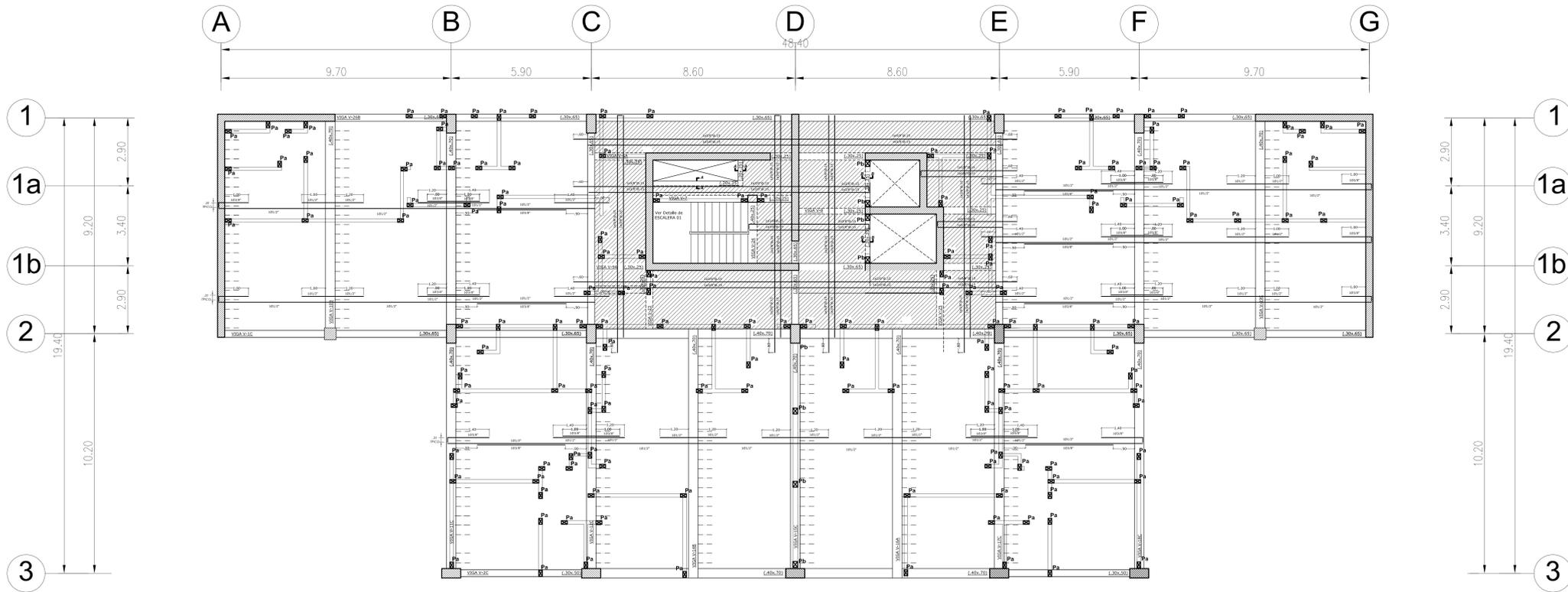
CORTE A-A
(.20x.25)



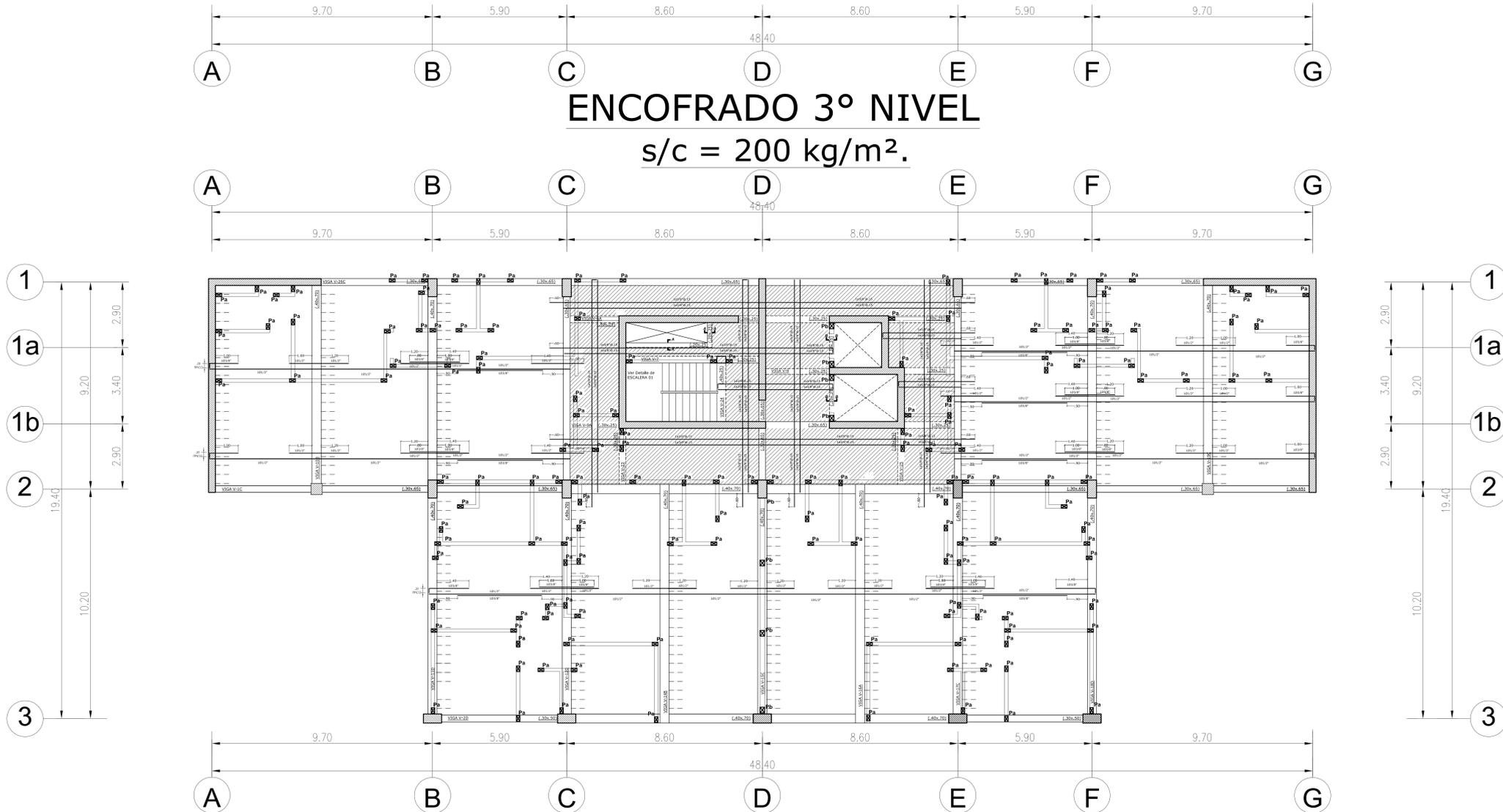
CORTE B-B
(.20x.25)



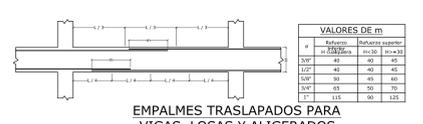
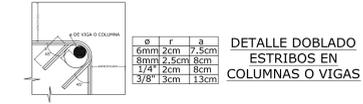
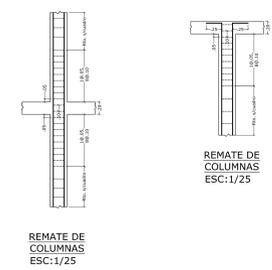
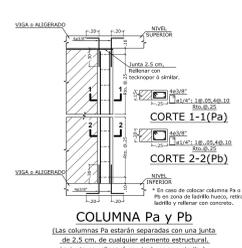
VALORES DE m
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

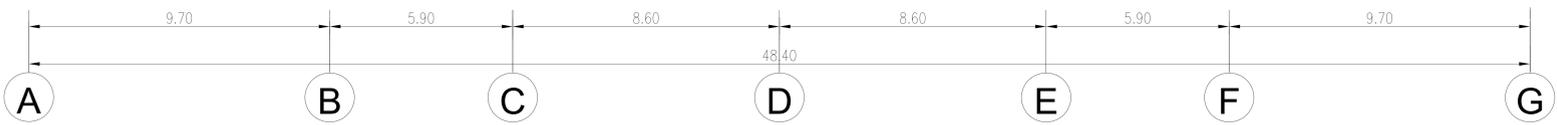
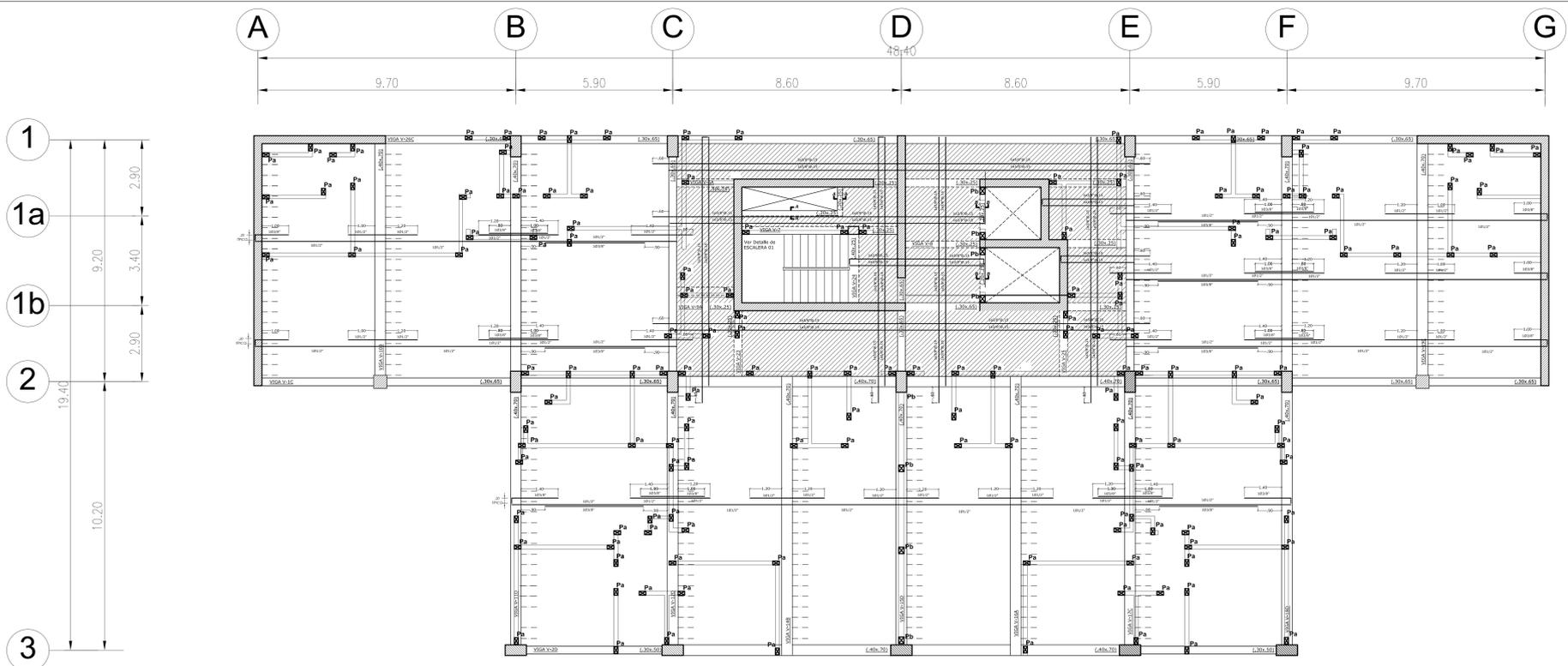


ENCOFRADO 3º NIVEL
s/c = 200 kg/m².

