

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente

Escuela Profesional De Ingeniería Civil



**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE
SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA
CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES”**

TOMO I

Tesis Presentada por los Bachilleres:

Quispe Rodríguez, Diego Armando

Chullo Merma, Jhean Carlos

Para Optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor: **Ing. Rosas Espinoza, Jorge**

Arequipa – Perú

2017

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"Análisis y Diseño Estructural de Edificio Tingo con Interacción Suelo - Estructura en el Distrito de Sachaca en la Ciudad y Departamento de Arequipa con un sistema de Muros Estructurales."

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Chullo Merma, Jhean Carlos _____

Quispe Rodriguez, Diego Armando _____


Nuestro DICTAMEN es:


APROBADO

OBSERVACIONES:

Arequipa, 12 de DICIEMBRE del 2017


Cód. 1887


Cód. 2766


1938

DEDICATORIA 1

Dedico este proyecto al gran ingeniero del universo Dios, mi amigo incondicional por darme la vida, fuerza, y voluntad para luchar por mis metas propuestas; por ser el inspirador para cada uno de mis pasos dados en mí convivir diario y ser guía en el sendero de cada acto que realizo hoy, mañana y siempre.

Para mis padres BERNARDINA Y FREDDY; por su comprensión y ayuda en momentos malos y menos malos. Me han enseñado a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi perseverancia y mi empeño, y todo ello con una gran dosis de amor y sin pedir nunca nada a cambio.

Bach. DIEGO ARMANDO QUISPE RODRIGUEZ

DEDICATORIA 2

A mi **Papá Lucas** y a mi **Mamá Rosa**, la motivación de mis esfuerzos, por su apoyo constante, por su preocupación, por sus consejos y confianza que me han dado desde siempre, en mi vida y en mi formación profesional, este título es de ustedes.

A mis **Hermanos Edith** y **Luis**, por ser el ejemplo digno a seguir como persona y como profesional, por sus consejos y apoyo incondicional, gracias siempre.

Y a todos los que me dieron su apoyo y consejos en mi formación profesional, también fueron parte de que este objetivo se cumpla.

MUCHAS GRACIAS A TODOS

Bach. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA

INTRODUCCIÓN

El estudio de la interacción suelo estructura, es un procedimiento nuevo que tenemos en la ingeniería civil, lo cual emplea a dos áreas importantes que inciden en el análisis de estructuras, como es la geotecnia y la ingeniería estructural.

En este nuevo análisis considerando la interacción suelo de fundación - estructura se crean diferentes parámetros a considerar como los coeficientes de rigidez, coeficientes de amortiguamiento, capacidad portante del suelo, módulo de elasticidad del suelo de fundación y otros.

El análisis con interacción suelo estructura, influye en los resultados obtenidos como:

- Modos de vibración.
- Reparto de esfuerzos en el edificio y cimentación
- Fuerzas internas en elementos estructurales.
- Desplazamiento lateral de la edificación.
- Deriva de entrepiso de la edificación.

El siguiente estudio está orientada al análisis de una edificación, ubicada en nuestra ciudad de Arequipa, tomando como consideración la flexibilidad de la base de fundación, conocida en el mundo de la ingeniería internacional como Interacción Suelo – Estructura, para lo cual tomaremos diferentes parámetros del suelo.

RESUMEN

El presente proyecto “Análisis y Diseño Estructural de Edificio Tingo con Interacción Suelo – Estructura en el Distrito de Sachaca en la Ciudad y Departamento de Arequipa con un Sistema de Muros Estructurales” utilizando la norma peruana de diseño de concreto armado del 2016.

El edificio de concreto armado es de tipo de muros estructurales, es decir, está conformado por placas de concreto armado, la estructura está conformada por 6 niveles (05 niveles superiores, 01 sótano) y está ubicado en la ciudad de Arequipa, distrito de Sachaca.

Conociendo de la magnitud del proyecto se debe de realizar el estudio de mecánica de suelos tal como nos indica en la norma E.050 (Suelo y Cimentaciones), para este proyecto se está asumiendo los siguientes parámetros necesarios de un Estudio de Mecánica de Suelos como capacidad portante y profundidad de desplante.

Se partió de la arquitectura ya definida que cumple con algunos requisitos importantes, tales como simetría, iluminación, ventilación, etc.

Luego de revisar los requisitos de arquitectura se procederá a la estructuración y predimensionamiento de todos los elementos estructurales, definiéndolos en ubicación como en dimensión, de tal forma lograr una estructura estética, segura, funcional y económica; para luego determinar el modelamiento del proyecto.

Obteniendo el modelamiento estructural ya definido se procedió a realizar el análisis estructural del edificio con la ayuda del programa estructural ETABS 2016.02

Realizado el análisis estructural del edificio en el programa estructural, se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales.

Finalmente, se buscó con este proyecto poner en práctica los conocimientos adquiridos en nuestra formación de pregrado, con el objetivo de mejorar la eficiencia de la mejora de los proyectos públicos o privados.

Palabras claves: Edificio Tingo, Interacción Suelo Estructura, Muros Estructurales.

ABSTRACT

The present project "Analysis And Structural Design Tingo Building With Soil Interaction - Structure In The District Of Sachaca In The City And Department Of Arequipa With A System Of Structural Walls Using The Peruvian Norm Design of Concrete Armando Of 2016.

The reinforcing concrete building is of type structural walls, that is, it is made up of reinforced concrete walls, the structure is made up of 6 floors (05 upper floors, 01 semi-basement) and is located in the city of Arequipa, district of Sachaca.

Knowing the magnitude of the project, the soil mechanics study should be carried out as indicated in the E.050 norm (Soils and Foundations), for this project the following necessary parameters of a Soils Mechanics Study are being assumed. considering carrying capacity and depth of seat.

Was initiated from the already defined architecture that meets some important requirements, such as symmetry, lighting, ventilation, etc.

After reviewing the architectural requirements, we will proceed to the structuring and predimentioning of all the structural elements, defining them in location and dimension, in such a way to achieve an aesthetic, safe, functional and economic structure; to then determine the modeling of the project.

Obtaining the structural modeling already defined, we proceeded to perform the structural analysis of the building with the help of the structural software ETABS 2016.02.

After the structural analysis of the building in the structural software, the design of the structural elements was carried out.

Finally, this project sought to put into practice the knowledge acquired in our undergraduate training, with the aim of improving the efficiency of improving public or private projects.

Keywords: Tingo Building, interacion soil structure, structural walls.

CONTENIDO

CAPÍTULO I	15
GENERALIDADES DEL PROYECTO	15
1.1 GENERALIDADES	15
1.2 PROBLEMA.....	15
1.2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.2.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.3 OBJETIVOS.....	16
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	16
1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO.....	16
1.4 HIPÓTESIS.....	17
CAPITULO II	18
MARCO TEÓRICO	18
2.1. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO - PLATEA DE CIMENTACIÓN – SUPERESTRUCTURA	18
2.2. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA	20
2.2.1. MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV	20
2.2.2. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87	22
2.2.3. MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN	25
2.2.4. MODELO DINÁMICO N.G. SHARIYA.....	27
CAPITULO III	29
DESCRIPCIÓN Y CONSIDERACIONES DEL PROYECTO	29
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	29
3.2. NORMAS Y REGLAMENTOS	33
3.3. CONSIDERACIONES DE CARGAS	33
3.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	33
3.4.1. ESTUDIO DE SUELOS	33
3.4.2. CARGAS DE SISMO:.....	34
3.4.3. MATERIALES	34
3.5. PREDIMENSIONAMIENTO	34
3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN:.....	34
3.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:.....	35
3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS O PLACAS DE CONCRETO ARMADO:.....	36
3.6. MODELO ESTRUCTURAL EN PLANTA Y 3D.....	37
3.7. METRADO DE CARGAS SÍSMICAS.....	39
3.7.1. METRADO MANUAL.....	39
Peso sísmico – Metrado de cargas semisótano.....	39
CAPITULO IV	42
ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO Y NO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.....	42
4.1. ANÁLISIS SÍSMICO	42
4.1.1. ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO PARA FUERZAS SÍSMICAS	42
4.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	42
4.1.3. CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA	42
4.1.4. DINÁMICA MODAL ESPECTRAL CON BASE EMPOTRADA	46
4.1.5. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES SEGÚN NORMA E0.30.....	56
4.1.6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	66

4.1.7. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	78
CAPITULO V	90
COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL EMPOTRADO Y CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE	90
5.1 COMPARACIÓN DE PERIODO	90
5.2 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO BARKAN.....	91
5.3 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO NORMA RUSA 92	
5.4 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO SARGSIAN.....	93
5.5 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO SHARIYA.....	94
5.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X-X.....	94
5.7 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y.....	95
5.8 ANÁLISIS COMPARATIVO DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	96
5.8.1 SISMO EN X-X	96
5.8.2 SISMO EN Y-Y	96
5.9 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO Δ_i/HEI - DIREC. XX	97
5.10 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO Δ_i/HEI - DIREC. YY	98
5.11 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS.	98
5.12 COMPARACIÓN DE FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS	99
5.12.1 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN X-X.....	99
5.12.2 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN Y-Y.....	100
5.12.3 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN X-X.....	100
5.12.4 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN Y-Y.....	101
CAPITULO VI	102
DISEÑO ESTRUCTURAL.....	102
6.1. RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICO EMPOTRANDO LA BASE	102
6.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL	107
6.3. DISEÑO DE LOSA MACIZA	117
6.4. DISEÑO DE VIGAS.....	122
6.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA VIGA DEL EJE F, PISO 3.	123
6.4.2. DISEÑO POR CORTANTE	124
6.4.3. LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE	126
6.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE “PLACA 1”	130
6.5.1. DATOS GENERALES	130
6.5.2. DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN.....	131
6.5.3. DISEÑO POR CORTANTE	136
6.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	138
6.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL DE LA CIMENTACIÓN.....	138
6.6.2. DISEÑO RÍGIDO CONVENCIONAL DE UNA PLATEA DE CIMENTACIÓN EN CONCRETO ARMADO	139
6.7. DISEÑO DE ESCALERAS	145
CONCLUSIONES	149
RECOMENDACIONES	151
BIBLIOGRAFÍA	152
ANEXOS	153

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. COEFICIENTE C_0 DETERMINADO A TRAVÉS DE ENSAYOS EXPERIMENTALES. ...	22
TABLA 2.2. COEFICIENTES QUE SON DEPENDIENTES DE LOS LADOS DE LA PLATEA.....	28
TABLA 3.1. CONSIDERACIONES PARA CARGA MUERTA.	33
TABLA 3.3. CRITERIO APLICATIVO PARA HALLAR LA ALTURA DE LOSA.....	35
TABLA 3.4. CRITERIO APLICATIVO PARA HALLAR ALTURA DE LOSA MEDIANTE SOBRECARGA	35
TABLA 3.5. CRITERIO APLICATIVO PARA HALLAR EL PERALTE DE VIGA EN FUNCIÓN A SU CATEGORÍA.....	35
TABLA 4.1 VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	43
TABLA 4.2 FACTOR DE ZONA DE LA ESTRUCTURA.	43
TABLA 4.3 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN.....	43
TABLA 4.4 FACTOR DE SUELO DE LA EDIFICACIÓN.....	44
TABLA 4.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN.....	45
TABLA 4.6 DATOS DE CARGA MUERTA Y VIVA HALLADOS DEL ANÁLISIS.....	46
TABLA 4.7 ESPECTRO DE RESPUESTA.	52
TABLA 4.7 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ DE PISO BLANDO....	57
TABLA 4.8 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD DE MASA O PESO.....	58
TABLA 4.9 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD GEOMETRÍA VERTICAL.	58
TABLA 4.10 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD EN SISTEMAS RESISTENTES.....	58
TABLA 4.11 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	59
TABLA 4.12 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES....	59
FIGURA 4.18 NUMERACIÓN DE LAS ESQUINAS ENTRANTES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.....	60
TABLA 4.13 CONSIDERACIONES PARA LA IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA.....	61
TABLA 4.14 SE MUESTRAN LOS DESPLAZAMIENTOS EN X, ASÍ COMO LAS DISTORSIONES DE CADA NUDO EXTREMO DE LAS LOSAS DE ENTREPISO.	62
TABLA 4.15 SE MUESTRAN LOS PROMEDIOS DE LAS DISTORSIONES EN X DE CADA LADO, ASÍ COMO LA DISTORSIONES DEL CENTRO DE MASA.....	62
TABLA 4.16 SE MUESTRAN LOS DESPLAZAMIENTOS EN Y, ASÍ COMO LAS DISTORSIONES DE CADA NUDO EXTREMO DE LAS LOSAS DE ENTREPISO.	63
TABLA 4.17 SE MUESTRAN LOS PROMEDIOS DE LAS DISTORSIONES EN Y DE CADA LADO, ASÍ COMO LA DISTORSIONES DEL CENTRO DE MASA.....	63
TABLA 4.18 SE MUESTRAN EL CÁLCULO REALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO, SISMO DINÁMICO XX.....	63
TABLA 4.19 SE MUESTRAN EL CÁLCULO REALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO, SISMO DINÁMICO YY.....	64
TABLA 4.20 SE MUESTRAN EL CÁLCULO REALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE MASA.	64

TABLA 4.22 SE MUESTRAN EL CÁLCULO REALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE TORSIONAL, SISMO DINÁMICO XX.	65
TABLA 4.23 SE MUESTRAN EL CÁLCULO REALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES.....	65
TABLA 4.24 DERIVAS DE ENTREPISO.....	69
TABLA 4.25 FUERZA CORTANTE BASAL.....	71
TABLA 4.26 FACTOR DE ESCALAMIENTO ESTÁTICO – DINÁMICO EN LA DIRECCIÓN XX Y YY.	71
TABLA 4.27 RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA PLATEA.....	79
TABLA 4.28 RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ.....	85
TABLA 4.29 RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE AMORTIGUAMIENTO.....	85
TABLA 5.1 COMPARACIÓN DE LOS PERIODOS DE LOS DIFERENTES MODOS DE VIBRACIÓN.....	90
TABLA 5.2 DERIVAS DE ENTREPISO DEL MODELO DINÁMICO BARKAN.....	91
TABLA 5.3 DERIVAS DE ENTREPISO DEL MODELO DINÁMICO NORMA RUSA.....	92
TABLA 5.4 DERIVAS DE ENTREPISO DEL MODELO DINÁMICO SARGSIAN.....	93
TABLA 5.5 DERIVAS DE ENTREPISO DEL MODELO DINÁMICO SHARIYA.....	94
TABLA 5.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO DE LOS CUATRO MODELOS.....	94
TABLA 5.7 COMPARACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN YY. ...	95
TABLA 5.8 COMPARACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO LATERALES SISMO XX.....	96
TABLA 5.8 COMPARACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO LATERALES SISMO YY.....	96
TABLA 5.9 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO DIRECCIÓN XX.....	97
TABLA 5.10 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO DIRECCIÓN YY.....	98
TABLA 5.11 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS MODELO EMPOTRADO PARA SISMO X Y Y.....	98
TABLA 5.12 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS MODELO BARKAN PARA SISMO X Y Y.....	98
TABLA 5.13 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS MODELO NORMA RUSA PARA SISMO X Y Y.....	99
TABLA 5.14 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS MODELO SARGSIAN PARA SISMO X Y Y.....	99
TABLA 5.15 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS MODELO SHARIYA PARA SISMO X Y Y.....	99
TABLA 5.16 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN X-X.....	99
TABLA 5.17 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN YY.....	100
TABLA 5.18 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN XX.....	100
TABLA 5.19 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN YY.....	101
TABLA 6.1. COMBINACIÓN DE CARGAS EXTRAÍDAS DEL ETABS.....	132
TABLA 6.2 MOMENTOS FLECTORES – SEGÚN FUERZAS NOMINALES.....	133
TABLA 6.3 MOMENTOS FLECTORES – SEGÚN FUERZAS FACTORADAS.....	134
TABLA 6.4. FUERZA – CORTANTE – MOMENTO.....	135
TABLA 6.5 FUERZA – CORTANTE - MOMENTO.....	136
TABLA 6.6 CARGAS DE SERVICIO APLICADAS EN LOS MUROS ESTRUCTURALES.....	139