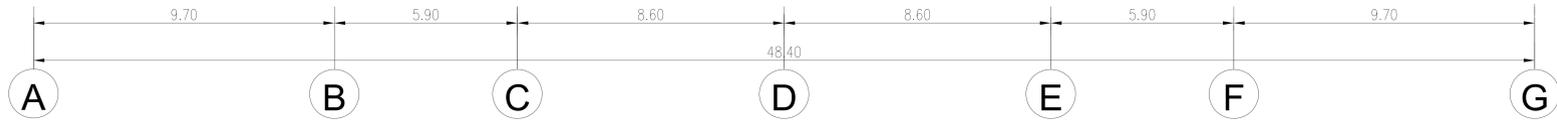
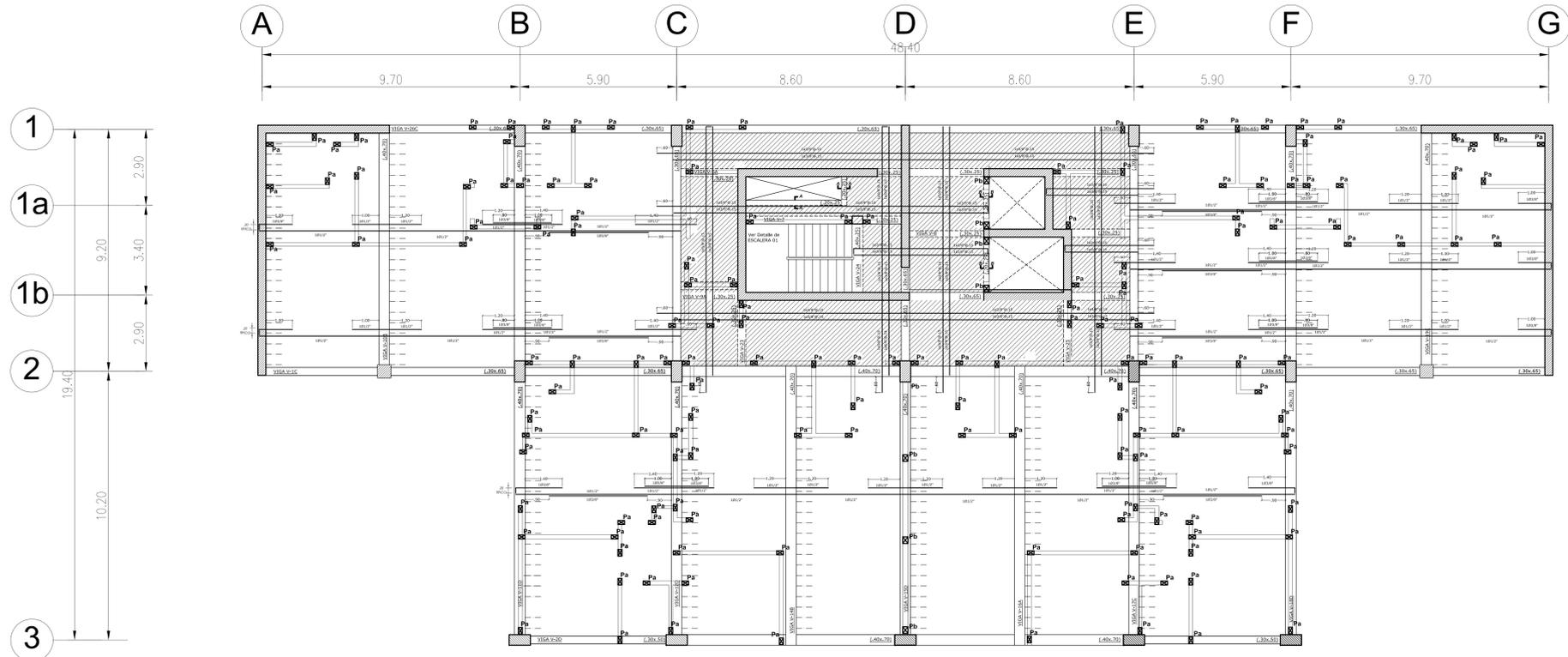


ENCOFRADO 4º NIVEL
s/c = 200 kg/m².

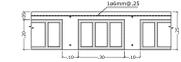




ENCOFRADO 5º NIVEL
s/c = 200 kg/m².



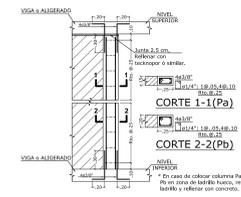
ENCOFRADO 6º NIVEL
s/c = 200 kg/m².



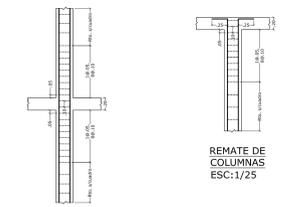
DETALLE DE ALIGERADO
h = 25



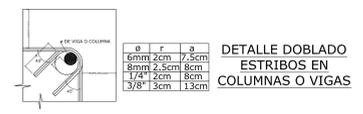
DETALLE LOSA MACIZA
dos metros de la losa maciza están especificados en planta. Para ambas direcciones deben estar establecidos a 0.20m. Cuando no aparezca el diámetro en la planta deberá considerarse 3/8" 20 como se indica en este detalle.



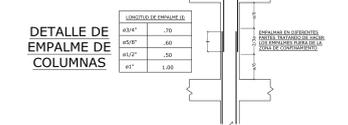
COLUMNA Pa y Pb
(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se roturará con teclapopor o similar).



REMATE DE COLUMNAS
ESC:1/25



DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



CORTE A-A (.20x.25) CORTE B-B (.20x.25)



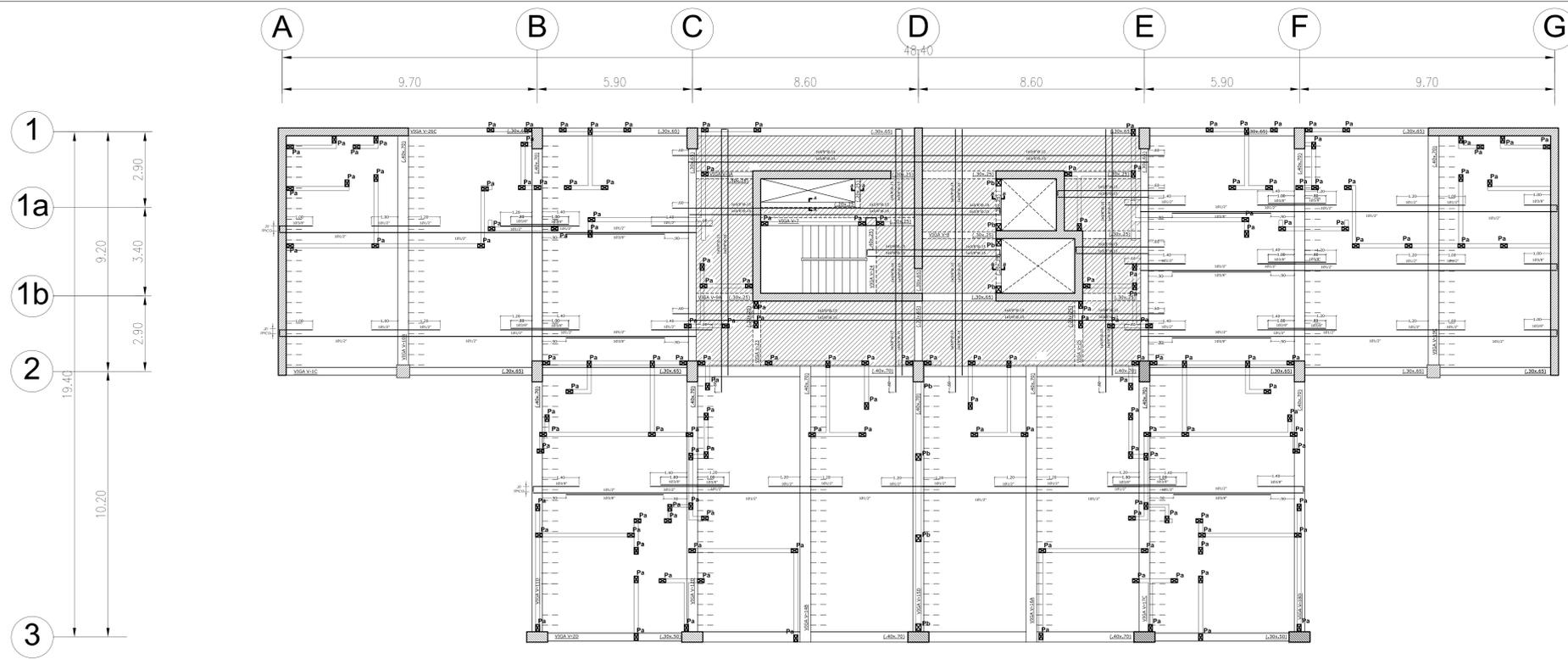
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
h	As	As'	As + As'
400	40	40	80
450	45	45	90
500	50	50	100
550	55	55	110
600	60	60	120