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. ESQUEMA FÍSICO DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.	18
FIGURA 3.1 UBICACIÓN DEL EDIFICIO TINGO.	29
FIGURA 3.2. ARQUITECTURA PLANTA 1ER PISO.	30
FIGURA 3.3. ARQUITECTURA PLANTA TÍPICA 2DO A 5TO PISO.	31
FIGURA 3.4. VISTA DEL CORTE EN ELEVACIÓN PRINCIPAL.	32
FIGURA 3.5. VISTA DEL CORTE EN ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA.	32
FIGURA 3.6. DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGUETAS UNIDIRECCIONALES.	34
FIGURA 3.7. REPRESENTACIÓN DE VIGA.	35
FIGURA 3.8. MODELO ESTRUCTURAL EN PLANTA PRIMER PISO.	37
FIGURA 3.9. MODELO ESTRUCTURAL PLANTA TÍPICA.	37
FIGURA 3.10. MODELO ESTRUCTURAL EN VISTA 3D DEL EDIFICIO TINGO.	38
FIGURA 4.1 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO.	47
FIGURA 4.2 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO.	48
FIGURA 4.3 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ACERO G60.	48
FIGURA 4.4 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ACERO G60.	49
FIGURA 4.5 DEFINICIÓN DE BASE EMPOTRADA.	49
FIGURA 4.6 DEFINICIÓN DE LA FUENTE MASAS.	49
FIGURA 4.7 DEFINICIÓN DE CENTRO DE RIGIDEZ POR CADA NIVEL.	50
FIGURA 4.8 ASIGNACIÓN DEL MODELO 3D A LA EDIFICACIÓN.	50
FIGURA 4.9 ASIGNACIÓN DE NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN.	51
FIGURA 4.10 ESPECTRO DE ACELERACIÓN.	52
FIGURA 4.11 ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO AL MODELO.	53
FIGURA 4.12 ASIGNACIÓN AL MODELO LA COMBINACIÓN SRSS, PARA ESPXX1.	53
FIGURA 4.13 ASIGNACIÓN AL MODELO LA COMBINACIÓN SRSS, PARA ESPYY1.	54
FIGURA 4.14 ASIGNACIÓN AL MODELO LA COMBINACIÓN ABSOLUTE, PARA ESPXX2.	54
FIGURA 4.15 ASIGNACIÓN AL MODELO LA COMBINACIÓN ABSOLUTE, PARA ESPYY2.	55
FIGURA 4.16 DEFINICIÓN DE SISMO DINÁMICO EN XX MEDIANTE LA COMBINACIÓN DEL 75 % DE LA SUMATORIA DE LA RAÍZ CUADRADA DE LOS CUADRADOS MÁS 25 % DE LA SUMATORIA DE LOS ABSOLUTOS.	55
FIGURA 4.17 DEFINICIÓN DE SISMO DINÁMICO EN YY MEDIANTE LA COMBINACIÓN DEL 75 % DE LA SUMATORIA DE LA RAÍZ CUADRADA DE LOS CUADRADOS MÁS 25 % DE LA SUMATORIA DE LOS ABSOLUTOS.	56
FIGURA 4.19 NUMERACIÓN DE LOS NUDOS EXTREMOS DE LA LOSA DE ENTREPISO DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.	61
FIGURA 4.20 DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DE LOS NUDOS EXTREMOS DE LA LOSA DE ENTREPISO DEL PRIMER NIVEL.	62
FIGURA 4.22 PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS.	66
FIGURA 4.23 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN.	67

FIGURA 4.24 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN.....	67
FIGURA 4.25 TERCER MODO DE VIBRACIÓN.	68
FIGURA 4.26 CORTANTE BASAL, DINÁMICO MÁXIMO EN LA DIRECCIÓN XX Y YY, OBTENIDOS DEL ANÁLISIS.....	69
FIGURA 4.27 CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN XX.....	70
FIGURA 4.28 CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN YY.....	70
FIGURA 4.29 ASIGNACIÓN DEL FACTOR DE ESCALAMIENTO DE 1.21 A LA COMBINACIÓN SRSS, PARA ESPXX1.	72
FIGURA 4.30 ASIGNACIÓN DEL FACTOR DE ESCALAMIENTO DE 1.29 A LA COMBINACIÓN SRSS, PARA ESPYY1.	73
FIGURA 4.31 ASIGNACIÓN DEL FACTOR DE ESCALAMIENTO DE 1.21 A LA COMBINACIÓN ABSOLUTE, PARA ESPXX2.....	73
FIGURA 4.32 ASIGNACIÓN DEL FACTOR DE ESCALAMIENTO DE 1.29 A LA COMBINACIÓN ABSOLUTE, PARA ESPYY2.....	74
FIGURA 4.33 COMBINACIÓN 1.....	75
FIGURA 4.34 COMBINACIÓN 2.....	75
FIGURA 4.35 COMBINACIÓN 3.....	76
FIGURA 4.36 COMBINACIÓN 4.....	76
FIGURA 4.37 COMBINACIÓN 5.....	77
FIGURA 4.38 COMBINACIÓN LINEAL DE CARGA MUERTA Y VIVA.....	77
FIGURA 4.39 ENVOLVENTE.....	78
FIGURA 4.40 ASIGNACIÓN DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA.	85
FIGURA 4.41 SE MUESTRA LA ASIGNACIÓN DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA EN EL ETABS.	86
FIGURA 4.42 ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE BARKAN.....	86
FIGURA 4.43 ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE LA NORMA RUSA.....	87
FIGURA 4.44 ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE SARGSIAN.....	87
FIGURA 4.45 ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ DE SHARIYA.....	88
FIGURA 4.46 SE MUESTRA LA ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN EL ETABS.	88
FIGURA 4.47 MODELO 3D CON PLATEA DE CIMENTACIÓN, ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.....	89
FIGURA 5.1 COMPARACIÓN DE LOS PERIODOS DE LOS DIFERENTES MODOS DE VIBRACIÓN.	91
FIGURA 5.2 DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN XX.....	95
FIGURA 5.3 DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN YY, DE LOS CUATRO MODELOS.....	95
FIGURA 5.4 DESPLAZAMIENTO LATERALES SISMO XX, NORMA RUSA Y BARKAN.....	96
FIGURA 5.5 DESPLAZAMIENTO LATERALES SISMO YY, NORMA RUSA Y BARKAN.....	97
FIGURA 5.6 DERIVA DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN XX.....	97
FIGURA 5.7 DERIVA DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN YY.....	98

FIGURA 5.8 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES PARA LOS CUATRO MODELOS. .	99
FIGURA 5.9 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES PARA LOS CUATRO MODELOS, SISMO YY.....	100
FIGURA 5.10 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES LOS CUATRO MODELOS, SISMO XX.....	101
FIGURA 5.11 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES LOS CUATRO MODELOS, SISMO YY.....	101
FIGURA 6.1 ENVOLVENTE DE D.F.C EN PLACAS EJE “1”	102
FIGURA 6.2 ENVOLVENTE DE D.F.C EN PLACAS EJE “K”	102
FIGURA 6.3 ENVOLVENTE D.F.C EN VIGAS EJE “A”	103
FIGURA 6.4 ENVOLVENTE D.F.C EN VIGAS EJE “4”	103
FIGURA 6.5 ENVOLVENTE D.M.F EN PLACAS EJE “A”	104
FIGURA 6.6 ENVOLVENTE D.M.F EN PLACAS EJE “14”.....	104
FIGURA 6.7 ENVOLVENTE D.M.F EN VIGAS EJE “A”	105
FIGURA 6.8 ENVOLVENTE D.M.F EN VIGAS EJE “11”	105
FIGURA 6.9 ENVOLVENTE D.F.A EN PLACAS EJE “A”	106
FIGURA 6.10 ENVOLVENTE D.F.A EN PLACAS EJE “6”	106
FIGURA 6.11 SE MUESTRA LA SECCIÓN DE LOSA UNIDIRECCIONAL.....	107
FIGURA 6.12 DETALLE DE VIGUETA A LO LARGO DE LA LOSA CON INTERSECCIÓN CON VIGA.....	107
FIGURA 6.13 EJEMPLIFICACION DE LOSA EN DOS TRAMOS.....	108
FIGURA 6.14 REPRESENTACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES PARA LOSA DE DOS TRAMOS.	108
FIGURA 6.15 REPRESENTACIÓN DE VIGA UNIDIRECCIONAL PARA ACERO NEGATIVO.....	109
ASUMIENDO:.....	109
FIGURA 6.16 REPRESENTACIÓN DE VIGA UNIDIRECCIONAL PARA ACERO NEGATIVO LADO IZQUIERDO.	110
FIGURA 6.17 REPRESENTACIÓN DE VIGA UNIDIRECCIONAL PARA ACERO NEGATIVO LADO DERECHO.	111
FIGURA 6.18 REPRESENTACIÓN DE VIGA UNIDIRECCIONAL PARA ACERO POSITIVO LADO IZQUIERDO.	112
FIGURA 6.19 REPRESENTACIÓN DE VIGA UNIDIRECCIONAL PARA ACERO POSITIVO LADO DERECHO.	113
FIGURA 6.20. REPRESENTACIÓN DE VIGUETA PARA HALLAR EL DFC.	115
FIGURA 6.21 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA VIGUETA DE LOSA UNIDIRECCIONAL.....	115
FIGURA 6.22 ENVOLVENTE DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS EJE “F”	122
FIGURA 6.23 ENVOLVENTE DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGA DEL EJE F, PISO 3.....	123
FIGURA 6.24 ÁREAS DE ACERO DADAS POR ETABS.	124
FIGURA 6.25 VISTA TRANSVERSAL DE VIGA.....	125

FIGURA 6.26 DISTRIBUCIÓN DE ACERO POR DISEÑO POR CORTANTE EN VIGA.....	126
FIGURA 6.27 DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN VIGA.....	126
FIGURA 6.29 DISEÑO “PLACA 1” EN EL PROGRAMA CSI COLUMN.....	132
FIGURA 6.30 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M3.....	135
FIGURA 6.31 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M2.....	136
FIGURA 6.32 PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTO CORRIDO.....	138
FIGURA 6.33 ESQUEMA DE ESCALERA.....	146
FIGURA 6.34 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE ESCALERAS.....	147



CAPÍTULO I

GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 GENERALIDADES

El estudio a continuación, está orientada al análisis de una edificación constituida por muros estructurales (placas) ubicada en la ciudad de Arequipa, considerando el método de análisis Interacción Suelo – Estructura. Para ello se usó diferentes conceptos y modelamientos, propuestos por ingenieros extranjeros, los cuales tuvieron años en su estudio.

La investigación que se realiza en este trabajo, toma como referencia las diferentes publicaciones realizadas por el ING. Genner Villareal Castro, las cuales nos brindan los suficientes conceptos respecto a esta vinculación entre la ingeniería estructural y la Geotecnia, sin dejar de lado a nuestra normativa vigente en lo que respecta al diseño sismorresistente de una edificación.

Para ello se investigó el estado actual del método Interacción Suelo – Estructura. Posteriormente se planteó el uso de este modelamiento en una edificación ubicada en la ciudad de Arequipa, fundamentando las distintas metodologías que se utilizarán en el análisis de dicha edificación. Luego describimos el proyecto mencionando ubicación, estudio de suelos, entre otros datos que intervendrán en el análisis Interacción Suelo – Estructura.

Luego realizaremos el Análisis Dinámico con el Método Convencional seguidamente del Análisis Dinámico con Interacción Suelo - Estructura bajo los conceptos propuestos por diferentes autores, para finalmente comparar los resultados obtenidos por los diferentes análisis realizados.

1.2 PROBLEMA

1.2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Arequipa es considerada una zona de alta sismicidad, en el año 2001 sufrió un sismo con consecuencias devastadoras, en la actualidad se construyen viviendas y departamentos de gran altura, el sistema de diseño más utilizado en la cimentación es de zapatas aisladas, conectadas y otros, considerando convencionalmente para diseñar estos edificios un análisis sísmico considerando el empotramiento perfecto en la base,

restringiendo todos sus grados de libertad, sin tener en cuenta que el suelo de fundación tiene propiedades elásticas, por lo tanto, el empotramiento en la base no es la idealización más adecuada; la interacción suelo estructura es un campo no muy conocido de la ingeniería civil; lo cual existe un sin número de espectros y parámetros a resolver, siendo necesario recurrir a la aplicación de nuevos modelos dinámicos más adecuados para realizar el análisis estructural, como los modelos de interacción suelo-estructura que se realizarán en este estudio.

1.2.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Este estudio inicia, analizando las recomendaciones de la NTP E0.30 en el artículo 4.7.2 la cual nos indica que para todo modelamiento el análisis se puede asumir que la estructura esta empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación, mediante el modelamiento interacción suelo- estructura, pueden ser usados para obtener resultados más aproximados a la real interacción entre el suelo de fundación y la estructura frente a eventos sísmicos, por lo cual las características dinámicas de un edificio, tales como modos y frecuencias de vibración son modificados, debido a la flexibilidad del apoyo en distintos tipos de suelo, como son: suelo rígido, intermedio y flexible, teniendo un comportamiento sísmico diferente en cada uno de estos tipos de suelo, por lo cual en la presente investigación se usará distintos modelos dinámicos como son: D. D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, A.E. Sargsian, N.G Shariya para determinar los distintos coeficientes de rigidez y características de amortiguamiento y ser anexados al software, para así tener una mayor exigencia en el control del desplazamiento lateral.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

Analizar, comparar y diseñar considerando la interacción sísmica suelo – estructura para el edificio diseñado con un sistema de muros estructurales de acuerdo con el criterio sismo resistente con un suelo de fundación tipo Blando.

1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO.

- Definir la interacción suelo – estructura (ISE) y describir cómo afecta en el comportamiento sísmico de la estructura en estudio, tomando en consideración el estudio de suelos que se llevara a cabo en el terreno.

- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura considerando el tipo de suelo el cual será analizado en el área del proyecto.
- Realizar el análisis sísmico para la edificación en estudio utilizando software estructural.
- La determinación de la respuesta estática y dinámica de la estructura teniendo en cuenta la rigidez del suelo de fundación.

1.4 HIPÓTESIS.

Demostrar la reducción o incremento de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura, será absorbida ahora por el suelo de fundación, llevando a un mejor comportamiento estructural, obteniendo respuestas de desplazamientos, periodos, frecuencias y otros más certeros para la estructura y compararlas frente a resultados de modelamientos considerando una cimentación rígida.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO - PLATEA DE CIMENTACIÓN – SUPERESTRUCTURA

El análisis de interacción suelo – cimentación – superestructura se resume como la interacción dinámica entre el suelo y la cimentación, transmitiendo este último el movimiento al edificio, siendo este análisis el real, que ocurre frente a un evento sísmico.

La amplificación de vibraciones, esfuerzos dinámicos que ocurre en la base de la estructura se determinan como resultado de la solución de los problemas de contacto dinámico. Por ello, la cimentación debe ser analizada como un cuerpo sólido indeformable o infinitamente rígido.

La solución a los parámetros de vibración de una estructura rígida con 6 grados de libertad, usualmente se usa el modelo dinámico de la base en forma de un semiespacio isotrópico homogéneo linealmente deformable. Para lo cual tenemos un modelo físico de la base con los 6 desplazamientos (3 lineales en las direcciones de los ejes coordenados y 3 rotacionales alrededor de los ejes coordenados) lo cual se muestra en forma de resortes y amortiguadores en la siguiente (figura 2.1); en este caso el resorte caracteriza la rigidez cuasiestática de la base y el amortiguador la rigidez acústica de la base y describe la emisión de ondas planas, lo cual surgen como resultado de la interacción del cuerpo rígido con el medio elástico.

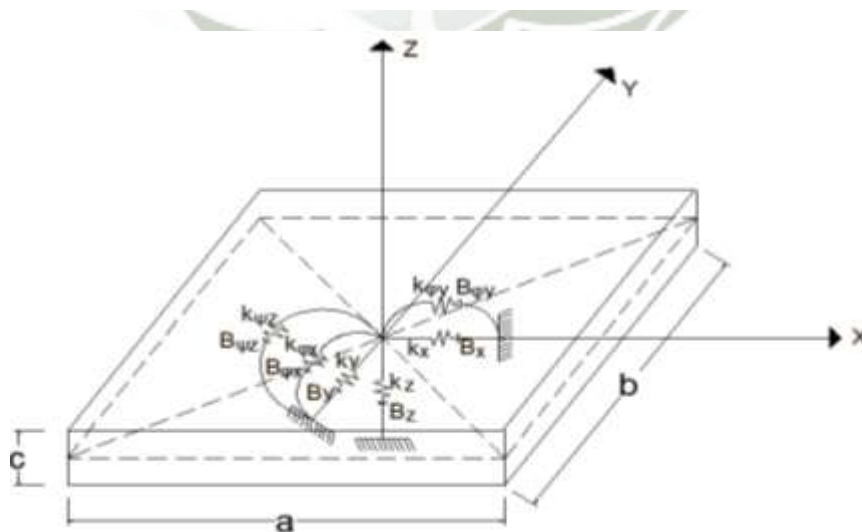


Figura 2.1. Esquema físico de interacción suelo – estructura.

El problema principal de considerar la flexibilidad de la base de fundación consiste en determinar los coeficientes de rigidez de la figura 2.1.

- ✓ K_z - Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m)
- ✓ K_x, K_y - Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m)
- ✓ $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ - Coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme (T.m)
- ✓ $K_{\psi z}$ - Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m)

En la figura 2.1. Se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por las características de amortiguamiento $B_x, B_y, B_z, B_{\varphi x}, B_{\varphi y}, B_{\psi z}$

De esta manera, las vibraciones son descritas de la siguiente manera.

- ✓ Vibraciones verticales.
- ✓ Vibraciones horizontales.
- ✓ Vibraciones horizontales – rotacionales
- ✓ Vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo figura (2.1) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

La cimentación tiene que ser analizada como un cuerpo absolutamente rígido, para ello se debe de asignar las siguientes características.

- ✓ Módulo de elasticidad $E_{\text{cimentacion}} = 9 * 10^8 \text{ Ton/m}^2$
- ✓ Coeficiente de Poisson $\mu_{\text{cimentacion}} = 0.05$
- ✓ Coeficiente de expansión térmica $\alpha_{\text{cimentacion}} = 1.17 * 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

En el sistema dinámico suelo – estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la platea.

Las masas trasnacionales respecto a los ejes centroidales X, Y, Z y las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo – platea, indicamos X', Y', Z', se calculan por la fórmula 2.1 como una lámina rectangular y tomando como referencia las dimensiones de la figura 2.1.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{\text{platea}}}{g} = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} \text{ (Ton.s}^2\text{/m)}$$

$$M_{\varphi x'} = M_t d^2 + I_{mx} = M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t b^2}{12} \quad (\text{Ton. s}^2 \cdot \text{m}) \quad (2.1)$$

$$M_{\varphi y'} = M_t d^2 + I_{my} = M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t a^2}{12} \quad (\text{Ton. s}^2 \cdot \text{m})$$

$$M_{\psi z'} = I_{mz} = \frac{M_t (a^2 + b^2)}{12} \quad (\text{Ton. s}^2 \cdot \text{m})$$

Siendo:

- ✓ P_{platea} - Peso de la platea.
- ✓ γ - Peso específico del concreto, como material de la platea.
- ✓ d - Distancia desde el centro de gravedad de la masa de la platea hasta la superficie de contacto con el suelo de fundación.
- ✓ I_{mx}, I_{my}, I_{mz} - Momentos de inercia de masa respecto a X, Y, Z.

2.2. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

2.2.1. MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de la cimentación, el científico ruso D.D. BARKAN en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_x = K_y = C_x A$$

$$K_z = C_z A \quad (2.2)$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$$

Donde:

- ✓ C_x - Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme
- ✓ $C_z; C_{\varphi x}; C_{\varphi y}$ - Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.
- ✓ A - Área de la base de la platea de cimentación.
- ✓ $I_x; I_y$ - Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal X e Y, pero perpendicular al plano de vibración.

Los coeficientes de desplazamientos y comprensión de la base en el modelo D.D. BARKAN –O.A. SAVINOV se determinan por las siguientes formulas 2.3.

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (2.3)$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

- ✓ C_0 - Coeficiente determinado a través de ensayos experimentales para $\rho_0 = 0,2\text{kg/cm}^2$ o por la Tabla 2.1.
- ✓ a, b - Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente.
- ✓ Δ - Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1\text{m}^{-1}$
- ✓ ρ - Presión estática, que se determina por la fórmula 2.4.

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} \quad (2.4)$$

Siendo:

- ✓ P_{edificio} - Peso del edificio.
- ✓ P_{platea} - Peso de la platea de cimentación.
- ✓ A_{platea} - Área de la platea de cimentación.

Para el coeficiente D_0 , se puede utilizar la dependencia empírica, formula 2.5.

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0 \quad (2.5)$$

Donde:

- ✓ μ - Coeficiente de Poisson del suelo.

El modelo dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV es teórico – experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas, como un proceso ondulatorio no estacionario

Tipo de perfil	Característica de la Base de fundación	Suelo	C_o (kg/cm^3)
S_0	Roca dura	Roca sana con velocidad de ondas de corte $V_s > 1500 \text{ m/s}$	4,0
S_1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compactada ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa.	2,6
S_2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, Independientes de su densidad y humedad.	1,8
S_3	Suelos blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S_4	Condiciones Excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Tabla 2.1. Coeficiente C_o determinado a través de ensayos experimentales.

2.2.2. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme K_x (T/m); compresión elástica uniforme K_z (T/m); compresión elástica no uniforme $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$ (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$ (T.m); se calculan por las formulas 2.6.

$$K_x = K_y = C_x \cdot A$$

$$K_z = C_z \cdot A$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} \cdot I_x \tag{2.6}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} \cdot I_y$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} \cdot I_z$$

Donde:

- ✓ A - Área de la platea de cimentación.
- ✓ I_x, I_y - Momento de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- ✓ I_z - Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir, el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m^3), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula 2.7.

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (2.7)$$

Donde:

- ✓ b_0 - Coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}), asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas igual a 1,5.
- ✓ E - Módulo de elasticidad del suelo de fundación.
- ✓ $A_{10} = 10m^2$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m^3); compresión elástica no uniforme $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$ (T/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$ (T/m^3); se determina por las siguientes formulas 2.8.

$$C_x = 0,7C_z$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2C_z \quad (2.8)$$

$$C_{\psi z} = C_z$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas β , determinado por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales β_z se pueden determinar por la formula 2.9.

$$\left(\beta_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z \cdot p_m}} \right) \quad (2.9)$$

Donde:

- ✓ E - Módulo de elasticidad del suelo de fundación.
- ✓ C_z - Coeficiente de compresión elástica uniforme.
- ✓ p_m - Presión estática media en la base de la cimentación, se determina por la fórmula 2.10.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (2.10)$$

Siendo:

- ✓ γ_{ts} - Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvoroso y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1.
- ✓ R - Resistencia o capacidad portante del suelo de fundación.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes formulas 2.11.

$$\begin{aligned} \beta_x &= 0,6\beta_z \\ \beta_{\varphi x} &= \beta_{\varphi y} = 0,5\beta_z \\ \beta_\psi &= 0,3\beta_z \end{aligned} \quad (2.11)$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las formulas 2.12.

$$\begin{aligned} B_x &= B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \\ B_z &= 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \\ B_{\varphi x} &= 2\beta_{\varphi x} \sqrt{K_{\varphi x} M_{\varphi x}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

$$B_{\varphi y} = 2\beta_{\varphi y} \sqrt{K_{\varphi y} M_{\varphi y}}$$

$$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z} \sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z}}$$

Siendo:

- ✓ β - Amortiguación relativa.
- ✓ K - Coeficiente de rigidez.
- ✓ M - Masa de la platea de cimentación.

2.2.3. MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN

Considero al medio como inercial elástico homogéneo isotrópico, obteniendo los coeficientes de rigidez, expresados en las formulas 2.13.

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (2.13)$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\psi z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las formulas 2.14.

$$B_x = B_y = \frac{18,24(1-\mu)\rho C_2}{\pi(7-8\mu)} \cdot A$$

$$B_z = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu}\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot A$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu\rho C_1}}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_x \quad (2.14)$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu\rho C_1}}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_y$$

$$B_{\psi z} = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu\rho C_1}}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_z$$

Donde:

- ✓ ρ - Densidad del suelo de fundación.
- ✓ μ - Coeficiente de Poisson del suelo de fundación.
- ✓ C_1 - Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.
- ✓ C_2 - Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.
- ✓ A - Área de la platea de cimentación.
- ✓ I_x, I_y - Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- ✓ I_z - Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia).

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversal, se pueden calcular por las formulas 2.15.

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1-\mu)E}{(1+\mu)(1-2\mu)\rho}} \quad (2.15)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)\rho}}$$

Siendo:

- ✓ E - Modulo de elasticidad del suelo de fundación.

2.2.4. MODELO DINÁMICO N.G. SHARIYA.

Basado en el contacto dinámico de modelos inerciales de interacción suelo-plata de cimentación y en la determinación de expresiones aproximadas, obtuvo los coeficientes de rigidez, expresados en las formulas 2.16.

$$\begin{aligned}
 K_x &= K_y = \frac{\rho C_2^2}{\lambda(1-\mu^2)} \sqrt{A} \\
 K_z &= \frac{(1-2\mu)\rho C_1^2}{\lambda(1-\mu)^2} \sqrt{A} \\
 K_{\varphi x} &= \frac{(1-2\mu)\rho C_1^2 I_x}{\chi(1-\mu)^2 \sqrt{A}} \\
 K_{\varphi y} &= \frac{(1-2\mu)\rho C_1^2 I_y}{\chi(1-\mu)^2 \sqrt{A}} \\
 K_{\psi z} &= \frac{(1-2\mu)\rho C_1^2 I_z}{\chi(1-\mu)^2 \sqrt{A}}
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determina por las formulas 2.17.

$$\begin{aligned}
 B_x &= B_y = \rho C_2 A \\
 B_z &= \rho C_1 A \\
 B_{\varphi x} &= \rho C_1 I_x \\
 B_{\varphi y} &= \rho C_1 I_y \\
 B_{\psi z} &= \rho C_1 I_z
 \end{aligned} \tag{2.17}$$

Donde:

- ✓ λ, χ - Coeficientes determinados por la tabla y dependientes de los lados de la platea.
- ✓ ρ - Densidad del suelo de fundación.
- ✓ μ - Coeficiente de Poisson del suelo de fundación.
- ✓ C_1 - Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.

- ✓ C_2 - Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.
- ✓ A - Área de la platea de cimentación.
- ✓ I_x, I_y - Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- ✓ I_z - Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia).

Relación Lado mayor/Lado menor	λ	χ
1	0,88	0,35
3	0,84	0,24
5	0,77	0,18
10	0,67	0,13

Tabla 2.2. Coeficientes que son dependientes de los lados de la platea

CAPITULO III

DESCRIPCIÓN Y CONSIDERACIONES DEL PROYECTO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El área de terreno donde se proyectará el edificio consta de 1282.00 m² lo cual el terreno topográficamente es plano. La edificación cuenta con 06 niveles (05 niveles superiores, 01 sótano) para lo cual los niveles del 1ro-6to son de plantas típicas, en las cuales la altura de entrepiso es de 2.70m, la edificación consta de un área techada de 184.00m² por piso, la edificación están comunicados verticalmente por la caja de ascensor y la escalera, la edificación consta de un área total techada de 1123.76 m².

Datos del proyecto.

Ubicación

- ✓ Departamento : Arequipa
- ✓ Provincia : Arequipa
- ✓ Distrito : Sachaca
- ✓ Avenida : Arancota S/n



Figura 3.1 Ubicación del Edificio Tingo.

El Edificio Tingo comprende.

- Sótano: Consta de un nivel subterráneo para estacionamiento de 05 vehículos.
- Primer al quinto nivel: consta de 02 departamentos por nivel lo cual constan con una sala – comedor, tres dormitorios, 03 servicios higiénicos, 01 cocina, 01 lavandería.

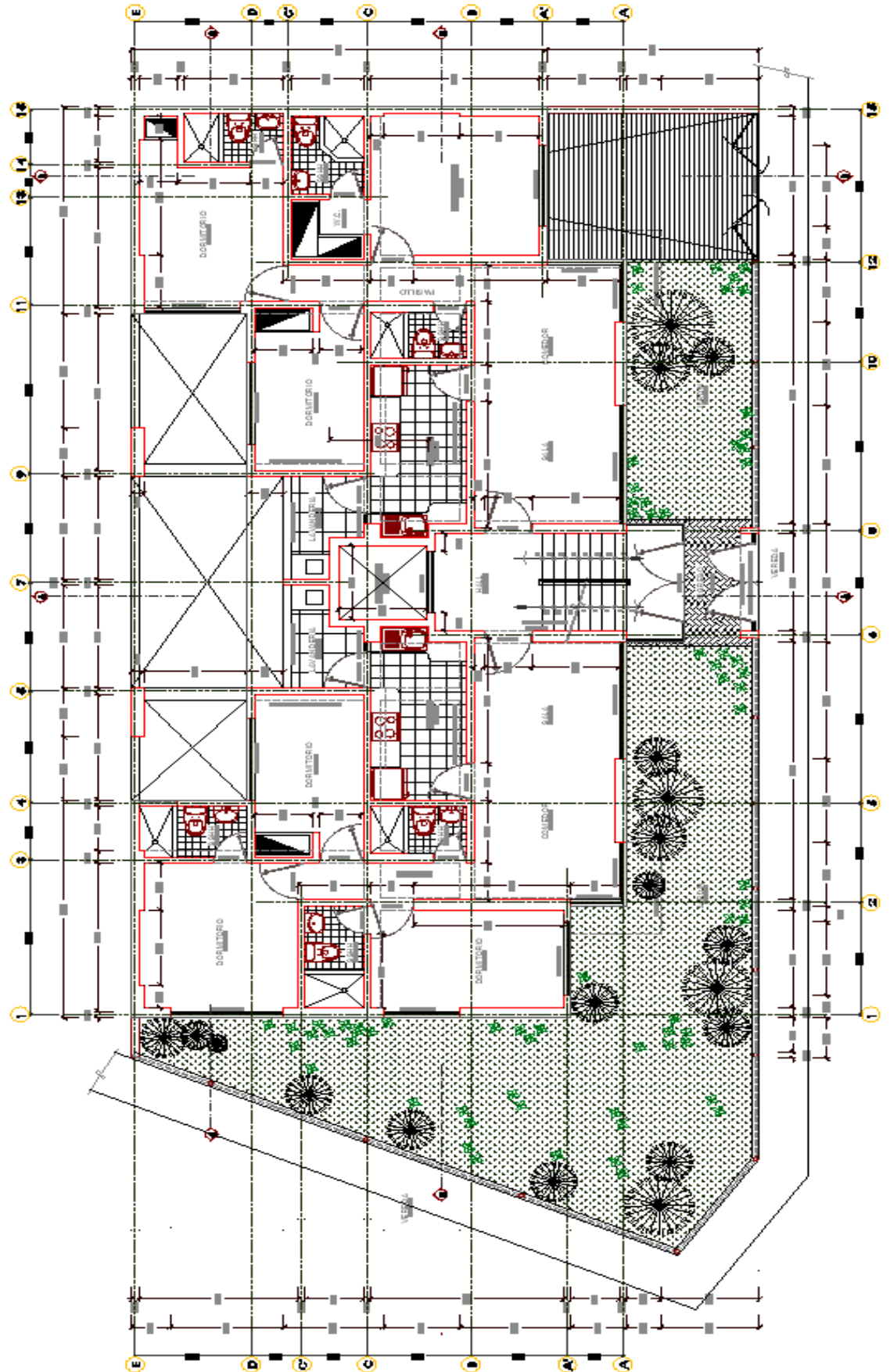


Figura 3.2. Arquitectura planta 1er piso.

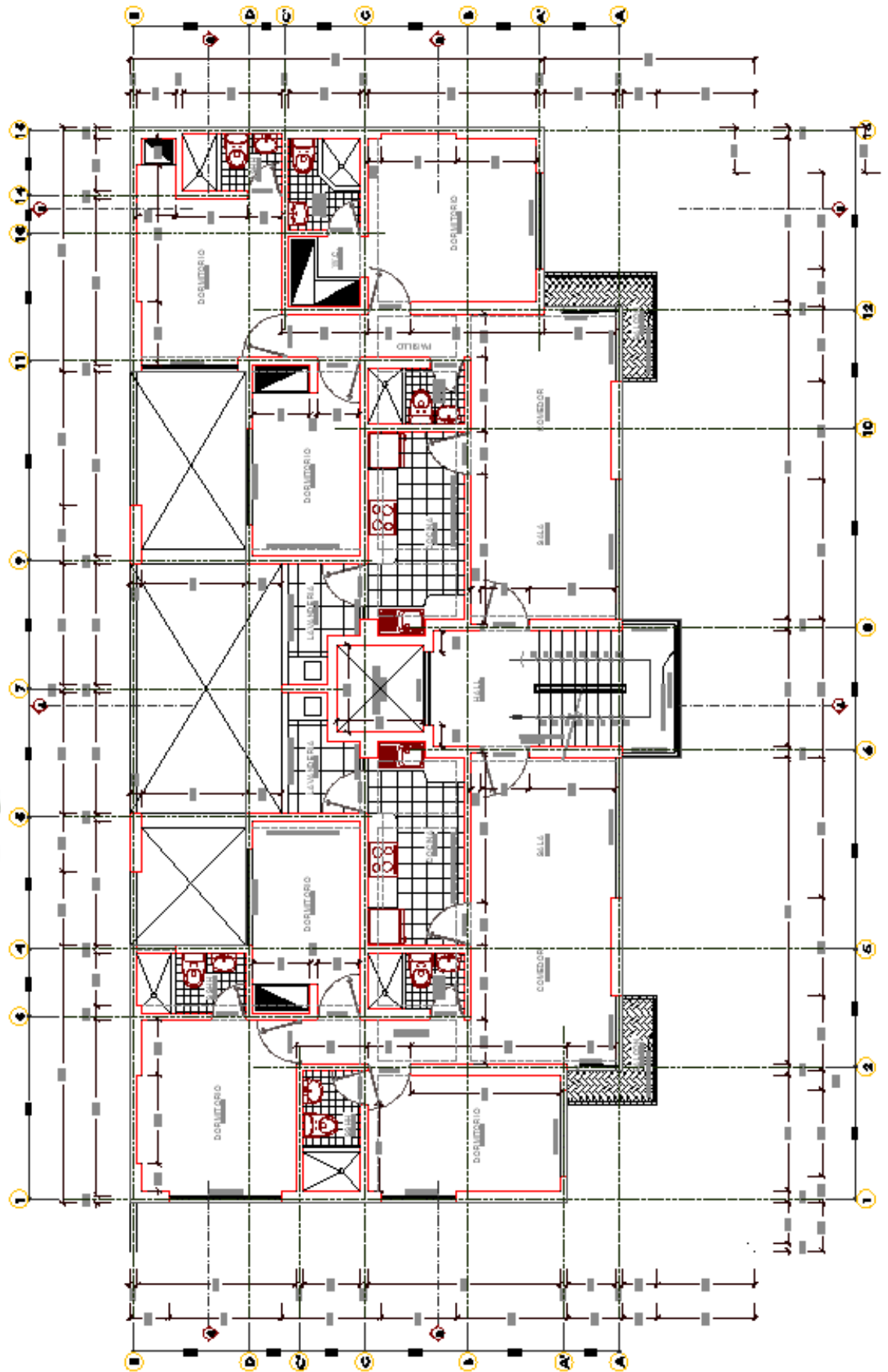


Figura 3.3. Arquitectura planta típica 2do a 5to Piso.