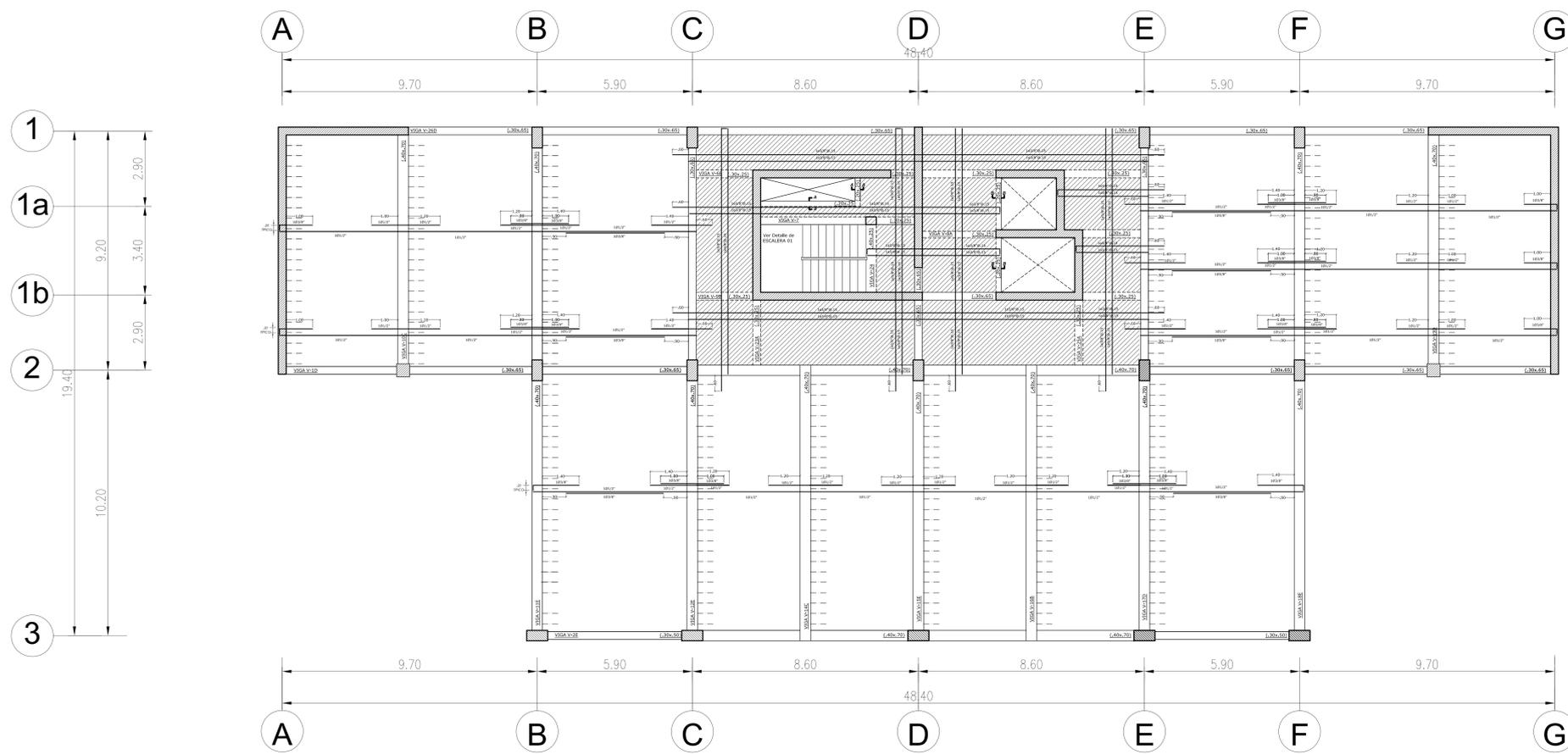
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).		
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ		
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		
PLANO:	ENCOFRADO 5º Y 6º NIVEL	FECHA: Julio 2017	E-10
		ESCALA: 1/75	

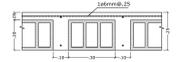




ENCOFRADO 7º NIVEL
s/c = 200 kg/m².



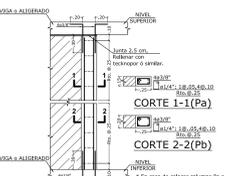
ENCOFRADO 8º NIVEL
s/c = 150 kg/m².



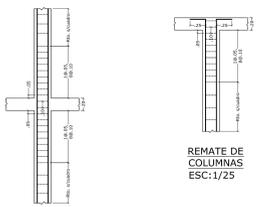
DETALLE DE ALIGERADO
h=25



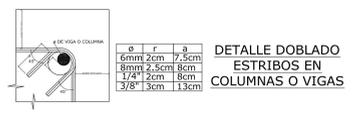
DETALLE LOSA MACIZA
Los ejes de la losa maciza están especificados en planta. Para ambas direcciones deberán estar separados a 0.20m. Cuando no aparezca el diámetro en la planta, se toma como estándar 10mm (como se indica en este detalle).



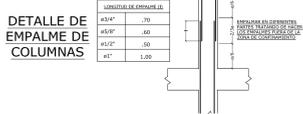
COLUMNA Pa y Pb
(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con betón o similar).



REIMATE DE COLUMNAS
ESC: 1/25



DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



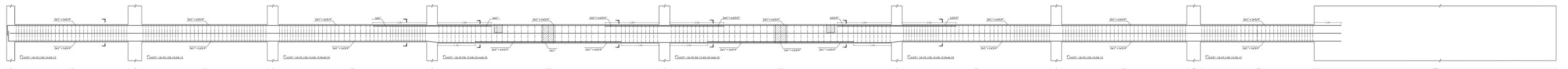
CORTE A-A (.20x.25) CORTE B-B (.20x.25)

VALORES DE m	
h	h/4
20	5
25	6.25
30	7.5
35	8.75
40	10
45	11.25
50	12.5
55	13.75
60	15
65	16.25
70	17.5
75	18.75
80	20
85	21.25
90	22.5
95	23.75
100	25

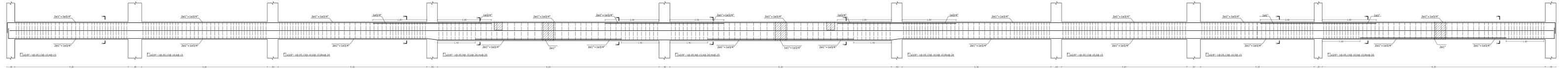
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

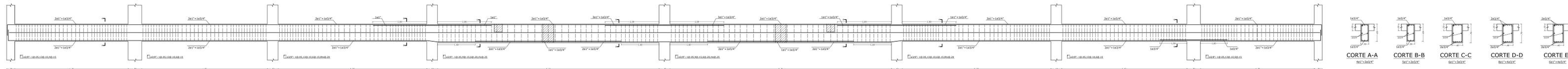
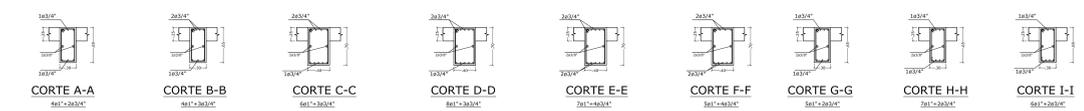
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).		
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ		
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		
PLANO:	ENCOFRADO 7º Y 8º NIVEL	FECHA: Julio 2017	E-11
		ESCALA: 1/75	



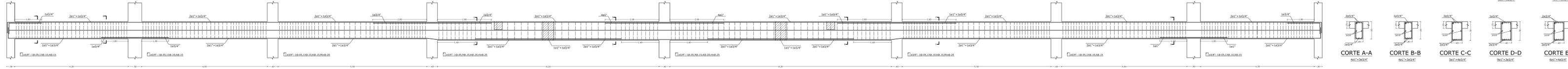
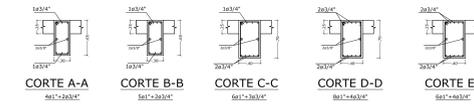
VIGA V-1 (.40X.70),(,30x.65)



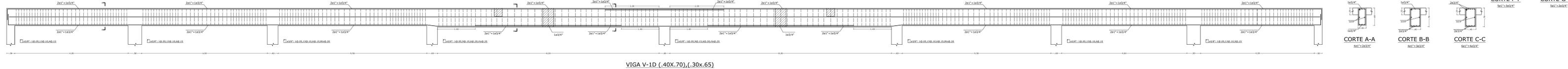
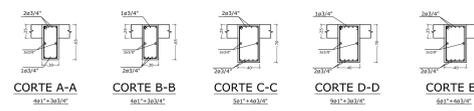
VIGA V-1A (.40X.70),(,30x.65)



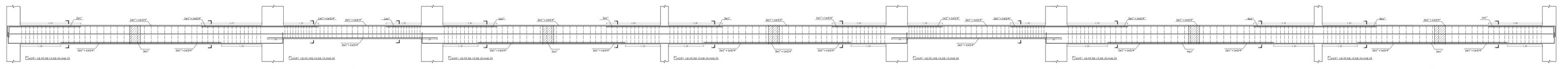
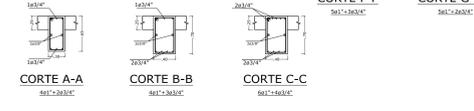
VIGA V-1B (.40X.70),(,30x.65)



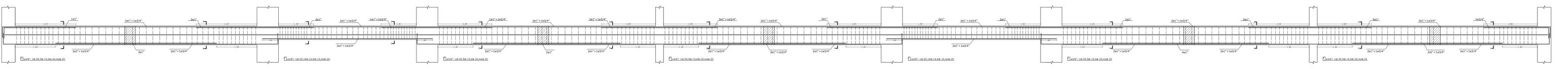
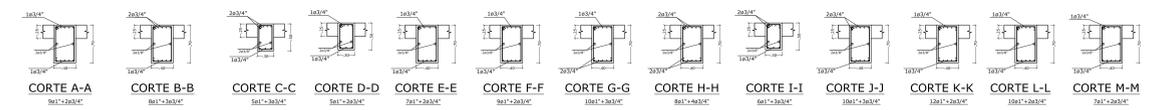
VIGA V-1C (.40X.70),(,30x.65)



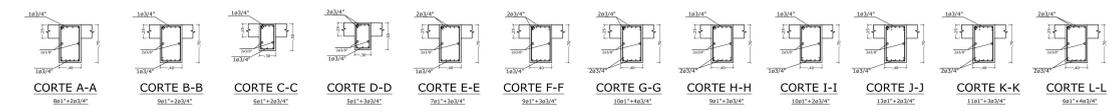
VIGA V-1D (.40X.70),(,30x.65)



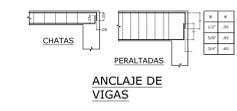
VIGA V-2 (.40X.70),(,30x.50)



VIGA V-2A (.40X.70),(,30x.50)



VALORES DE m	
100	100
150	150
200	200
250	250
300	300
350	350
400	400
450	450
500	500



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

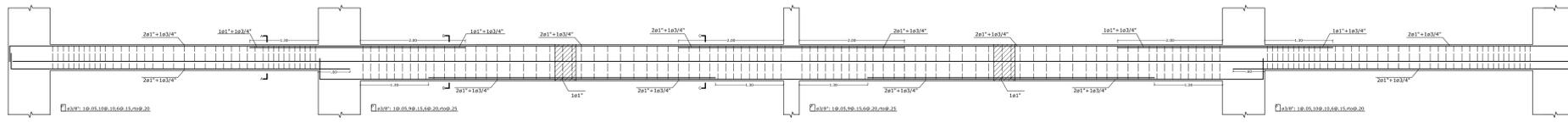
TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANO: VIGAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

E-12



VIGA V-2B (.40X.70),(.30x.50)



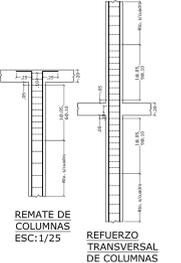
CORTE A-A
5ø1"=3ø3/4"



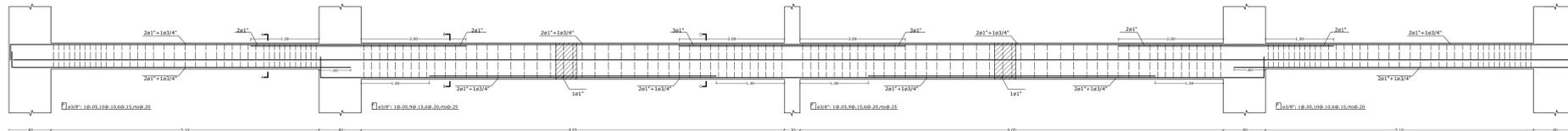
CORTE B-B
5ø1"=3ø3/4"



CORTE C-C
7ø1"=3ø3/4"



REMATO DE COLUMNAS
ESC:1/25
REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS



VIGA V-2C (.40X.70),(.30x.50)



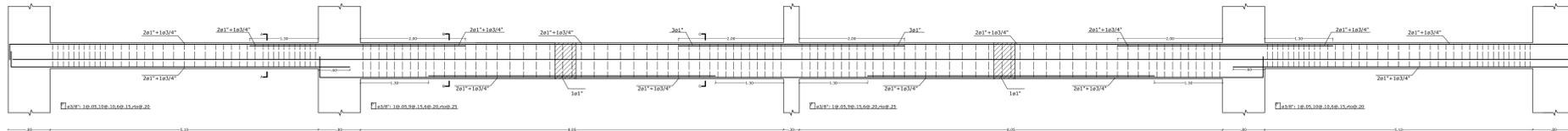
CORTE A-A
5ø1"=3ø3/4"



CORTE B-B
7ø1"=3ø3/4"



CORTE C-C
8ø1"=3ø3/4"



VIGA V-2D (.40X.70),(.30x.50)



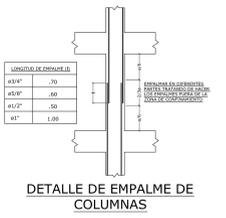
CORTE A-A
5ø1"=3ø3/4"



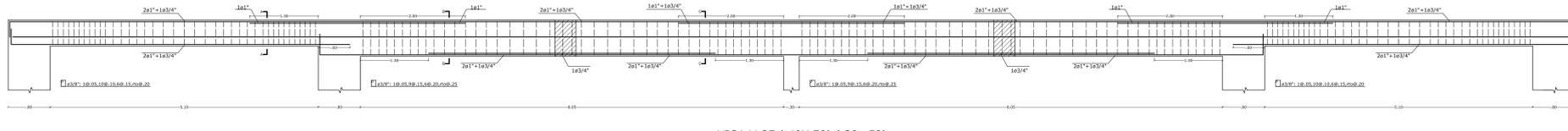
CORTE B-B
7ø1"=3ø3/4"



CORTE C-C
8ø1"=3ø3/4"



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



VIGA V-2E (.40X.70),(.30x.50)



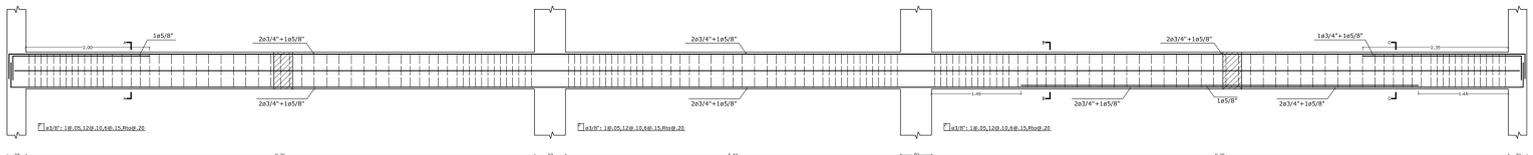
CORTE A-A
5ø1"=3ø3/4"



CORTE B-B
5ø1"=3ø3/4"



CORTE C-C
5ø1"=3ø3/4"



VIGA V-3 (.30X.60)



CORTE A-A
4ø3/4"=3ø5/8"



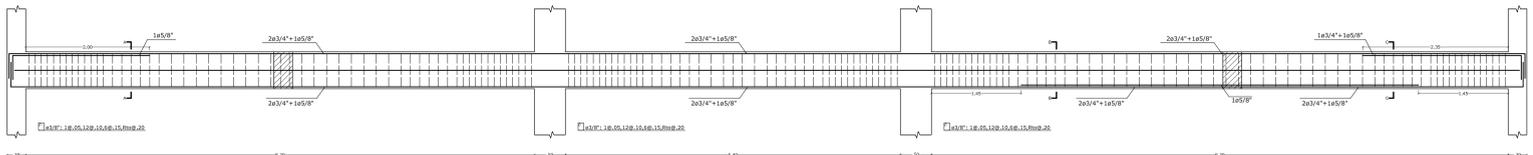
CORTE B-B
4ø3/4"=3ø5/8"



CORTE C-C
6ø3/4"=3ø5/8"



DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



VIGA V-3' (.30X.60)



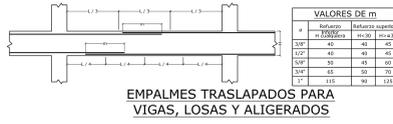
CORTE A-A
4ø3/4"=3ø5/8"



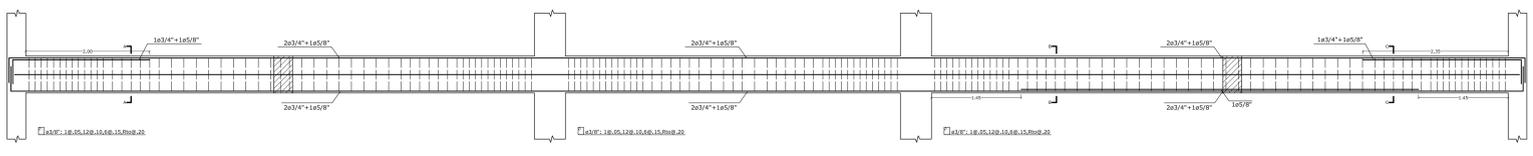
CORTE B-B
4ø3/4"=3ø5/8"



CORTE C-C
6ø3/4"=3ø5/8"



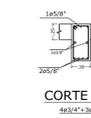
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



VIGA V-3'A (.30X.60)



CORTE A-A
4ø3/4"=3ø5/8"



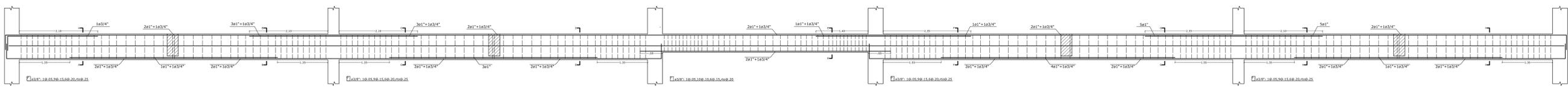
CORTE B-B
4ø3/4"=3ø5/8"



CORTE C-C
6ø3/4"=3ø5/8"



ANCLAJE DE VIGAS



VIGA V-4 (.40X.70),(.30x.50)



CORTE C-C
13ø1"=3ø3/4"



CORTE D-D
7ø1"=3ø3/4"



CORTE E-E
5ø1"=3ø3/4"



CORTE F-F
9ø1"=4ø3/4"



CORTE A-A
5ø1"=3ø3/4"



CORTE B-B
8ø1"=3ø3/4"



DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m	
Ø	Refuerzo superior
1/4"	10
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30
7/8"	35
1"	40



ANCLAJE DE VIGAS



CORTE G-G
13ø1"=3ø3/4"

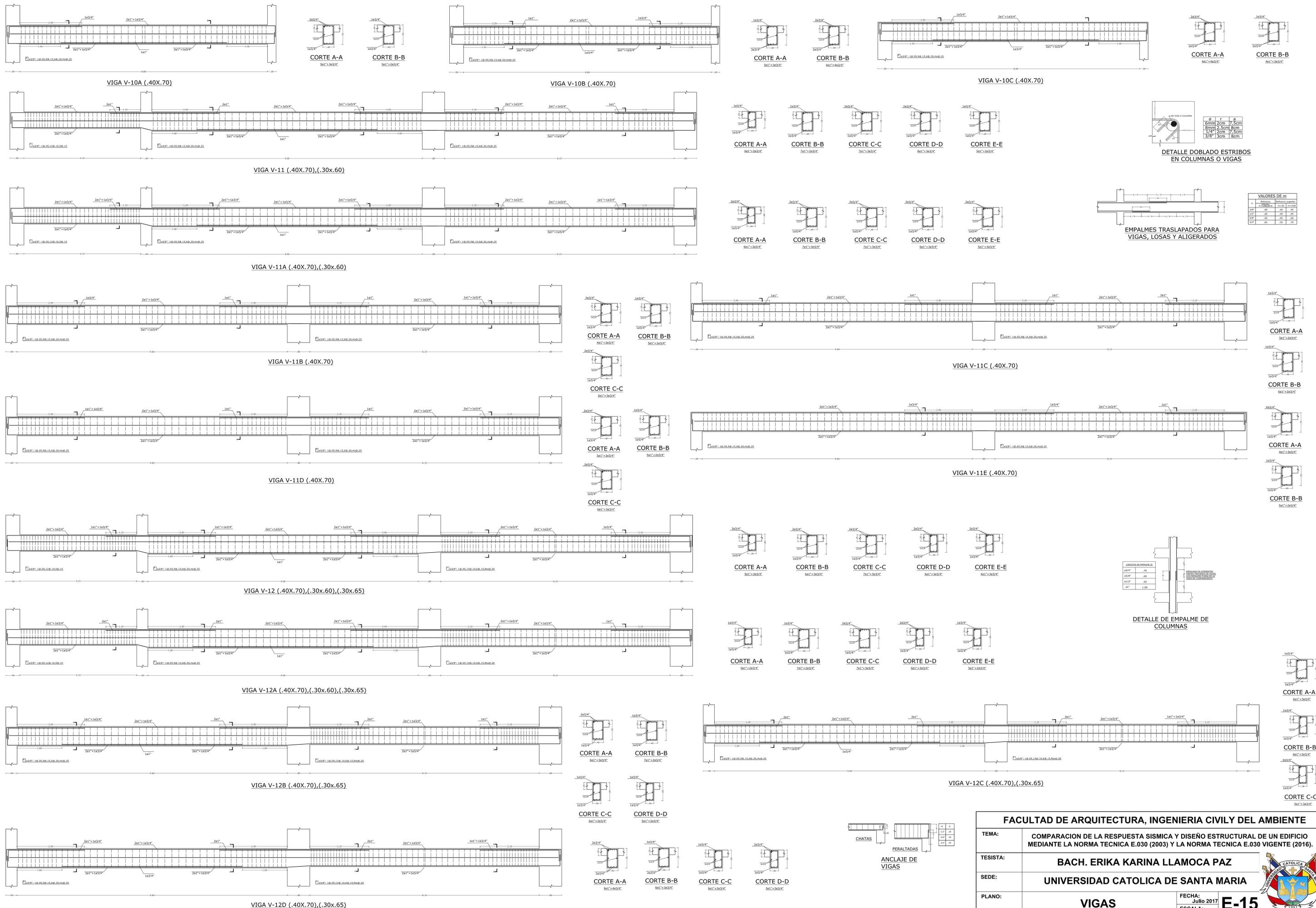


CORTE H-H
15ø1"=3ø3/4"