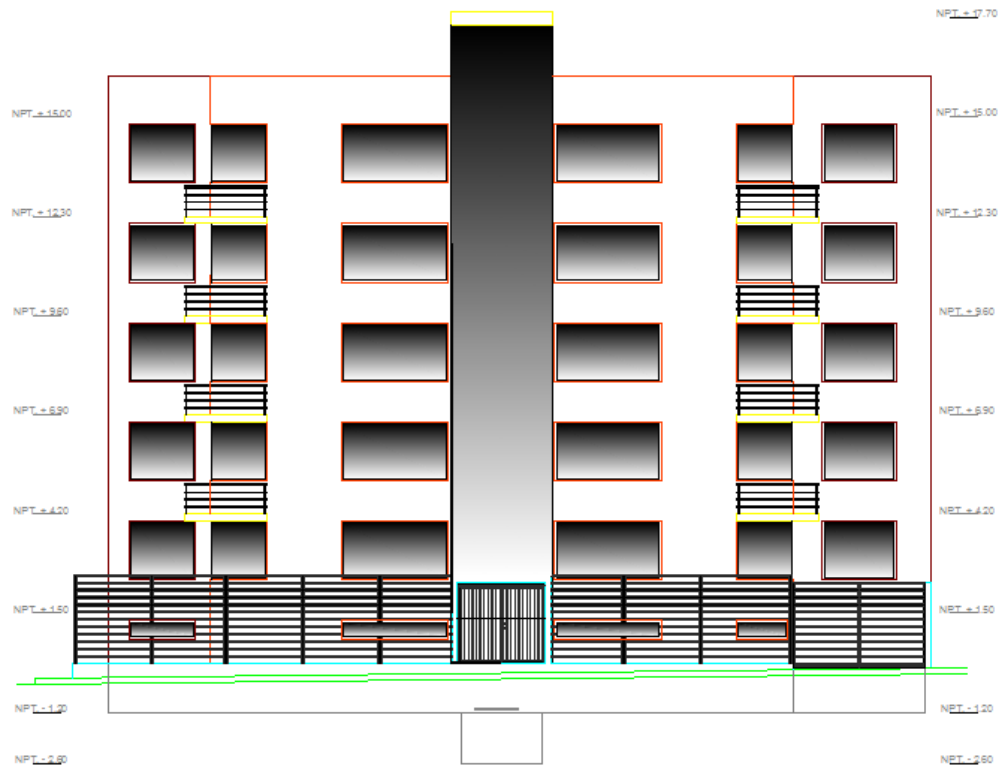


Figura 3.4. Vista del corte en elevación principal.

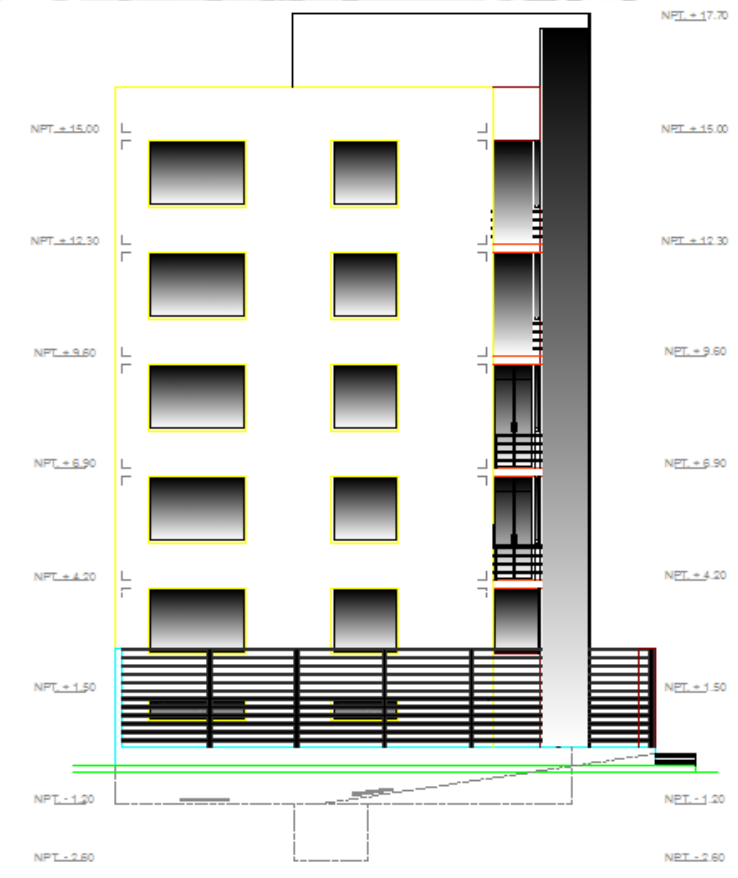


Figura 3.5. Vista del corte en elevación lateral izquierda.

3.2. NORMAS Y REGLAMENTOS

Para la realización del siguiente proyecto se usara el reglamento nacional de edificaciones RNE vigente, especialmente en lo que se refiere a las normas peruanas de estructura.

- E.020 norma de cargas.
- E.030 norma de diseño sismo-resistente 2016.
- E.050 norma de suelos y cimentaciones.
- E.060 norma de concreto armado.

3.3. CONSIDERACIONES DE CARGAS

Las cargas se determinan en función de la losa aligerada unidireccional se toman viguetas de 10 cm de espesor separadas a una distancia de 40 cm considerando que los ladrillos tendrán una dimensión de 30x30x15cm, para lo cual tenemos una altura total de la losa de 20 cm considerando los 5 cm de losita de concreto.

Para el cálculo de la carga de la tabiquería en la estructura se considera un espesor de ladrillo de 15 cm con altura de entrepiso de piso a techo o viga, considerando una densidad de 1.45 Ton/m³, para lo cual se considerara una carga por metro lineal de 550 kgf/m.

	Carga Muerta
Piso Terminado	100kgf/m ²

Tabla 3.1. Consideraciones para carga muerta.

	Carga Viva
Sobrecarga Vivienda	200kgf/m ²
Sobrecarga Corredores y Escaleras	200kgf/m ²
Ultimo Piso o Azotea	100kgf/m ²

Tabla 3.2 consideraciones para carga viva.

3.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

3.4.1. ESTUDIO DE SUELOS

- Capacidad portante $\sigma_t = 1.17 \text{ Kg/cm}^2$
- Profundidad de desplante $D_f = 0.80 \text{ m}$

3.4.2. CARGAS DE SISMO:

En este proyecto se considerara que las fuerzas de sismo actúan en las dos direcciones principales de la edificación las cuales están concretadas a nivel de cada entrepiso. El cálculo de las fuerzas de sismo tanto en “X” y “Y” serán halladas de acuerdo con la norma de diseño sismo-resistente existente E.030 y el cálculo será detallado en la parte de análisis sísmico de este proyecto.

3.4.3. MATERIALES

- Acero de refuerzo
 - ✓ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (grado 60) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - ✓ Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto
 - ✓ Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - ✓ Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$
 - ✓ Módulo de poisson $\nu_c = 0.20$
 - ✓ Módulo de corte del concreto $G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$

3.5. PREDIMENSIONAMIENTO

3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN:

El peralte de la losa se toma de acuerdo con norma E.060, donde nos indica que para no tener que realizar un control por deflexiones en las losas aligeradas conformada por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y una losa superior de 5 cm y con sobrecargas inferiores a 300 kg/cm^2 , se puede utilizar para el cálculo del peralte de la losa la siguiente relación.

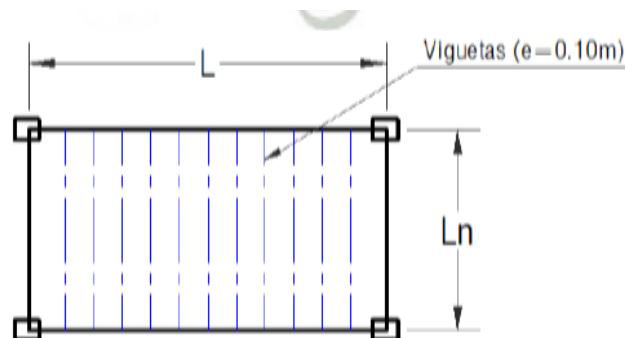


Figura 3.6. Distribución de las viguetas unidireccionales.

- Primer criterio típico aplicativo:

$$H = \frac{L_n}{25}$$

L_n	H	H ladrillo	e losita
4.00 m	0.17 m	0.12 m	0.05 m
5.00 m	0.20 m	0.15 m	0.05 m
6.00 m	0.25 m	0.20 m	0.05 m
7.00 m	0.30 m	0.25 m	0.05 m

Tabla 3.3. Criterio aplicativo para hallar la altura de losa

- Segundo criterio por sobrecargas:

S/C	150	200	250	300	350	400	450	500
H	$L_n/30$	$L_n/28$	$L_n/26$	$L_n/24$	$L_n/22$	$L_n/21$	$L_n/20$	$L_n/19$

Tabla 3.4. Criterio aplicativo para hallar altura de losa mediante sobrecarga

Aplicando estas dos consideraciones, se estructurará losas aligeradas unidireccionales con un peralte de 20 cm.

3.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:

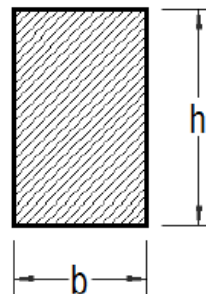


Figura 3.7. Representación de viga.

Para el predimensionamiento de las vigas tenemos los siguientes criterios aplicativos para el peralte de la viga para lo cual se tomara como referencia la categoría de la edificación, para el peralte (h):

Categoría de la edificación	Categoría (A) E. Esenciales	Categoría (B) E. Importantes	Categoría (C) E. Comunes
Peralte de viga	$h = \frac{L}{10}$	$h = \frac{L}{11}$	$h = \frac{L}{12}$

Tabla 3.5. Criterio aplicativo para hallar el peralte de viga en función a su categoría

Criterios aplicativos para la base de la viga

- Primer criterio para la base de la viga:

$$b = \frac{L}{20} \quad ; \quad b = \frac{h}{2}$$

- Segundo criterio para la base de la viga:

$$b = \frac{L}{2} \quad ; \quad b = \frac{2h}{3}$$

Consideraciones:

$b_{\text{mínima}} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (para evitar cangrejas)

b (base) y h (peralte) $\dots \dots \dots$ (dimensiones a cada 5 cm)

Realizado el predimensionamiento de las vigas se tomará, para las vigas chatas un ancho de 25 cm y 30 cm con un peralte de longitud igual en valor de la losa.

Para las vigas peraltadas se tomara dimensiones de 30x45cm, 30x55cm, para todos los niveles.

3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS O PLACAS DE CONCRETO ARMADO:

$$e_{\text{mínimo}} > \frac{\text{Menor Dimensión del Muro}}{25}$$

$$L_{\text{mínima}} = 1.20 \text{ m}$$

$$e_{\text{mínimo}} > 10 \text{ (entrepisos)}$$

$$e_{\text{mínimo}} > 20 \text{ (Sótanos)}$$

$$e_{\text{mínimo}} \geq 20 \text{ (Zonas de Alta Sismicidad)}$$

Ya realizado el predimensionamiento de los elementos principales descritos anteriormente, se planteó la sección correspondiente de todos los elementos estructurales tantas horizontales y verticales como se mostrara en los planos.

3.6. MODELO ESTRUCTURAL EN PLANTA Y 3D.

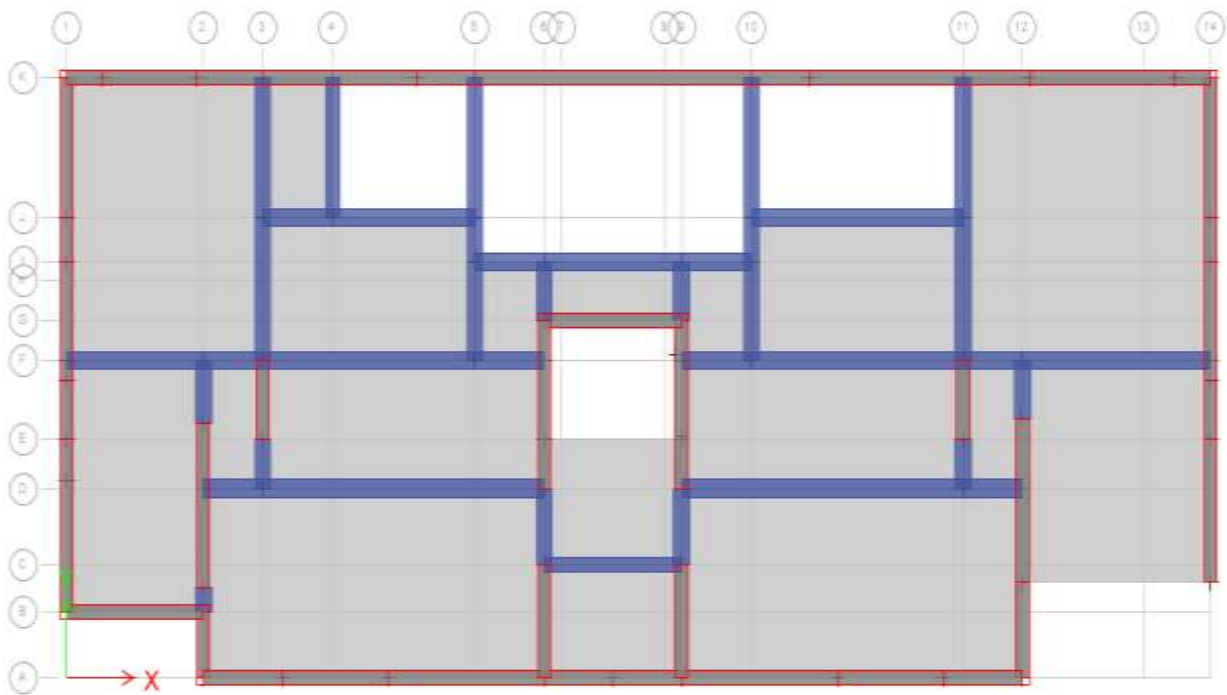


Figura 3.8. Modelo estructural en planta primer piso.

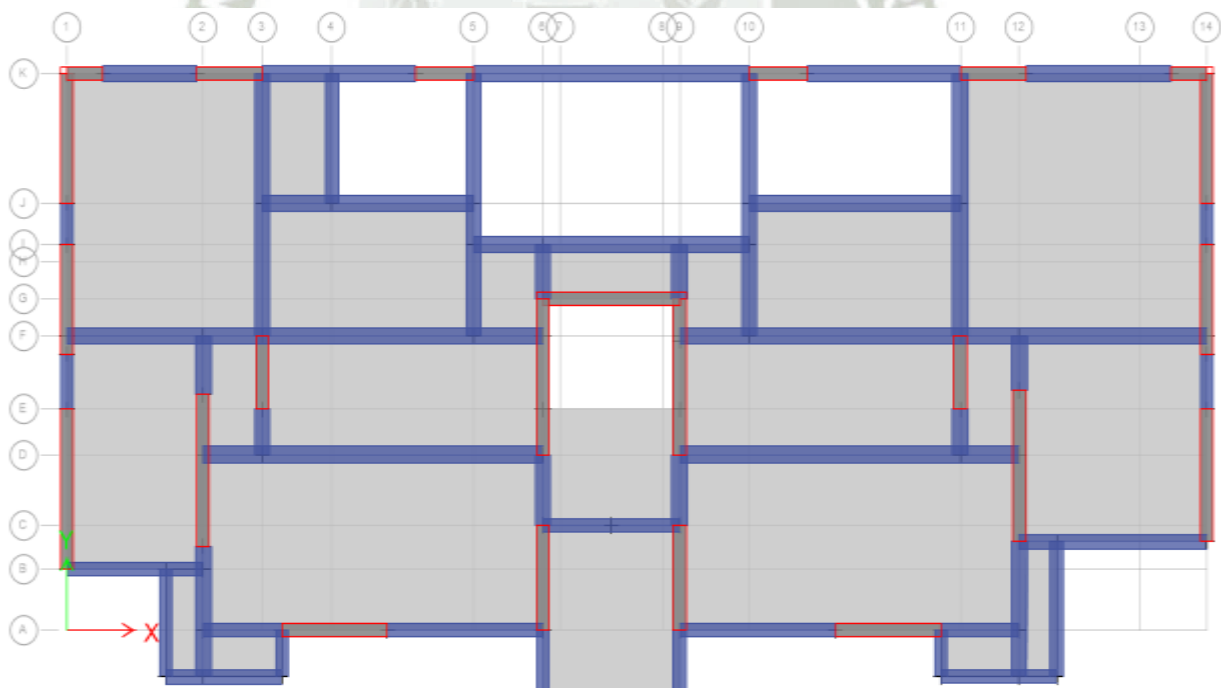


Figura 3.9. Modelo estructural planta típica.