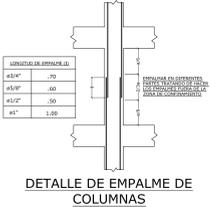


CORTE I-I
5ø1"=3ø3/4"

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	VIGAS
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
E-13	



VALORES DE m	
1/4	100
1/3	150
1/2	200
2/3	300
3/4	400



VALORES DE mm	
1/4	75
1/3	100
1/2	150
2/3	200
3/4	250



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

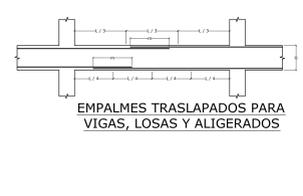
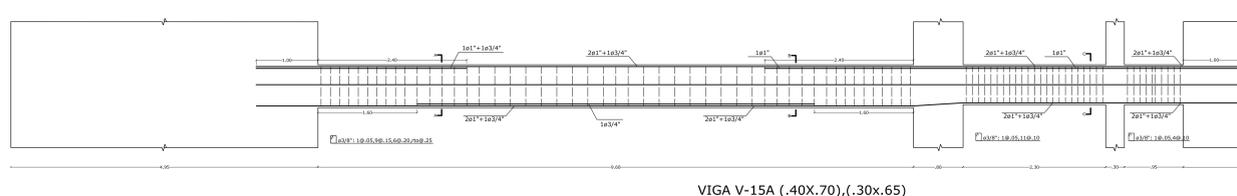
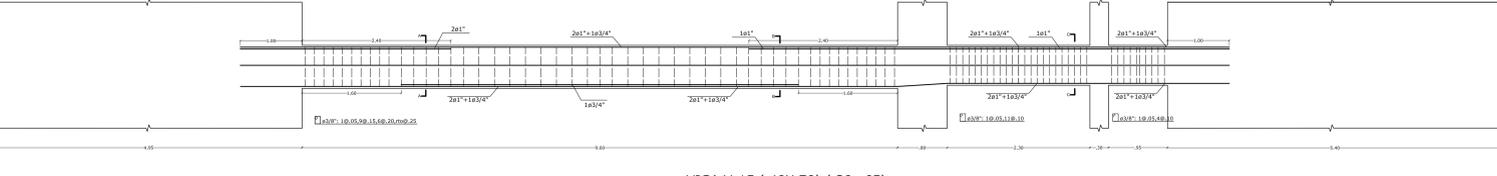
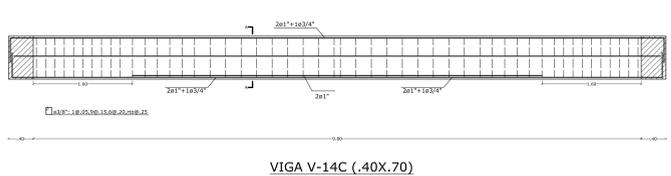
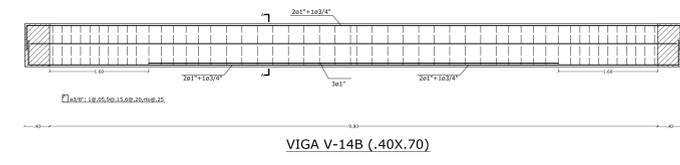
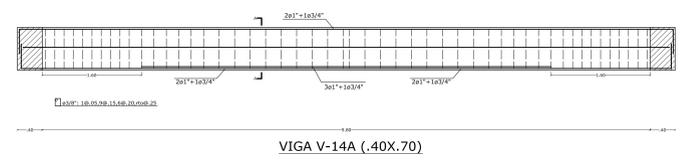
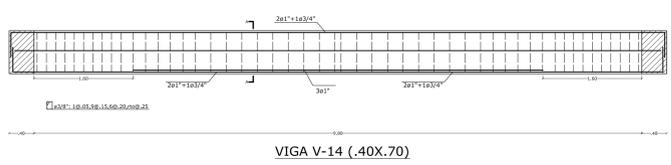
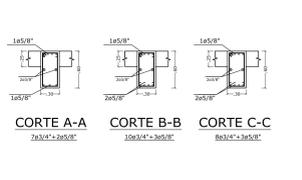
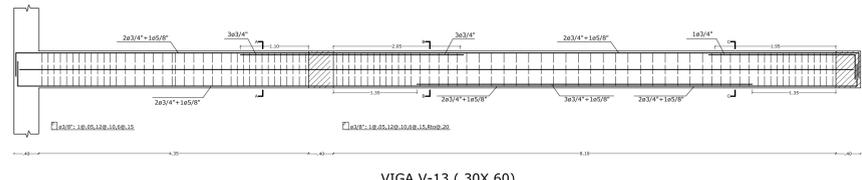
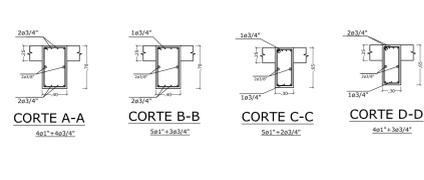
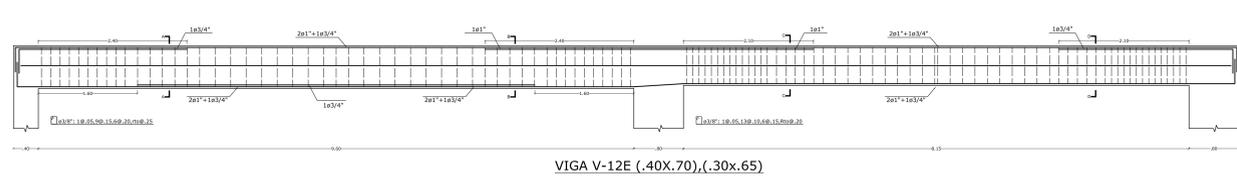
TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

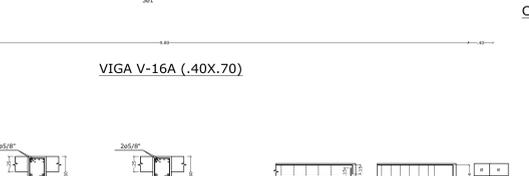
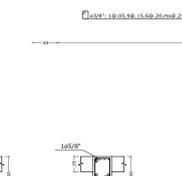
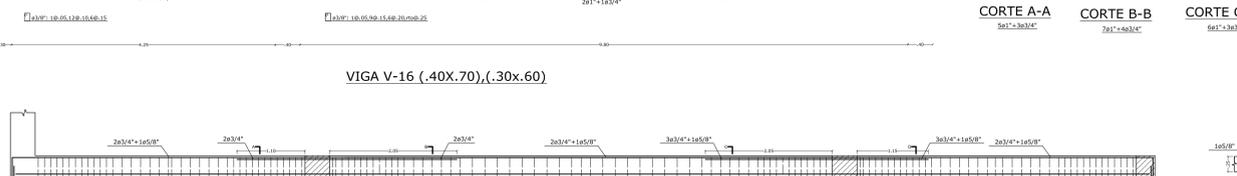
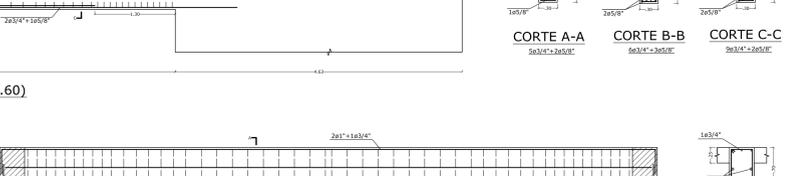
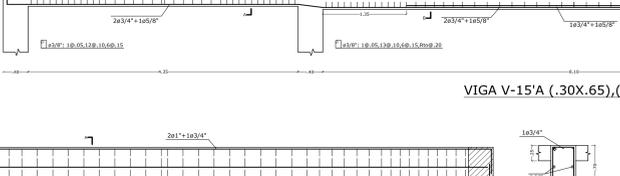
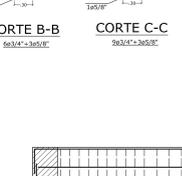
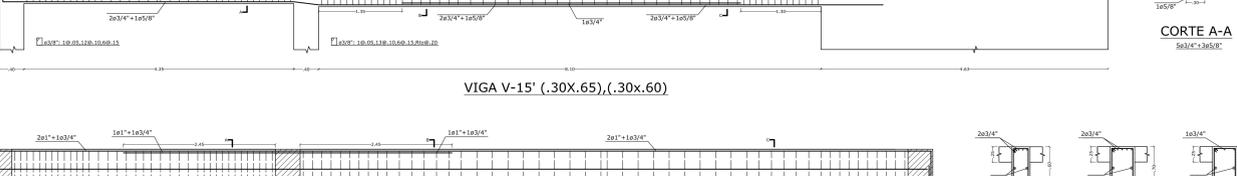
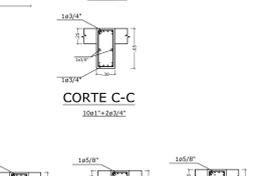
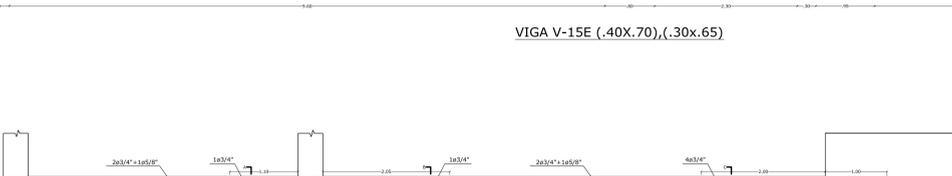
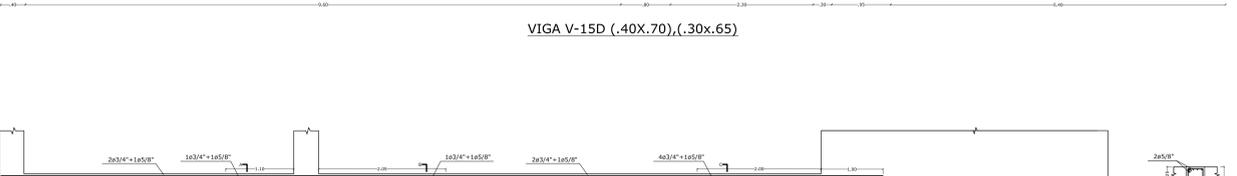
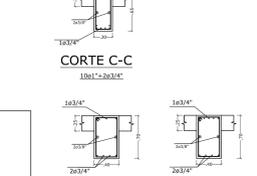
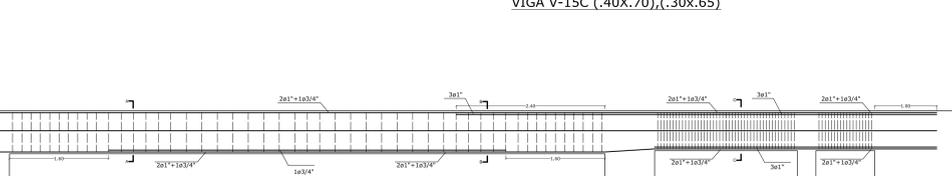
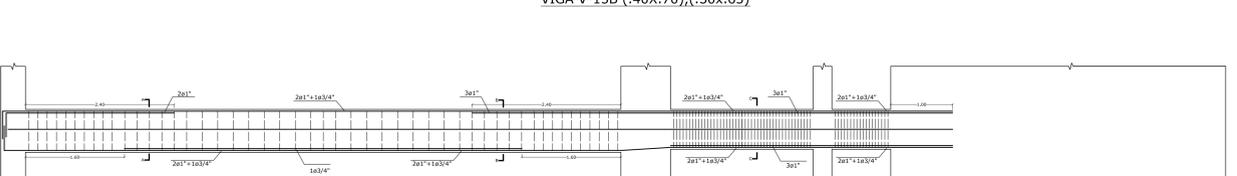
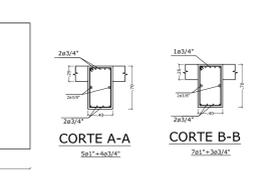
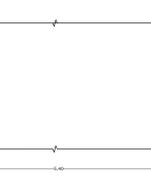
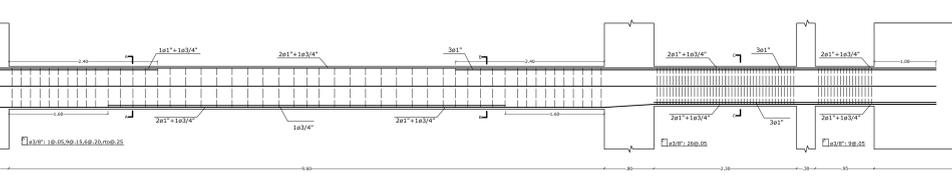
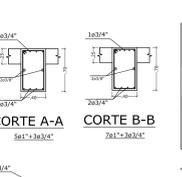
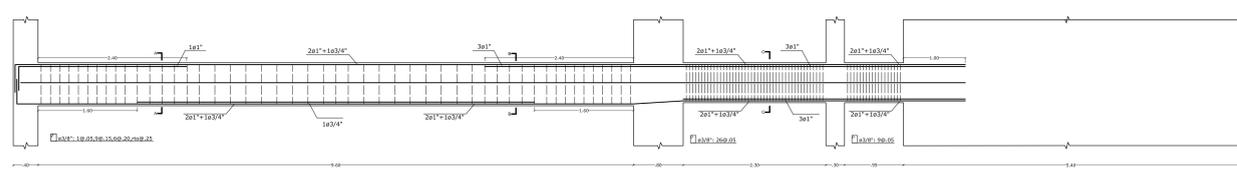
PLANO: VIGAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