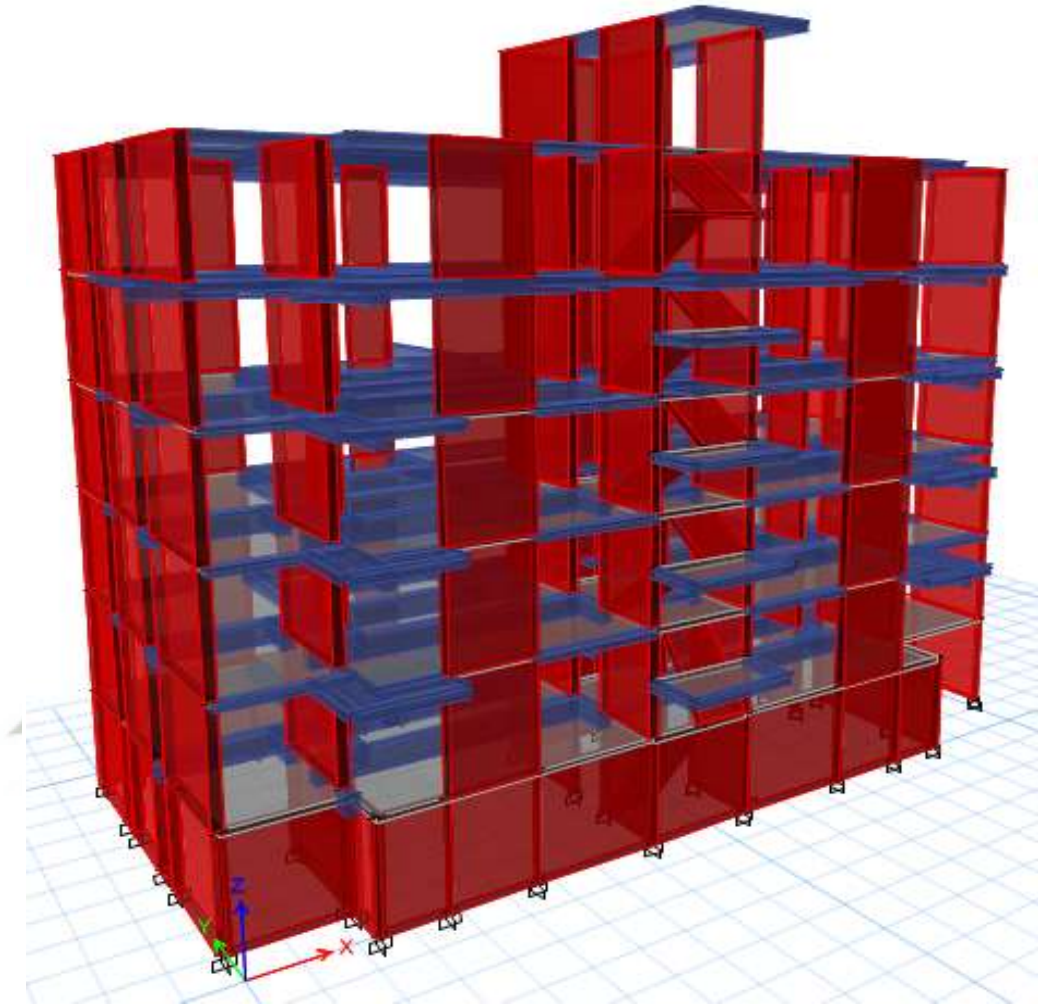


Figura 3.10. Modelo Estructural en vista 3D del Edificio Tingo.

3.7. METRADO DE CARGAS SÍSMICAS.

3.7.1. METRADO MANUAL.

Peso sísmico – Metrado de cargas semisótano.

		Peso (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Losa		0.3		176.8		53.040
	N°	P (ton/m ³)	Longitud (m)	Lado (m)	Altura (m)	PESO (ton.)
Placas	1	2.4	90.39	0.25	2.6	141.008
	N°	P (ton/m ³)	Base (m)	Peralte (m)	Luz (m)	PESO (ton.)
Viga V25X20	1	2.4	0.25	0.20	5.01	0.601
Viga V30X45	1	2.4	0.30	0.45	19.335	6.265
Viga V30X55	1	2.4	0.30	0.55	21.885	8.666
Viga V30X55	1	2.4	0.30	0.55	32.7	12.949
	N°	P (ton/m ²)	Área (m ²)			PESO (ton.)
Albañilería	1	0.21	0.00			-
Piso Terminado	1	0.1	176.80			17.680
					CM (ton) =	240.209
		s/c (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Vivienda		0.2		176.8		35.360
					CV (ton) =	35.360

Peso sísmico – Merado de cargas Piso 1, 2,3 y 4

		Peso (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Losa		0.3		186.1		55.830
	N°	P (ton/m ³)	Longitud (m)	Lado (m)	Altura (m)	PESO (ton.)
Placas	1	2.4	55.61	0.25	2.7	90.088
	N°	P (ton/m ³)	Base (m)	Peralte (m)	Luz (m)	PESO (ton.)
Viga V25X20	1	2.4	0.25	0.20	42.705	5.125
Viga V30X45	1	2.4	0.30	0.45	64.475	20.890
Viga V30X55	1	2.4	0.30	0.55	32.7	12.949
Viga V30X55	1	2.4	0.30	0.55	0	-
	N°	P (ton/m ²)	Área (m ²)			PESO (ton.)
Albañilería	1	0.21	186.10			40.942
Piso Terminado	1	0.1	186.10			18.610
					CM (ton) =	223.544
		s/c (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Viviendas		0.2		186.1		37.220
					CV (ton) =	37.220

Peso sísmico – Merado de cargas Piso 5

		Peso (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Losa		0.3		180.32		54.096
	N°	P (ton/m ³)	Longitud (m)	Lado (m)	Altura (m)	PESO (ton.)
Columnas		2.4	23.485	0.25	2.7	38.046
	N°	P (ton/m ³)	Base (m)	Peralte (m)	Luz (m)	PESO (ton.)
Viga V25X20		2.4	0.25	0.20	32.335	3.880
Viga V30X45		2.4	0.30	0.45	56.755	18.389
Viga V30X55		2.4	0.30	0.55	32.7	12.949
Viga V30X55		2.4	0.30	0.55	0	-
	N°	P (ton/m ²)	Área (m ²)			PESO (ton.)
Albañilería		0.21	180.32			39.670
Piso Terminado		0.1	180.32			18.032
					CM (ton) =	185.062
		s/c (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Viviendas		0.2		180.32		36.064
					CV (ton) =	36.064

Peso sísmico – Merado de cargas Piso 6

		Peso (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Losa		0.3		19.51		5.853
	N°	P (ton/m ³)	Longitud (m)	Lado (m)	Altura (m)	PESO (ton.)
Placas		2.4	11.01	0.25	2.7	17.836
	N°	P (ton/m ³)	Base (m)	Peralte (m)	Luz (m)	PESO (ton.)
Viga V25X20		2.4	0.25	0.20	5.00	0.600
Viga V30X45		2.4	0.30	0.45	2.36	0.765
Viga V30X55		2.4	0.30	0.55	0	-
Viga V30X55		2.4	0.30	0.55	0	-
	N°	P (ton/m ²)	Área (m ²)			PESO (ton.)
Albañilería		0.22	19.51			4.292
Piso Terminado		0.1	19.51			1.951
					CM (ton) =	31.297
		s/c (ton/m ²)		Área (m ²)		PESO (ton.)
Techo		0.1		19.51		1.951
					CV (ton) =	1.951

Peso sísmico – Resumen Metrado

PISO	CM (TON)	CV (TON)	P (TON)	Ps (TON)
Semisótano	240.209	35.36	275.57	249.04
1	223.544	37.22	260.76	232.84
2	223.544	37.22	260.76	232.84
3	223.544	37.22	260.76	232.84
4	223.544	37.22	260.76	232.84
5	183.88	36.06	219.95	192.90
6	31.30	1.95	33.25	31.78
TOTAL	1349.57	222.26	1571.81	1405.08

CAPITULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO Y NO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

4.1. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1.1. ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO PARA FUERZAS SÍSMICAS

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas prescritas en la norma E.030, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente que presenta la norma E.030, se aceptara que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la fuerza sísmica máxima elástica.

4.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El análisis estático representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Se podrán analizarse mediante el análisis estático todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, de las cuales las estructuras las cuales según la norma E.030 son clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun siendo estas irregulares.

4.1.3. CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA

- **Estructuras regulares.-** son las estructuras que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- **Estructuras irregulares.-** las estructuras irregulares son aquellas que presentan una o más de las características indicadas en las tablas mostradas seguidamente.

En nuestra edificación podemos afirmar, de acuerdo con los ítems mencionados en la normativa vigente respecto a Irregularidades Estructurales en Altura e Irregularidades Estructurales en Planta, los siguientes resultados, que luego del análisis serán validados:

	Dirección	Estructura
Edificio	X-X	Regular
	Y-Y	Regular

Tabla 4.1 verificación de la irregularidad de la estructura.

4.1.3.1. PARÁMETROS DE SITIO Y DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURA

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

Donde:

- Z: factor de zona.
- U: factor de uso e importancia.
- C: factor de amplificación sísmica.
- S: factor de suelo.
- R: coeficiente de reducción sísmica.
- P: peso de la edificación.
- V: fuerza cortante en la base de la estructura.

a. FACTOR DE ZONA (Z)

- Consideraciones de zona de la edificación:
 - ✓ Región: AREQUIPA
 - ✓ Provincia: AREQUIPA
 - ✓ Distrito: SACHACA

ZONA	Factor Z
Z3	0,35

Tabla 4.2 Factor de zona de la estructura.

b. FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (U)

Consideraciones para el factor de uso e importancia

Categoría	Descripción	Factor U
“C” Edificaciones comunes	Vivienda multifamiliar	1,0

Tabla 4.3 Categoría de la edificación.

c. FACTOR DE SUELO (S)

- Si la edificación se encuentra en la Z_3 y presenta un suelo intermedio S_2 entones:

Factor de suelo "S"	
Zona \ Suelo	S_3
Z_3	1,20

Tabla 4.4 Factor de suelo de la edificación

- Factor de suelo $S_3 = 1,20$

Parámetros de Sitio (S , T_p , T_L)

- Si el proyecto tiene un perfil de suelo S_3 entones:
✓ $S_3 \rightarrow T_p = 1,0$ y $T_L = 1,6$

d. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

- T_p : periodo fundamental del suelo $T_p = 1,0$
- T: Periodo de vibración de la estructura $T = \frac{h_n}{C_t}$
✓ h_n : Altura total de la edificación $h_n = 18,80$ m
✓ $C_t = 60$ (para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada).

$$T_x = T_y = \frac{18,80}{60} = 0,313 \text{ s}$$

- ✓ si $T_x = T_y = 0,313 < T_p = 1,0$
- ✓ entonces el valor de la amplificación sísmica $C = 2,5$
- Ya que $T_x = T_y < T_p$ la amplificación sísmica es igual a 2,5 entonces concluimos que el valor de la amplificación sísmica es igual a 2,5 para ambas direcciones.
- Además, debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2,5}{6} = 0,417 \geq 0,125 \dots \text{oK}$$

e. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)

- Verificando la estructura obtenemos que en la dirección X-X como en la dirección Y-Y se tiene sistemas estructurales en ambas direcciones de concreto armado de muros estructurales, sistema en que la resistencia sísmica actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base lo cual se verificara posteriormente.

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Concreto armado: De muros estructurales	6

Tabla 4.5 Coeficiente de reducción sísmica de la edificación.

4.1.3.2. CÁLCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN.

4.1.3.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS.

Se tiene que para las estructuras regulares, el análisis se podrá realizar considerando que la fuerza total sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares se deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección más desfavorable para el diseño.

4.1.3.2.2. ESTIMACIÓN DEL PESO (P).

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinara de la siguiente manera.

Como la estructura en estudio está dentro de la categoría de edificaciones comunes (C), se tomará el 25 % de la carga viva.

- Datos obtenidos:
 - ✓ $Z_3 = 0.35$
 - ✓ $U = 1.00$
 - ✓ $S_3 = 1.20$
 - ✓ $C = 2.5$

$$\checkmark R_X = R_Y = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 6 * 1 * 1 = 6$$

- Cálculo del peso de la estructura se obtendrá directamente del programa:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva.

- ✓ Tenemos que en las edificaciones de la categoría C, se tomara el 25% de la carga viva

Load Case/Combo	FZ tonf
CM	1430.5874
CV	215.1721

Tabla 4.6 Datos de carga muerta y viva hallados del análisis.

$$P = 1430.59 + 0.25 * 215.17 = 1484.38 \text{ Ton}$$

$$V_X = V_X = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$V_X = V_X = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.20}{6} * 1484.38 = 259.77 \text{ Tonf}$$

- Entonces obtenemos la cortante para ambas direcciones:

$$V_X = V_X = 259.77 \text{ Tonf}$$

4.1.4. DINÁMICA MODAL ESPECTRAL CON BASE EMPOTRADA

El análisis del edificio se realiza por el método de combinación modal espectral; lo cual por este medio se calculara la fuerza en la base de la edificación en función a la masa que tiene cada nivel, con este análisis podremos verificar el comportamiento de la estructura bajo consideraciones sísmicas para verificar si existe irregularidad torsional, verificar que las derivas máximas cumplan de acuerdo a los estipulado en la norma E.030 (diseño sismo resistente), luego obtener los esfuerzos internos de los diferentes elementos estructurales que conforman el sistema sismo – resistente para luego pasar a su posterior diseño.

4.1.4.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

- La base de los muros estructurales se considera empotradas.
- Todos los elementos reticulares (vigas) son del tipo Frame.

- Para el modelamiento de cada losa aligerada de piso, se consideró como diafragma rígido que consta de 3 grados de libertad, 2 de las cuales son de traslación horizontal en el eje (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.

4.1.4.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES.

Antes de empezar a dibujar los elementos estructurales, se procede a definir los materiales de concreto y acero con las siguientes características.

- **Propiedades del concreto.**

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} (\text{kg/cm}^2)$$

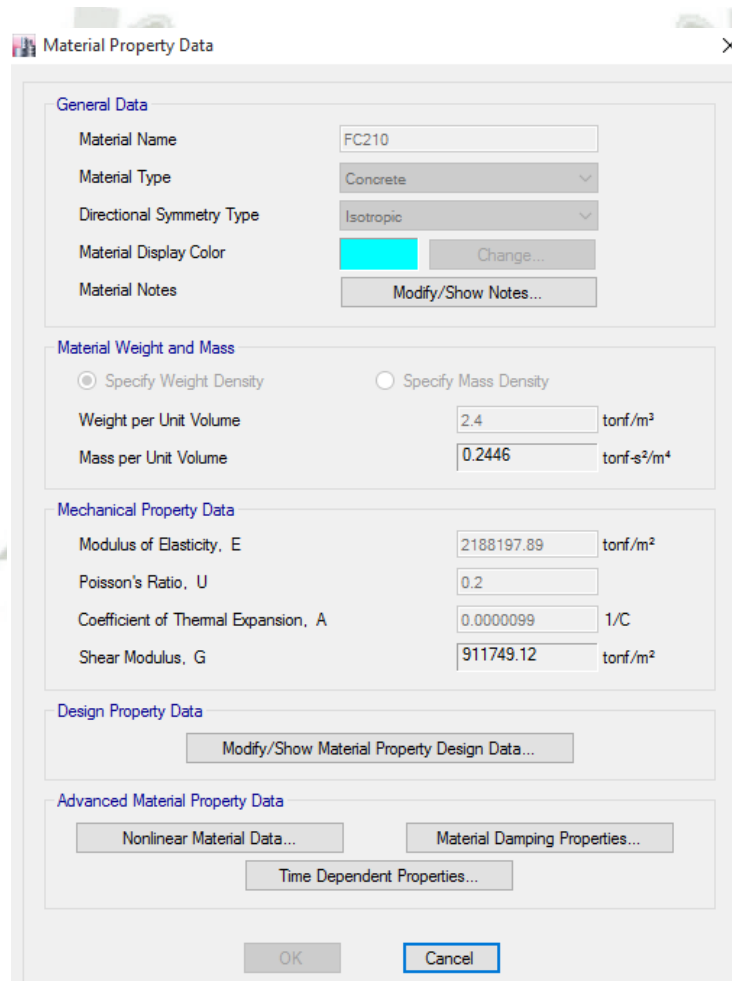
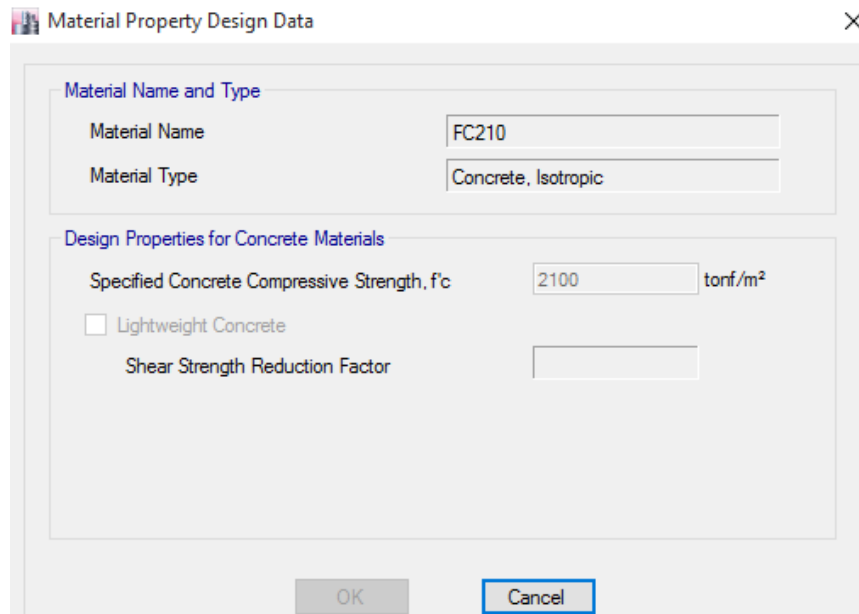