E-15



VALORES DE m	
h	h _{efectiva}
1.50	1.40
1.80	1.70
2.10	2.00
2.40	2.30
2.70	2.60
3.00	2.90



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

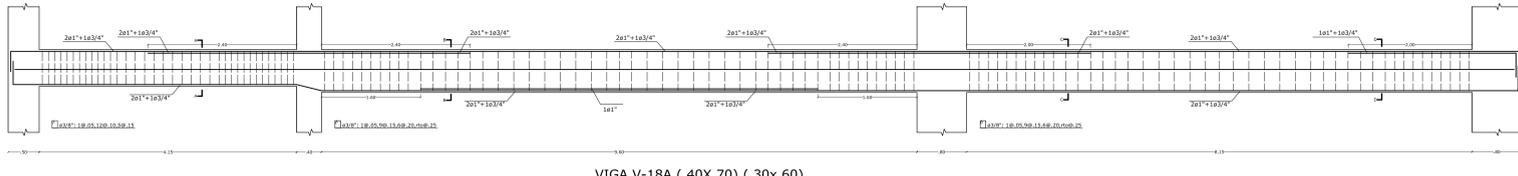
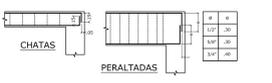
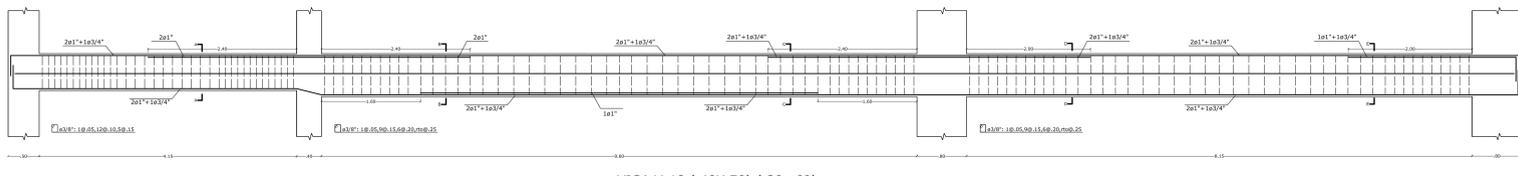
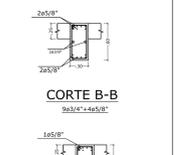
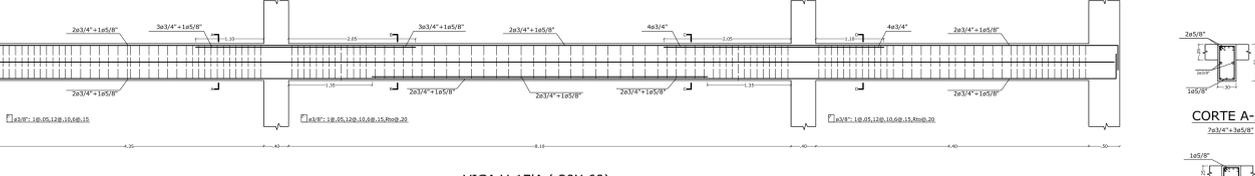
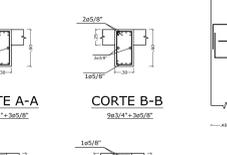
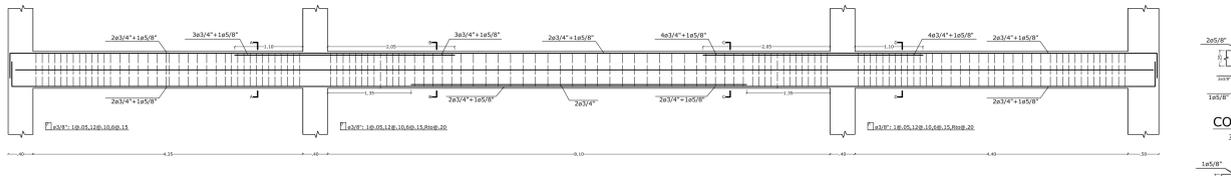
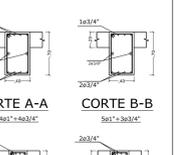
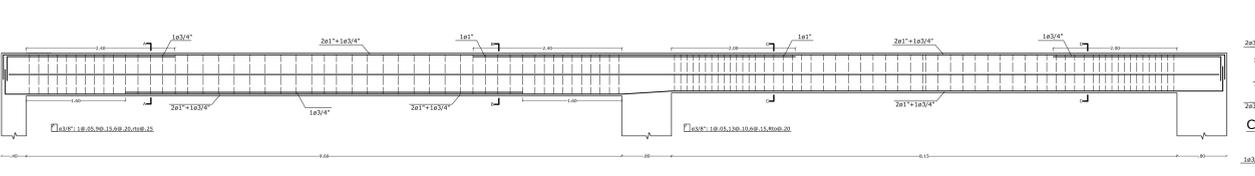
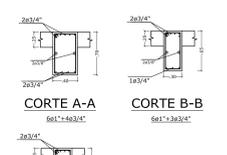
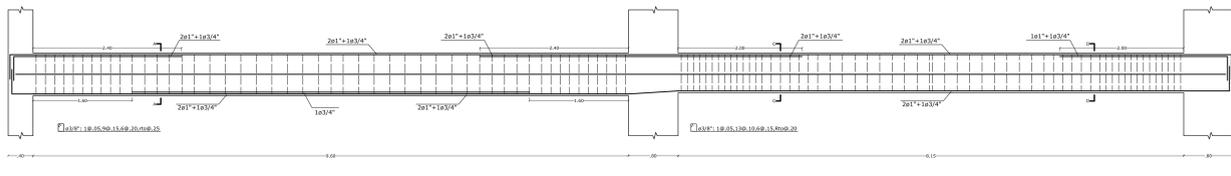
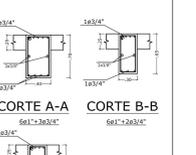
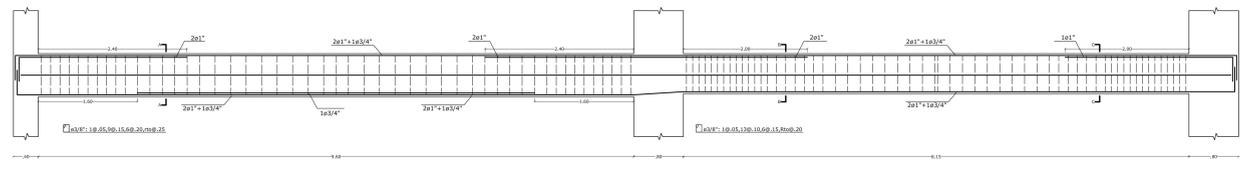
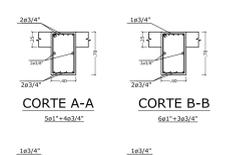
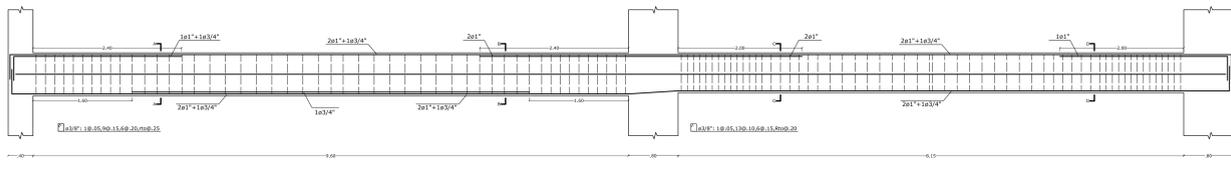
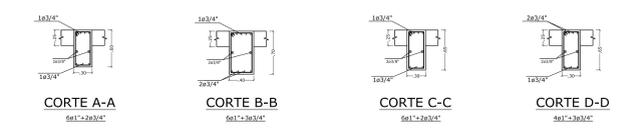
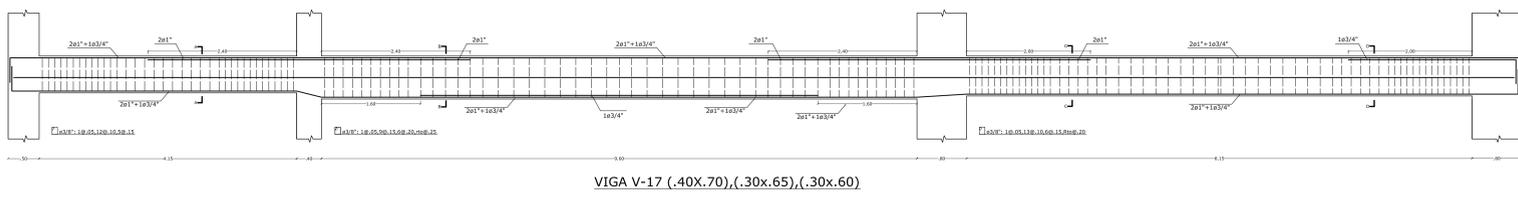
TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

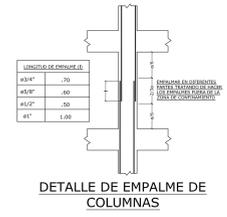
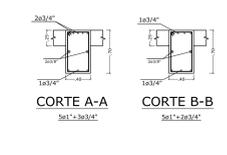
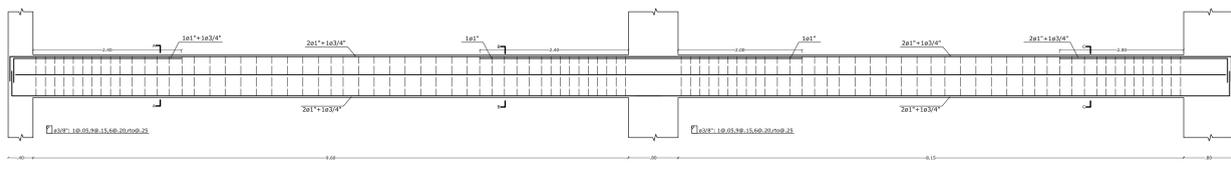
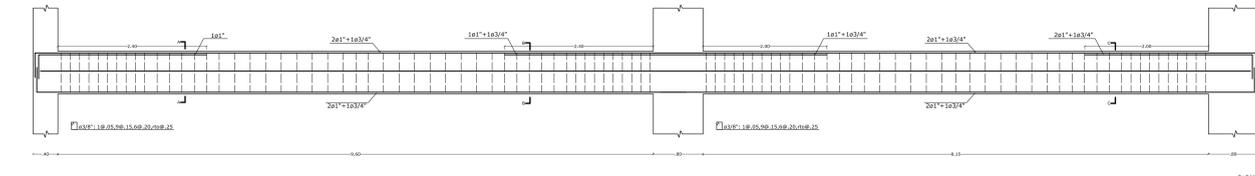
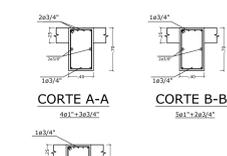
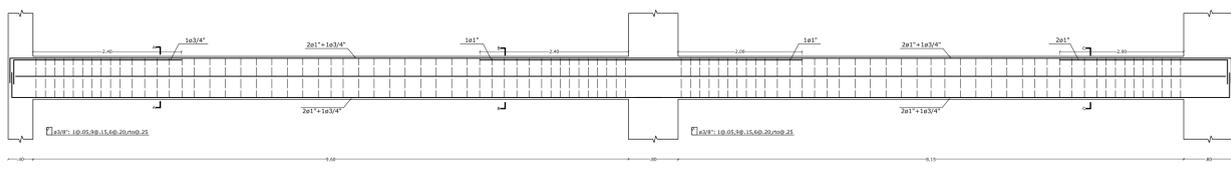
PLANO: VIGAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

E-16



VALORES DE m	
1	0.00
2	0.00
3	0.00
4	0.00
5	0.00
6	0.00
7	0.00
8	0.00
9	0.00
10	0.00



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA: COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).

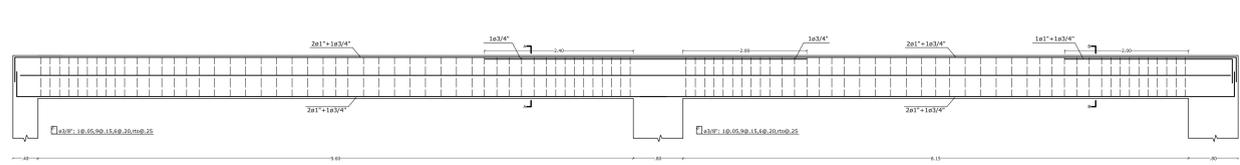
TESISTA: BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ

SEDE: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

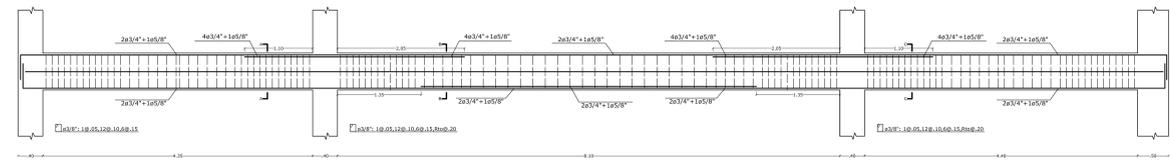
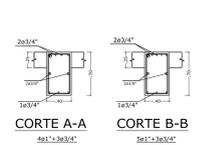
PLANO: VIGAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

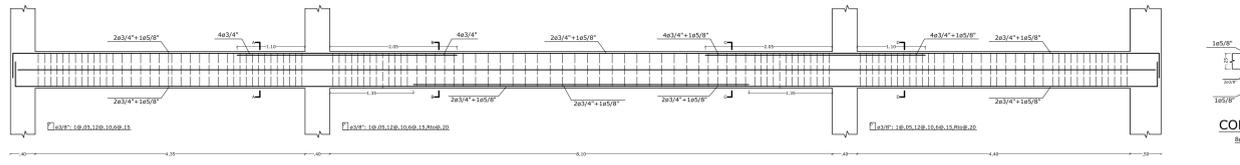
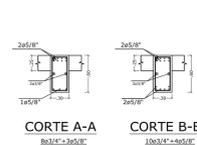
E-17



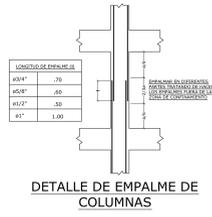
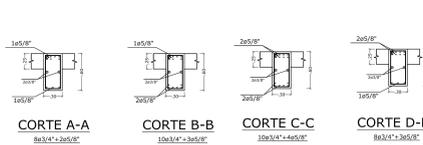
VIGA V-18E (.40X.70)



VIGA V-18' (.30X.60)



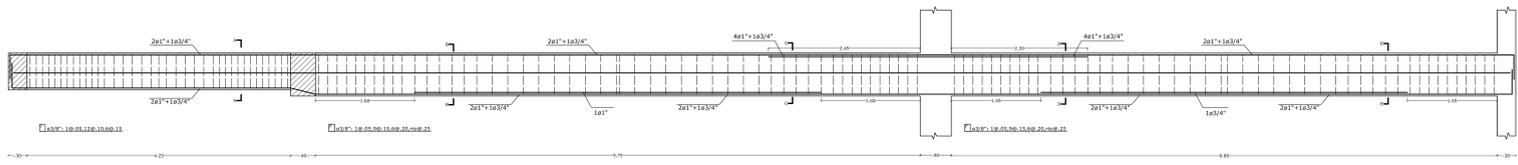
VIGA V-18'A (.30X.60)



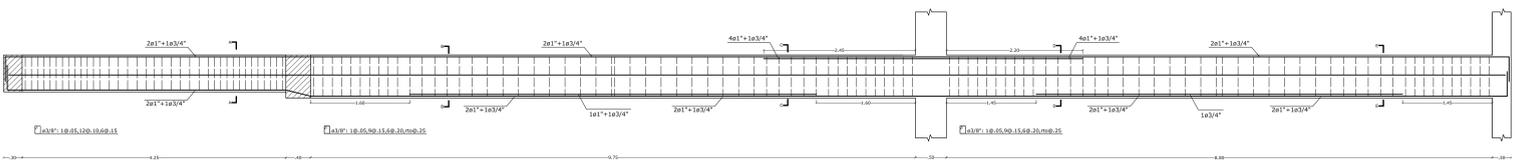
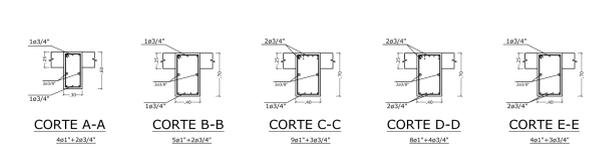
DETAILLE DE EMPALME DE COLUMNAS



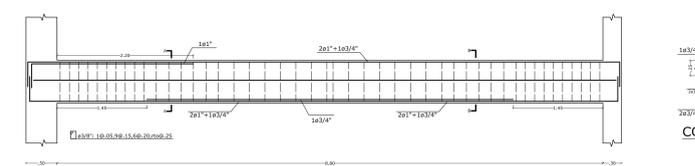
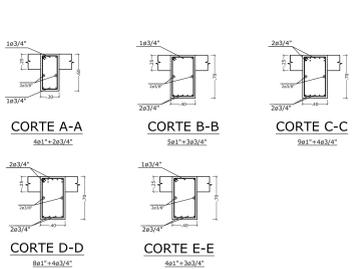
DETAILLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



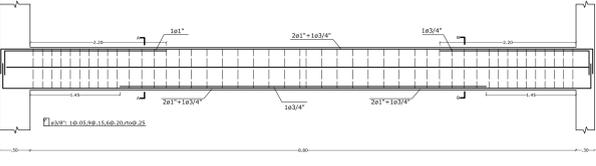
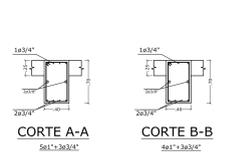
VIGA V-19 (.40X.70),(.30X.60)



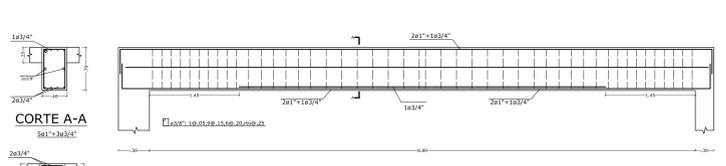
VIGA V-19A (.40X.70),(.30X.60)



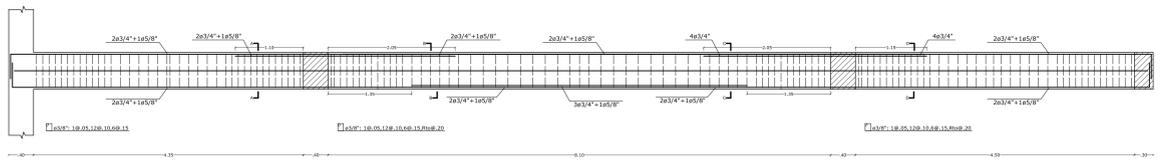
VIGA V-19B (.40X.70)