Figura 4.1 Definición de las propiedades del concreto



Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: FC210

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

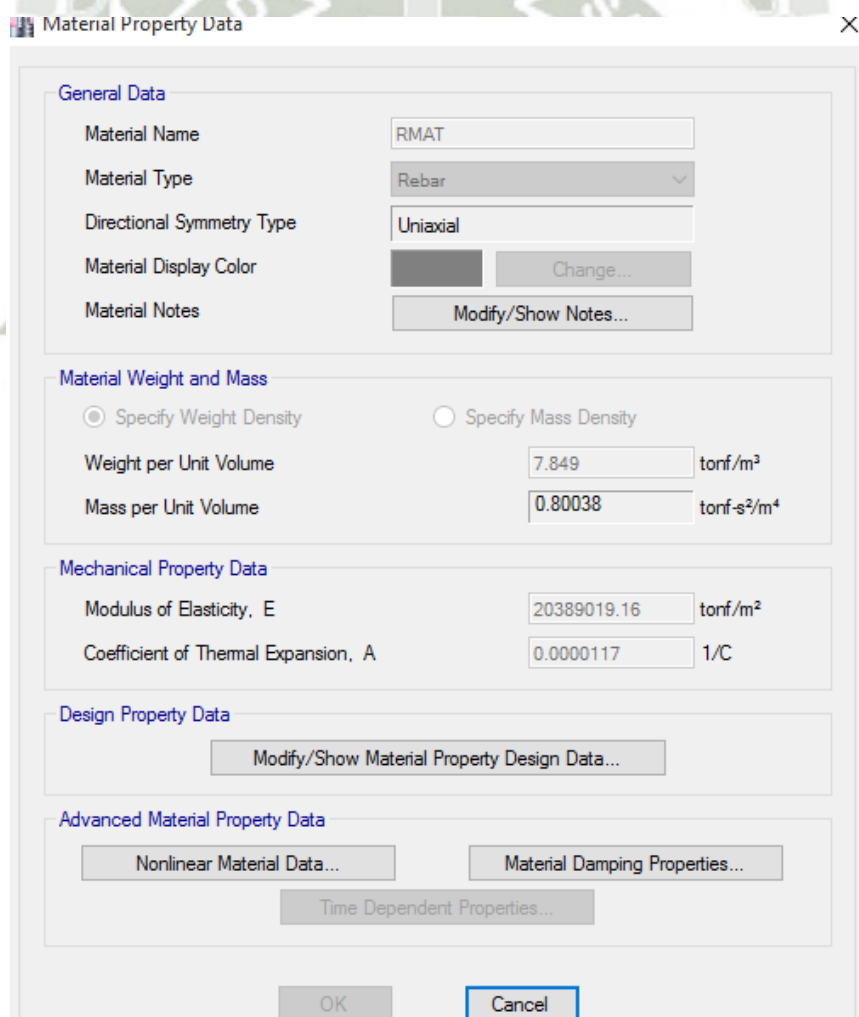
Specified Concrete Compressive Strength, $f'c$: 2100 tonf/m²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

OK Cancel

Figura 4.2 Definición de las propiedades del concreto.



Material Property Data

General Data

Material Name: RMAT

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color swatch] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 4.3 Definición de las propiedades del acero G60.

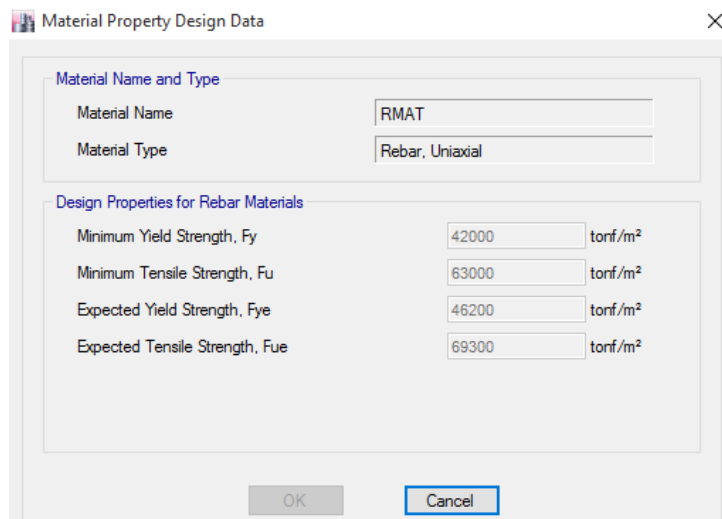


Figura 4.4 Definición de las propiedades del acero G60.

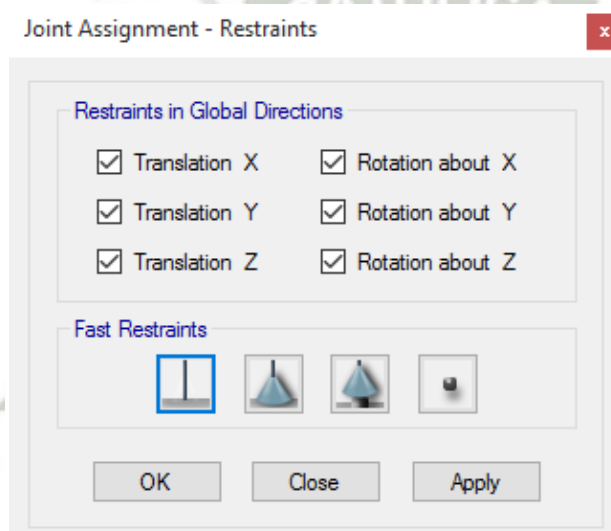


Figura 4.5 Definición de base empotrada.

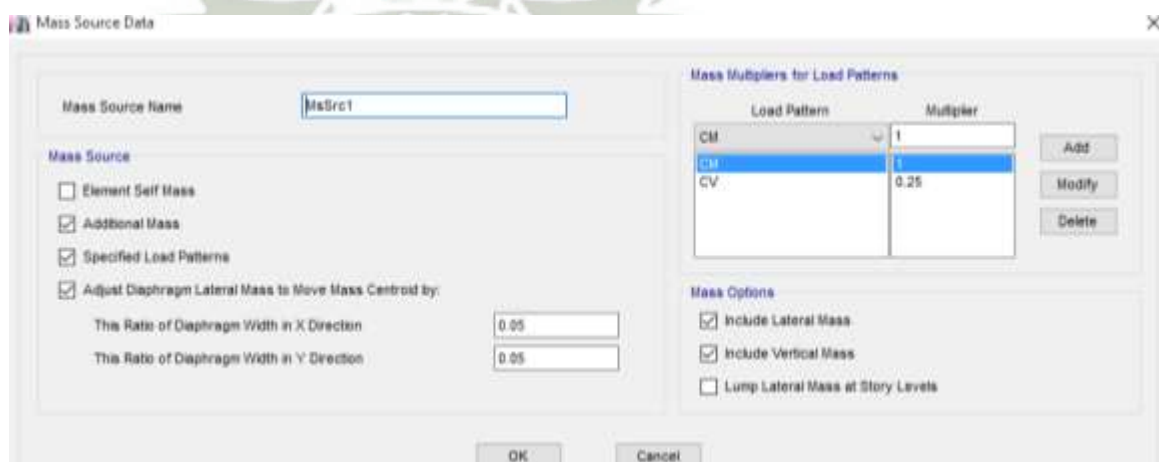


Figura 4.6 Definición de la fuente masas.

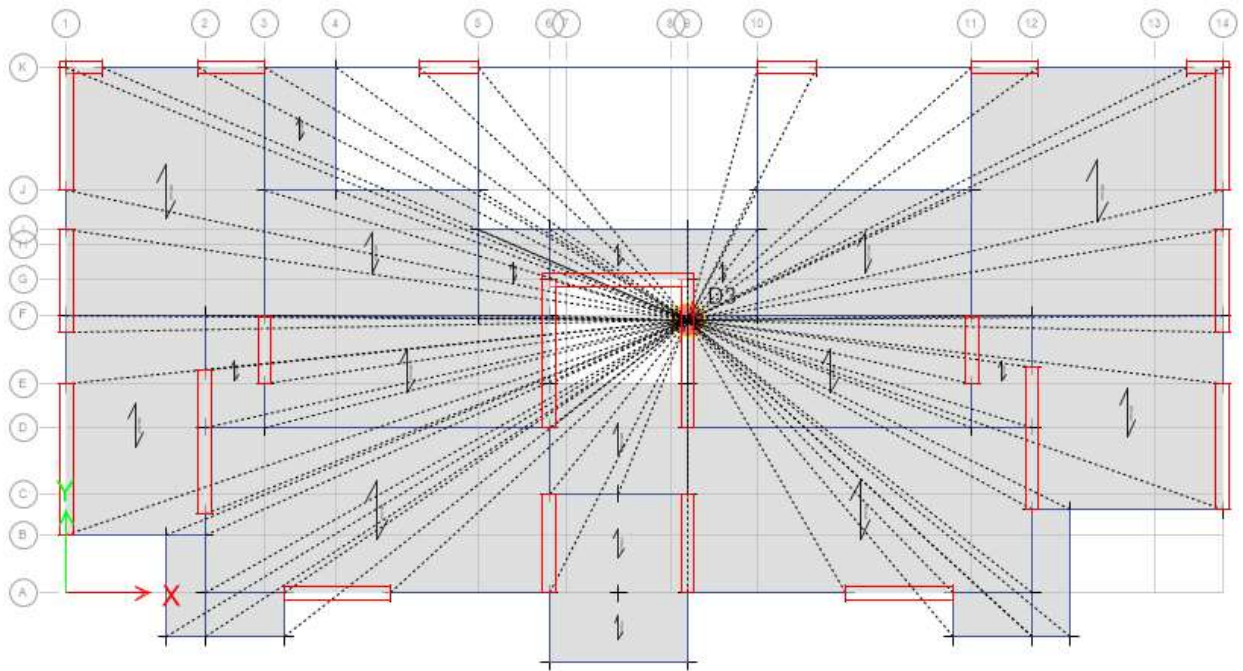


Figura 4.7 Definición de centro de rigidez por cada nivel.

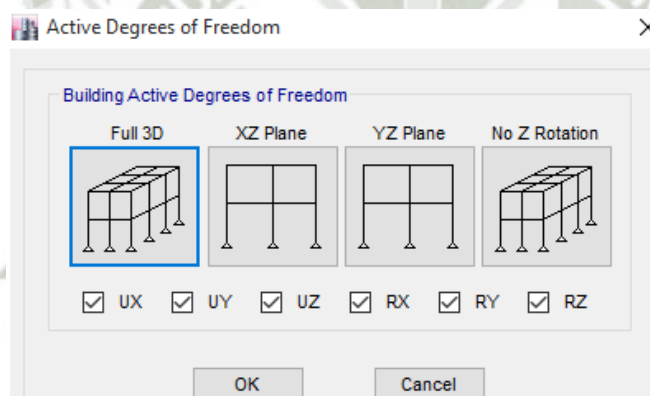


Figura 4.8 Asignación del modelo 3D a la edificación.

4.1.4.3. MODOS DE VIBRACIÓN

Para los modos de vibración en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

Para nuestra edificación se consideró 3 modos de vibración por piso, haciendo un total de 21 modos de vibración.

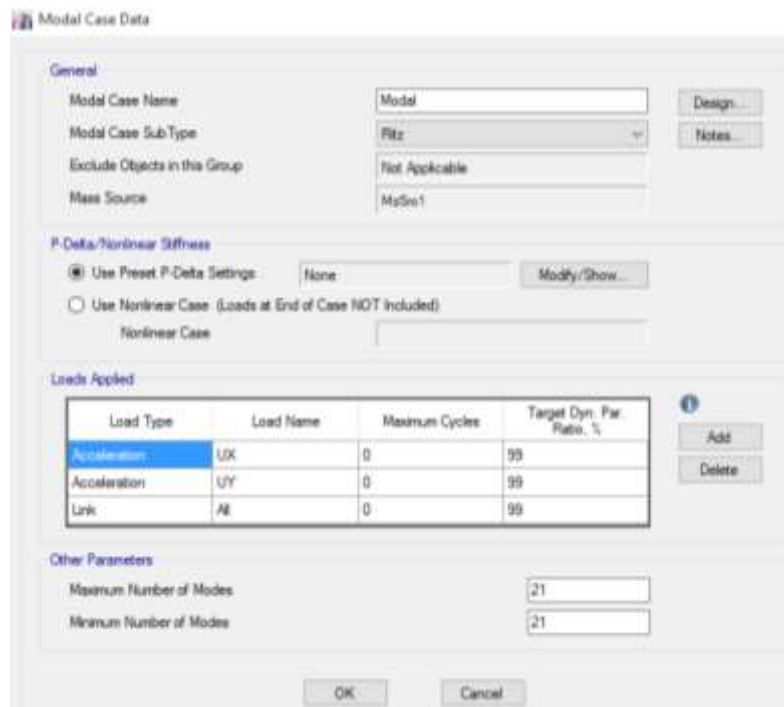


Figura 4.9 Asignación de número de modos de vibración.

4.1.4.4. ACELERACIÓN ESPECTRAL

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} g$$

Donde:

Z: Factor de zona $Z_3 = 0,35$

U: Factor de uso e importancia $U = 1,35$

C: Factor de amplificación sísmica $C = 2,5$

S: Factor de suelo $S_3 = 1.20$

R: Coeficiente de reducción sísmica. $R_x = R_y = 6$

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

T: Periodo de vibración de la estructura

$$S_{ax} = S_{ay} = \frac{Z * U * C * S}{R} g$$

T	Sa	C
0	0.000	0.000
0.05	1.717	2.500
0.06	1.717	2.500
0.07	1.717	2.500
0.08	1.717	2.500
0.09	1.717	2.500
0.1	1.717	2.500
0.2	1.717	2.500
0.3	1.717	2.500
0.4	1.717	2.500
0.5	1.717	2.500
0.6	1.717	2.500
0.7	1.717	2.500
0.8	1.717	2.500
0.9	1.717	2.500
1	1.717	2.500
2	0.687	1.000
3	0.305	0.444
4	0.172	0.250
5	0.110	0.160
6	0.076	0.111
7	0.056	0.082
8	0.043	0.063
9	0.034	0.049
10	0.027	0.040

Tabla 4.7 Espectro de respuesta.

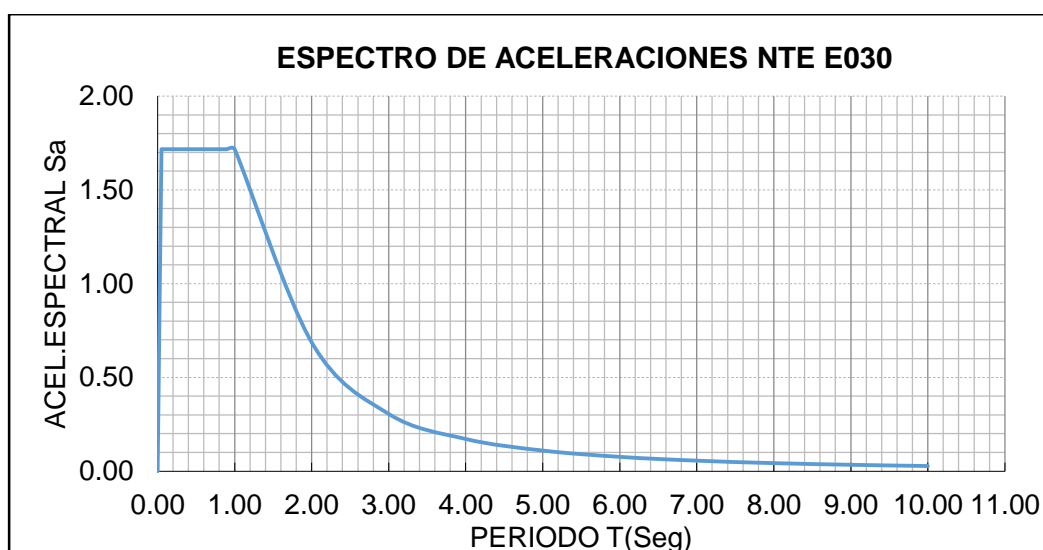


Figura 4.10 Espectro de aceleración.

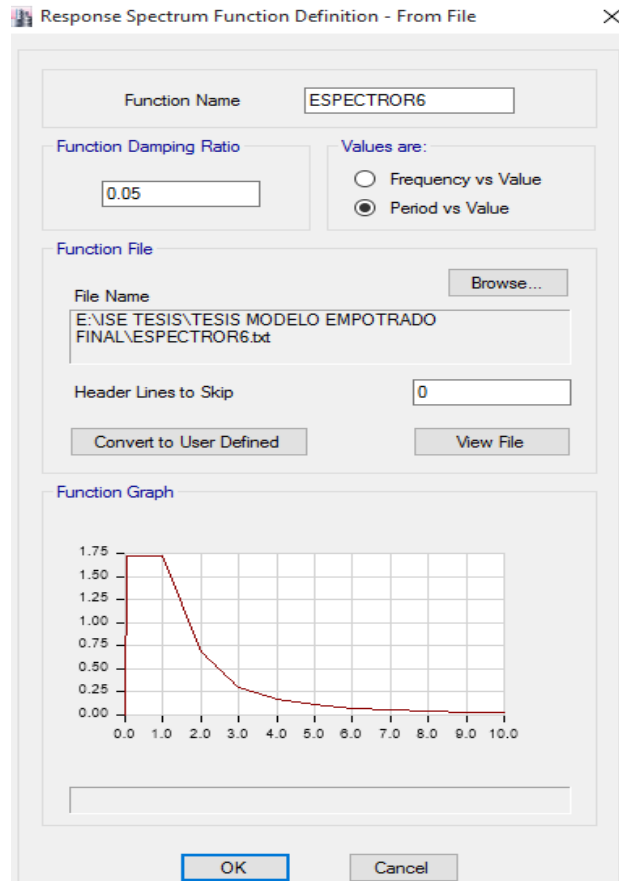


Figura 4.11 Asignación del espectro al modelo.