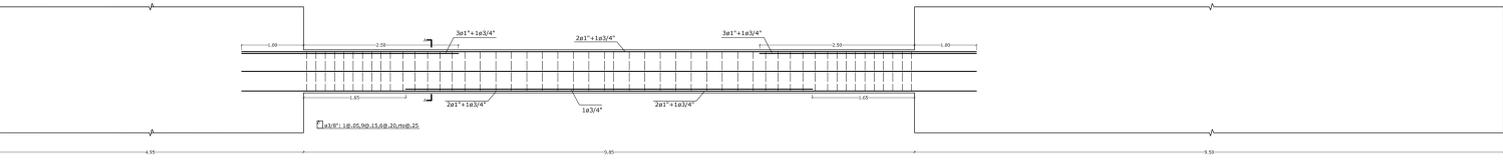
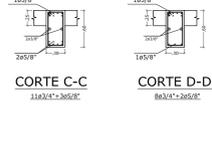
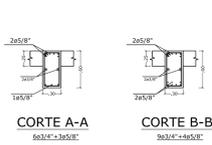
VIGA V-19C (.40X.70)



VIGA V-19D (.40X.70)



VIGA V-19' (.30X.60)



VIGA V-20 (.30X.65)

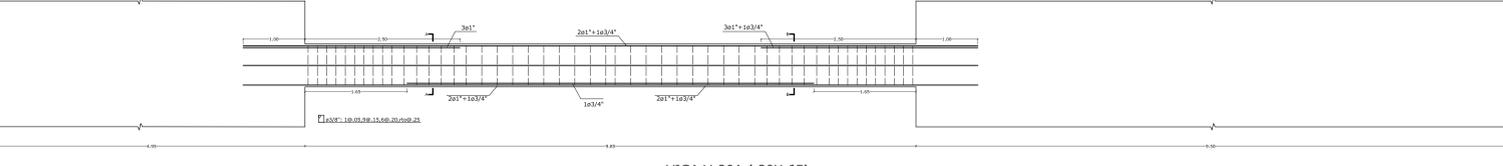


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

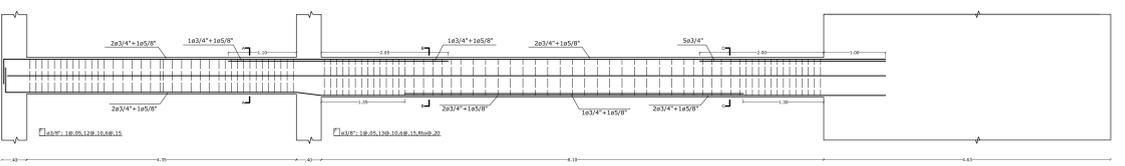
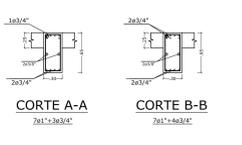
VALORES DE m	
h	20
h/4	5
h/2	10
3h/4	15
h	30
h/4	7.5
h/2	15
3h/4	22.5



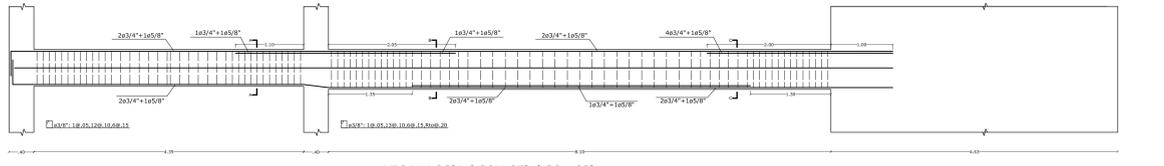
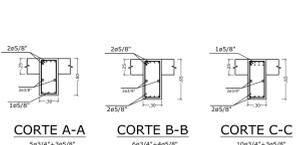
ANCLAJE DE VIGAS



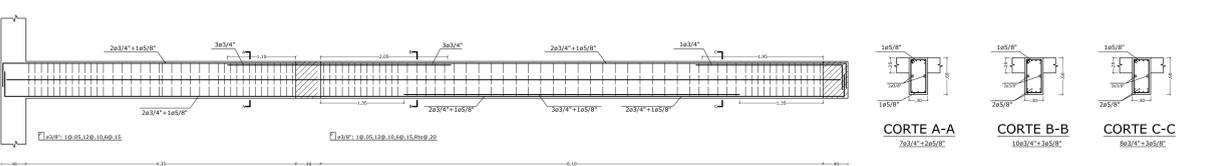
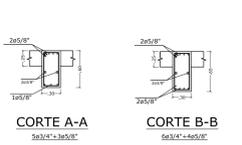
VIGA V-20A (.30X.65)



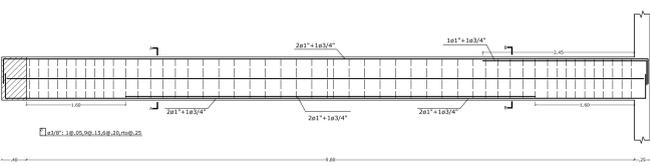
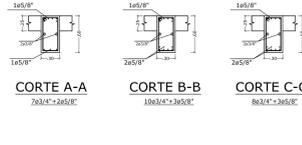
VIGA V-20' (.30X.65),(.30X.60)



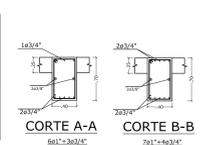
VIGA V-20'A (.30X.65),(.30X.60)



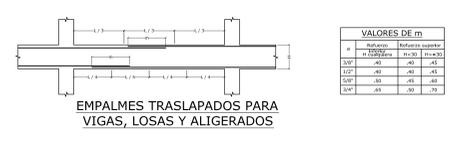
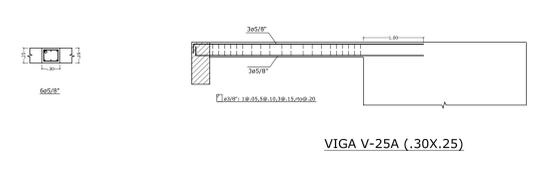
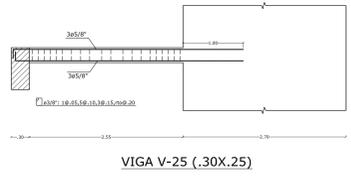
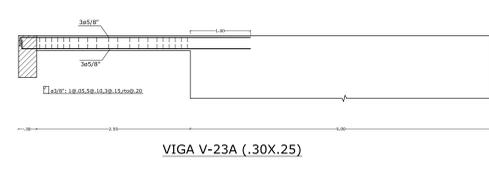
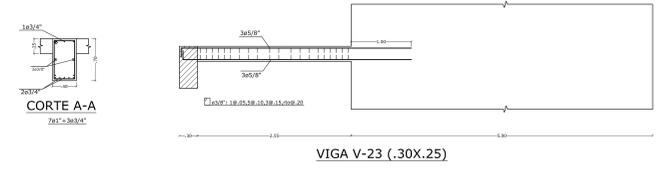
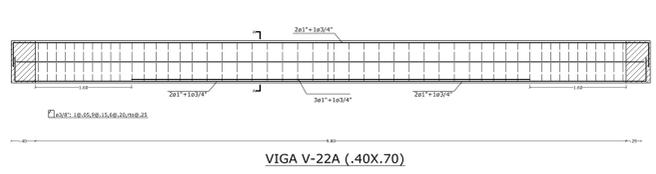
VIGA V-21 (.30X.60)



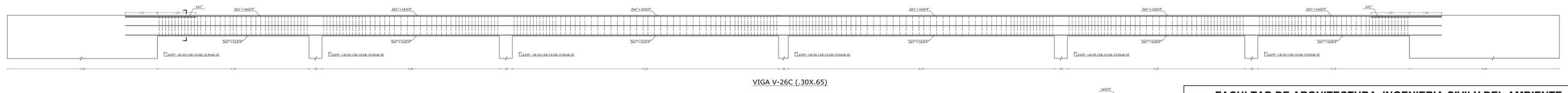
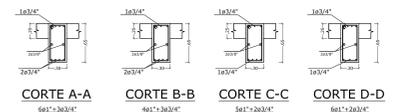
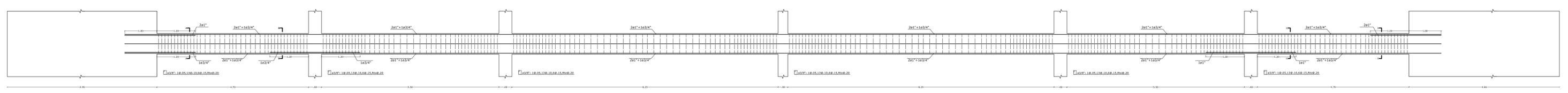
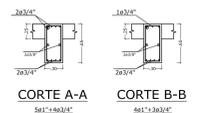
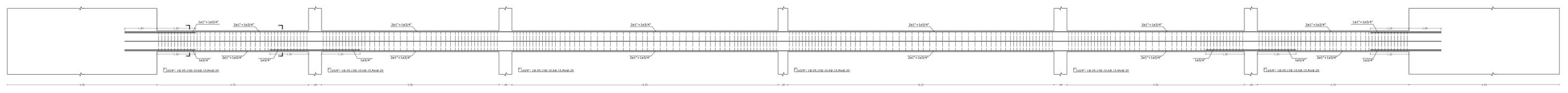
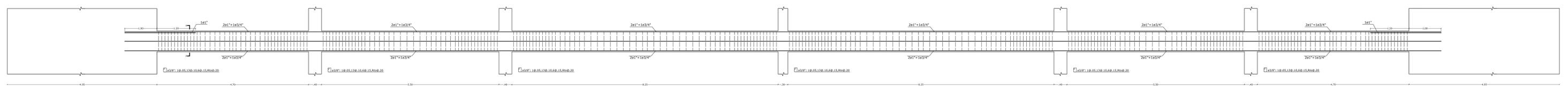
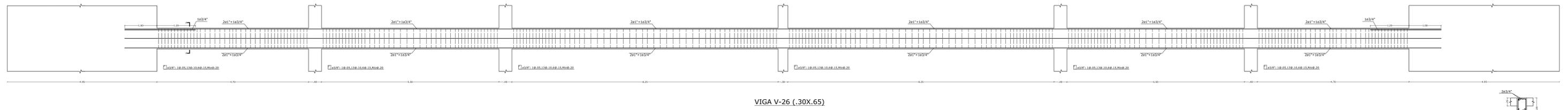
VIGA V-22 (.40X.70)



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	VIGAS
FECHA:	Julio 2017
ESCALA:	1/75
E-18	



VALORES DE m			
h	h/4	h/2	3h/4
200	50	100	150
250	62.5	125	187.5
300	75	150	225
350	87.5	175	262.5
400	100	200	300



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TEMA:	COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MEDIANTE LA NORMA TECNICA E.030 (2003) Y LA NORMA TECNICA E.030 VIGENTE (2016).
TESISTA:	BACH. ERIKA KARINA LLAMOCA PAZ
SEDE:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PLANO:	VIGAS

FECHA: Julio 2017
ESCALA: 1/75

E-19