4.1.4.5. CARGAS DE SISMO POR ACELERACIÓN

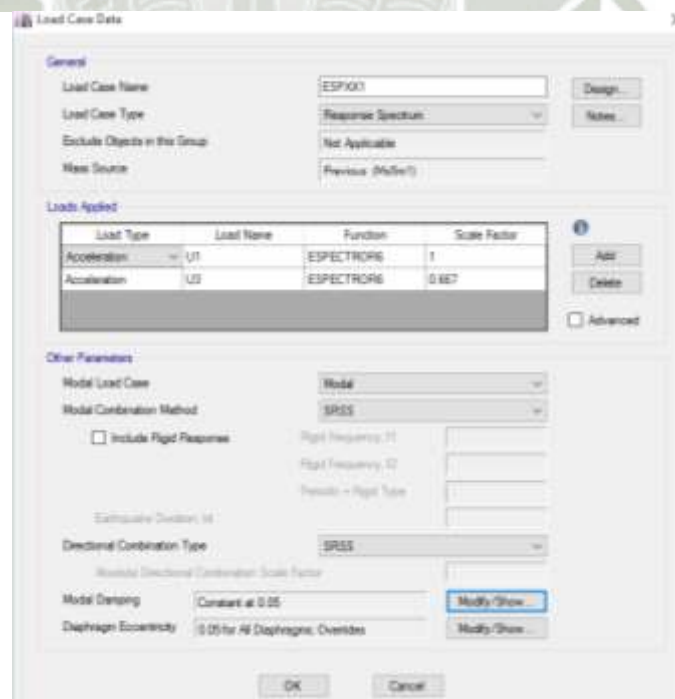


Figura 4.12 Asignación al modelo la combinación SRSS, para ESPXX1.



Figura 4.13 Asignación al modelo la combinación SRSS, para ESPYY1.



Figura 4.14 Asignación al modelo la combinación ABSOLUTE, para ESPXX2.



Figura 4.15 Asignación al modelo la combinación ABSOLUTE, para ESPYY2.

4.1.4.6. DEFINICIÓN DE SISMO DINÁMICO EN XX Y YY.

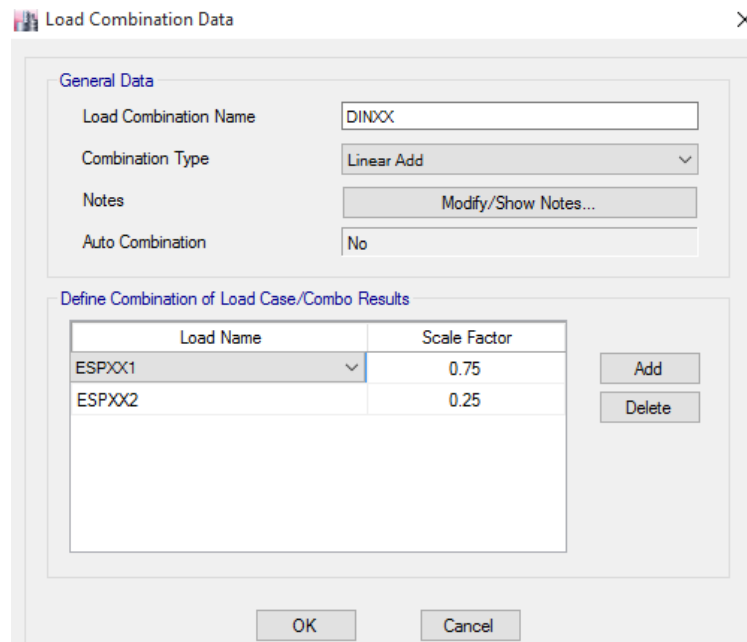
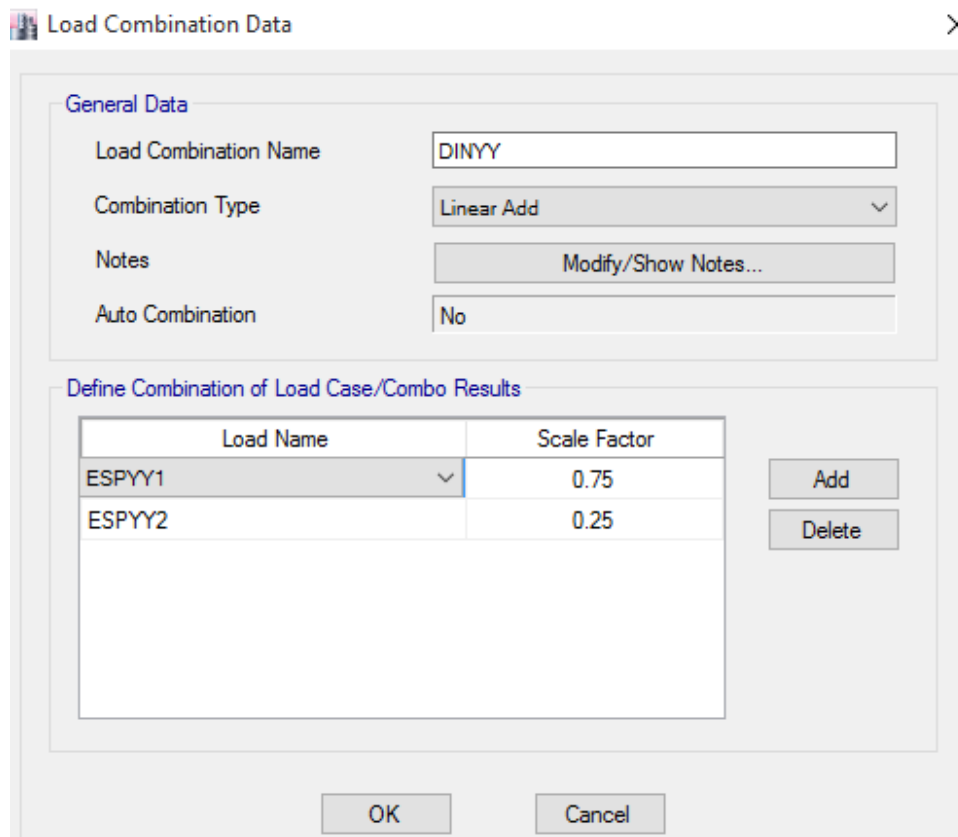


Figura 4.16 Definición de sismo dinámico en XX mediante la combinación del 75 % de la sumatoria de la raíz cuadrada de los cuadrados más 25 % de la sumatoria de los absolutos.



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: DINYY

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
ESPPY1	0.75
ESPPY2	0.25

Add

Delete

OK Cancel

Figura 4.17 Definición de sismo dinámico en YY mediante la combinación del 75 % de la sumatoria de la raíz cuadrada de los cuadrados más 25 % de la sumatoria de los absolutos.

4.1.5. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES SEGÚN NORMA E0.30

Luego de realizado el análisis sísmico dinámico realizamos la verificación con los resultados obtenidos como desplazamientos, periodos y otros.

4.1.5.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
CONSIDERACIONES TEÓRICAS DE LA NORMA E.30

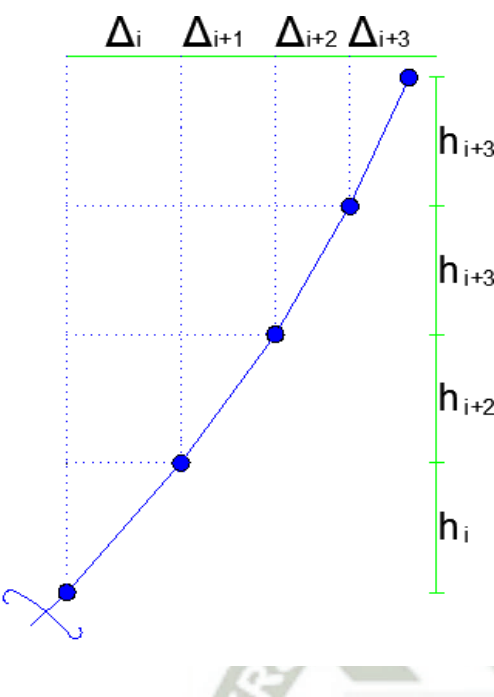
	<p>Irregularidad de rigidez – piso blando</p> <p>$I_a = 0.75$</p>
	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \text{ ó } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$
	<p>Irregularidad extrema de rigidez – piso blando</p> <p>$I_{aext} = 0.50$</p>
	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \text{ ó } \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.4}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$

Tabla 4.7 Consideraciones para la irregularidad de rigidez de piso blando.

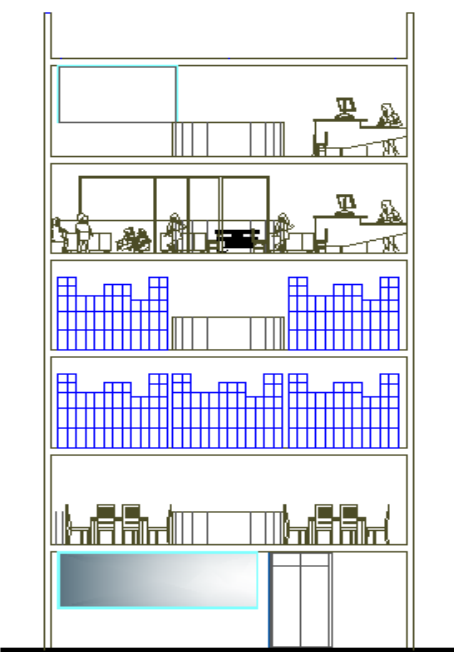
	<p>Irregularidad de masa o peso</p> <p>$I_a = 0.90$</p>
	<p>cuando $W_i > 1.5W_{i+1}$ ó $W_i > 1.5W_{i-1}$</p>

Tabla 4.8 Consideraciones para la irregularidad de masa o peso.

	<p>Irregularidad de geometría vertical</p> $I_a = 0.90$
	<p>cuando $b_2 > 1.3 \times b_1$</p>

Tabla 4.9 Consideraciones para la irregularidad geometría vertical.

	<p>Discontinuidad en sistemas resistentes</p> $I_a = 0.80$
	<p>$V_{elem} \geq 0.1 V_{EDIFIC} \text{ y } e > 0.25b$</p>
	<p>Discontinuidad extrema en sistemas resistentes $I_{aextr} = 0.60$</p>
	<p>$V_{elem} \geq 0.1 V_{EDIFIC} \text{ y } e > 0.25b$</p>

Tabla 4.10 Consideraciones para la irregularidad de discontinuidad en sistemas resistentes.

4.1.5.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
CONSIDERACIONES TEÓRICAS DE LA NORMA E.30

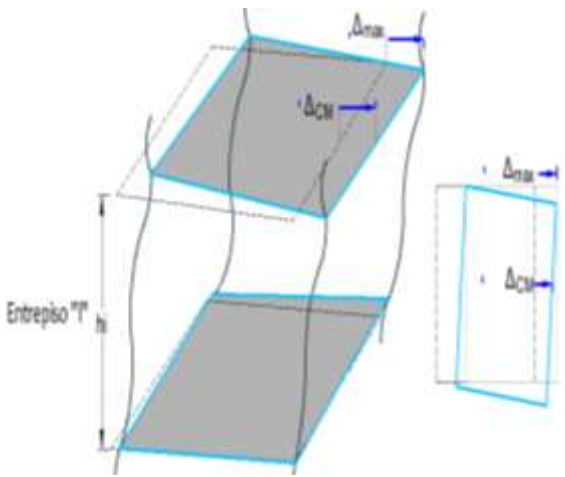
	Irregularidad torsional $I_p = 0.75$
	$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$ y $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)$ permisible
	Irregularidad torsional extrema $I_{pextr} = 0.60$
	$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$ y $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)$ permisible

Tabla 4.11 Consideraciones para la irregularidad torsional.

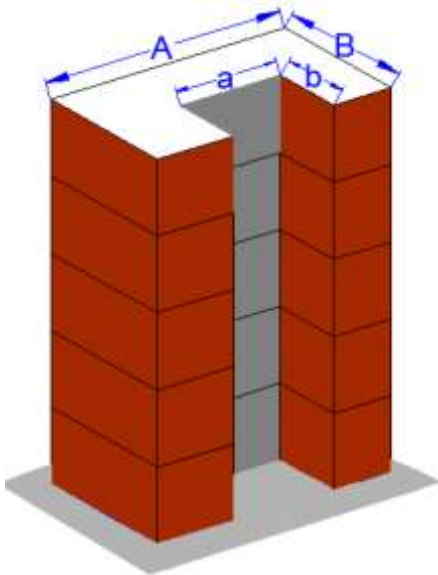
	Irregularidad por esquinas entrantes $I_p = 0.90$
	$(a > 0.2A)$ y $(b > 0.2B)$

Tabla 4.12 Consideraciones para la irregularidad por esquinas entrantes.

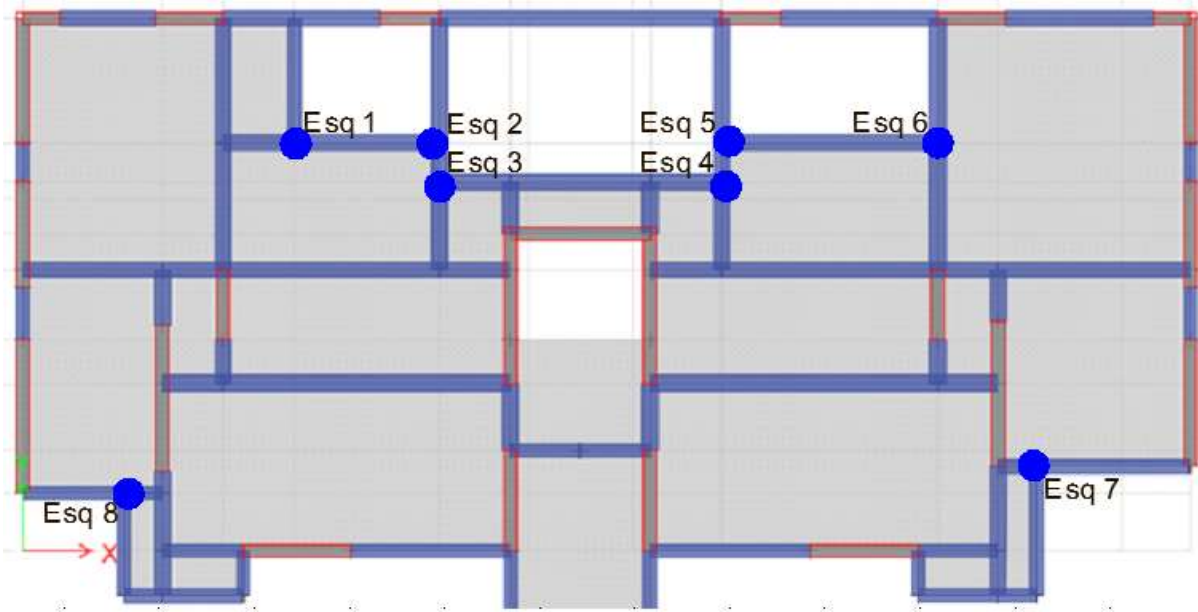
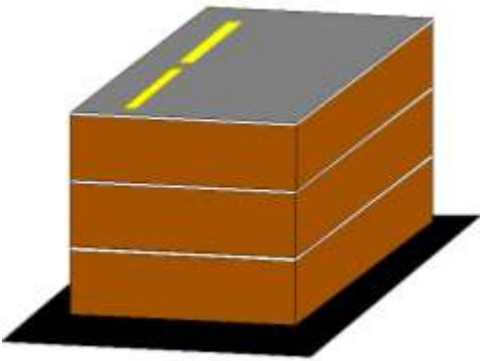
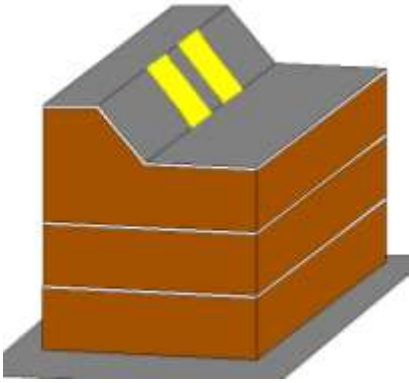


Figura 4.18 Numeración de las esquinas entrantes de la edificación en estudio.

 	<p>Irregularidad por discontinuidad del diafragma</p> <p>$I_p = 0.85$</p> <hr/> <p>Discontinuidad abrupta del diafragma</p>
--	--

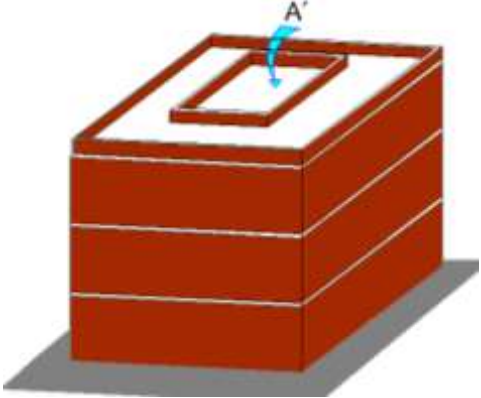
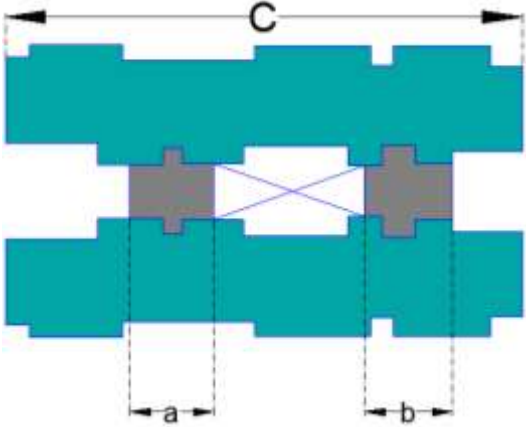
	<p>Reducción del área del diafragma</p> $A' > 50\%A_{total}$
	<p>cuando $(a + b) < 25\% C$</p>

Tabla 4.13 Consideraciones para la irregularidad por discontinuidad de diafragma.

4.1.5.3. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES CON RESULTADOS DEL ANÁLISIS.

a. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS

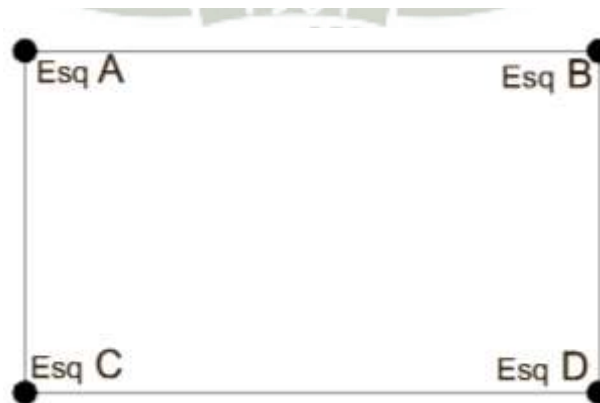


Figura 4.19 Numeración de los nudos extremos de la losa de entrepiso de la edificación en estudio.

Piso 1:

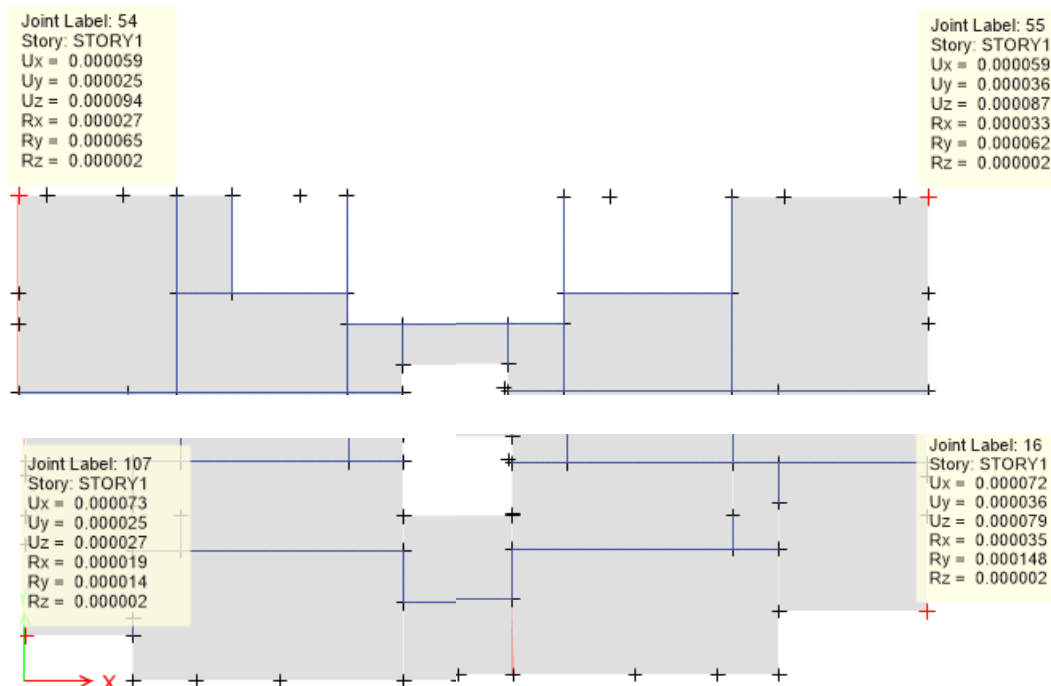


Figura 4.20 Desplazamientos obtenidos del análisis de los nudos extremos de la losa de entrepiso del primer nivel.

b. SISMO DINÁMICO XX

Nivel	Altura	Δ Ext.A	Δ Ext.B	Δ Ext.C	Δ Ext.D	Drift.A	Drift.B	Drift.C	Drift.D
6	2.7	0.00555	0.00555	0.00691	0.00682	0.000426	0.000426	0.000552	0.000544
5	2.7	0.00440	0.00440	0.00542	0.00536	0.000451	0.000451	0.000575	0.000567
4	2.7	0.00319	0.00319	0.00387	0.00382	0.000469	0.000469	0.000583	0.000576
3	2.7	0.00192	0.00192	0.00230	0.00227	0.000436	0.000436	0.000525	0.000519
2	2.7	0.00075	0.00075	0.00088	0.00087	0.000254	0.000254	0.000299	0.000296
1	2.6	0.00006	0.00006	0.00007	0.00007	0.000023	0.000023	0.000028	0.000028
Base	0								

Tabla 4.14 Se muestran los desplazamientos en X, así como las distorsiones de cada nudo extremo de las losas de entrepiso.

Prom A-C	Prom B-D	Drift Nivel	Drift CM	Fi
0.000489	0.000485	0.000487	0.00058	53.09
0.000513	0.000509	0.000511	0.00062	96.48
0.000526	0.000522	0.000524	0.00061	123.21
0.000480	0.000477	0.000479	0.00054	148.23
0.000276	0.000275	0.000276	0.00031	156.88
0.000025	0.000025	0.000025	0.00003	163.97

Tabla 4.15 Se muestran los promedios de las distorsiones en X de cada lado, así como la distorsiones del centro de masa.

c. SISMO DINÁMICO YY

Nivel	Altura	Δ Ext.A	Δ Ext.B	Δ Ext.C	Δ Ext.D	Drift.A	Drift.B	Drift.C	Drift.D
6	2.7	0.00216	0.00503	0.00216	0.00503	0.000173	0.000403	0.000173	0.000403
5	2.7	0.00170	0.00395	0.00170	0.00395	0.000175	0.000414	0.000175	0.000414
4	2.7	0.00122	0.00283	0.00122	0.00283	0.000177	0.000423	0.000177	0.000423
3	2.7	0.00075	0.00168	0.00075	0.00168	0.000155	0.000369	0.000155	0.000369
2	2.7	0.00033	0.00069	0.00033	0.00069	0.000093	0.000209	0.000093	0.000209
1	2.6	0.00008	0.00012	0.00008	0.00012	0.000030	0.000047	0.000030	0.000047
Base	0								

Tabla 4.16 Se muestran los desplazamientos en Y, así como las distorsiones de cada nudo extremo de las losas de entrepiso.

Prom A-B	Prom C-D	Drift Nivel	Drift CM	Fi
0.000288	0.000288	0.000288	0.00041	49.98
0.000295	0.000295	0.000295	0.00044	86.99
0.000300	0.000300	0.000300	0.00043	112.04
0.000262	0.000262	0.000262	0.00037	134.71
0.000151	0.000151	0.000151	0.00021	148.79
0.000039	0.000039	0.000039	0.00005	154.42

Tabla 4.17 Se muestran los promedios de las distorsiones en Y de cada lado, así como la distorsiones del centro de masa.

4.1.5.3.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

a. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

Sismo XX

Nivel	$\frac{\Delta_i}{h_i}$	Un nivel superior			Tres niveles superiores		
		\geq	$1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right)$	REG. IRREG.	\geq	$\frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$	REG. IRREG.
6	0.000487						
5	0.000511	\geq	0.000682	!REG!			
4	0.000524	\geq	0.000715	!REG.!			
3	0.000479	\geq	0.000733	!REG.!	\geq	0.000634	!REG.!
2	0.000276	\geq	0.000670	!REG.!	\geq	0.000631	!REG.!
1	0.000025	\geq	0.000386	!REG.!	\geq	0.000533	!REG.!

Base

Tabla 4.18 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad de piso blando, sismo dinámico XX.

Sismo YY

Nivel	$\frac{\Delta_i}{h_i}$	Un nivel superior			Tres niveles superiores		
		\geq	$1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right)$	REG. IRREG.	\geq	$\frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$	REG. IRREG.
6	0.000288						
5	0.000295	\geq	0.000403	!REG!	\geq		
4	0.000300	\geq	0.000412	!REG.!	\geq		
3	0.000262	\geq	0.000420	!REG.!	\geq	0.000368	!REG.!
2	0.000151	\geq	0.000367	!REG.!	\geq	0.000357	!REG.!
1	0.000039	\geq	0.000211	!REG.!	\geq	0.000297	!REG.!

Base

Tabla 4.19 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad de piso blando, sismo dinámico YY.

b. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Nivel	W_i tonf-s ² /m	$>$	$1.5(W_{i+1})$	REG. IRREG.
6	18.437			
5	24.550	$>$	27.655	!REG.!
4	24.550	$>$	36.825	!REG.!
3	24.522	$>$	36.825	!REG.!
2	24.484	$>$	36.783	!REG.!
1	24.228	$>$	36.726	!REG.!

Tabla 4.20 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad de masa.

c. IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL.

La estructura analizada no presenta irregularidad geométrica vertical, debido a que tanto en las dos direcciones, la dimensión de la planta en “X” y “Y” son uniformes.

d. IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES.

La estructura analizada no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes, ya que los elementos verticales resistentes son continuos, y no existe desalineamiento vertical.

4.1.5.3.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

a. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Sismo XX

Nivel	Δ_{MAX}	Δ_{CM}	$1.2 < \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{CM}} < 1.5$	&	$\frac{\Delta_{MAX}}{h_1} > 0.5\Delta_{permisible}$	concreto armado	$\frac{\Delta_1}{h_{e1}} = 0.007$
6	0.00049	0.00058	0.84	&	0.0035		!REG.!
5	0.00051	0.00062	0.83	&	0.0035		!REG.!
4	0.00052	0.00061	0.86	&	0.0035		!REG.!
3	0.00048	0.00054	0.88	&	0.0035		!REG.!
2	0.00028	0.00031	0.90	&	0.0035		!REG.!
1	0.00003	0.00003	0.87	&	0.0035		!REG.!

Tabla 4.21 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad de torsional, sismo dinámico XX.

Sismo YY

Nivel	Δ_{MAX}	Δ_{CM}	$1.2 < \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{CM}} < 1.5$	&	$\frac{\Delta_{MAX}}{h_1} > 0.5\Delta_{permisible}$	concreto armado	$\frac{\Delta_1}{h_{e1}} = 0.007$
6	0.00029	0.00041	0.71	&	0.0035		!REG.!
5	0.00029	0.00044	0.68	&	0.0035		!REG.!
4	0.00030	0.00043	0.70	&	0.0035		!REG.!
3	0.00026	0.00037	0.71	&	0.0035		!REG.!
2	0.00015	0.00021	0.72	&	0.0035		!REG.!
1	0.00004	0.00005	0.82	&	0.0035		!REG.!

Tabla 4.22 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad de torsional, sismo dinámico XX.

b. IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES.

Descripción	A = 22.4 m			&	B = 10.25 m			REG. IRREG
	a	>	20%A		b	>	20%B	
Esquina 1	2.75	>	4.48	&	2.40	>	2.05	!REG.!
Esquina 2	5.20	>	4.48	&	0.75	>	2.05	!REG.!
Esquina 3	5.20	>	4.48	&	0.75	>	2.05	!REG.!
Esquina 4	4.00	>	4.48	&	0.75	>	2.05	!REG.!
Esquina 5	4.00	>	4.48	&	2.40	>	2.05	!REG.!
Esquina 6	3.75	>	4.48	&	1.65	>	2.05	!REG.!
Esquina 7	2.75	>	4.48	&	1.15	>	2.05	!REG.!

Tabla 4.23 Se muestran el cálculo realizado para la verificación de la irregularidad por esquinas entrantes.

c. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

La estructura analizada no cuenta con discontinuidades abruptas de los diafragmas con aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Luego realizado la verificación de las irregularidades estructurales en altura y planta, tanto en sismo dinámico XX y YY ratificamos que l estructura en regular en las dos direcciones.

4.1.6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.

a. COORDENADAS DEL CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ POR PISOS.

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf-s ² /m	Cumulative Y tonf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
STORY1	D1	24.22768	24.22768	11.8011	5.4325	24.22768	24.22768	11.8011	5.4325	10.6885	5.5298
STORY2	D2	24.48426	24.48426	11.9128	5.2512	24.48426	24.48426	11.9128	5.2512	10.4329	6.1577
STORY3	D3	24.52172	24.52172	11.9115	5.2416	24.52172	24.52172	11.9115	5.2416	10.3502	6.5626
STORY4	D4	24.54976	24.54976	11.9298	5.239	24.54976	24.54976	11.9298	5.239	10.3401	6.9157
STORY5	D5	24.54976	24.54976	11.9298	5.239	24.54976	24.54976	11.9298	5.239	10.3446	7.1854
STORY6	D6	18.4366	18.4366	11.9318	5.4183	18.4366	18.4366	11.9318	5.4183	10.3538	7.4216
STORY7	D7	1.9962	1.9962	10.713	3.3212	1.9962	1.9962	10.713	3.3212	10.5276	7.0773

Figura 4.21 Centro de masa y centro de rigidez.

b. PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS, CON LOS PERIODOS DE LOS 21 MODOS DE VIBRACIÓN.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.329	0.6037	0.0023	0	0.6037	0.0023	0	0.0012	0.1376	0.0206	0.0012	0.1376	0.0206
Modal	2	0.247	0.01	0.5436	0.0003	0.6137	0.546	0.0003	0.2985	0.0026	0.078	0.2997	0.1401	0.0986
Modal	3	0.194	0.0165	0.0809	0.0001	0.6302	0.6269	0.0003	0.0524	0.0043	0.5089	0.3521	0.1444	0.6075
Modal	4	0.143	2.102E-06	0.0019	0.0041	0.6302	0.6288	0.0044	0.0021	0	0.0002	0.3542	0.1444	0.6077
Modal	5	0.143	0.0001	0	0	0.6303	0.6288	0.0044	0	2.935E-05	0	0.3542	0.1444	0.6077
Modal	6	0.131	0.0002	0.0002	0.0024	0.6305	0.629	0.0067	0.0011	0.0022	9.504E-06	0.3553	0.1466	0.6077
Modal	7	0.128	0.0002	0.0003	0.0027	0.6307	0.6293	0.0094	0.0012	0.0026	0.0001	0.3565	0.1492	0.6078
Modal	8	0.122	4.831E-05	0.0045	0.0161	0.6308	0.6338	0.0255	0.0062	0.0134	0.0037	0.3627	0.1626	0.6115
Modal	9	0.116	1.488E-05	3.79E-05	0.0007	0.6308	0.6339	0.0262	0.0001	0.0019	1.089E-05	0.3628	0.1646	0.6115
Modal	10	0.111	0.0001	0.0048	0.0176	0.6308	0.6387	0.0438	0.0051	0.0174	0.0073	0.3679	0.182	0.6188
Modal	11	0.09	0.0053	2.999E-05	0.0033	0.6361	0.6387	0.0471	0.0007	0.0031	4.253E-06	0.3686	0.1851	0.6188
Modal	12	0.087	0.1219	0.0001	0.0002	0.7581	0.6388	0.0473	0.0001	0.0455	0.0059	0.3687	0.2306	0.6248
Modal	13	0.077	0.0001	0.0103	0.0085	0.7581	0.6491	0.0558	0.0229	0.0002	5.373E-06	0.3916	0.2307	0.6248
Modal	14	0.07	0.0096	0.0002	1.357E-06	0.7677	0.6494	0.0558	0.0001	0.0003	0.0004	0.3917	0.231	0.6252
Modal	15	0.063	0.0013	0.1477	0.0001	0.769	0.797	0.0559	0.1454	0.0008	0.0149	0.5371	0.2318	0.6401
Modal	16	0.056	0.0276	0.0057	0.0001	0.7966	0.8027	0.056	0.0053	0.0131	0.0052	0.5424	0.2449	0.6453
Modal	17	0.05	0.0001	0.0214	0.0249	0.7967	0.8241	0.0809	0.0152	3.729E-05	0.0724	0.5575	0.2449	0.7177
Modal	18	0.035	0.0593	3.644E-06	4.618E-05	0.856	0.8241	0.0809	3.174E-06	0.0175	2.712E-05	0.5575	0.2625	0.7177
Modal	19	0.03	5.29E-06	0.0825	0.0143	0.856	0.9066	0.0953	0.0669	0.0004	0.0002	0.6245	0.2629	0.718
Modal	20	0.017	0.0044	0.0822	0.009	0.8604	0.9888	0.1042	0.1434	0.0061	1.991E-05	0.7679	0.269	0.718
Modal	21	0.017	0.1285	0.0026	0.0001	0.9889	0.9914	0.1043	0.0046	0.077	0.0004	0.7725	0.346	0.7184

Figura 4.22 Participación modal de masas.

c. MODOS DE VIBRACIÓN:

1er modo de vibración de la estructura.

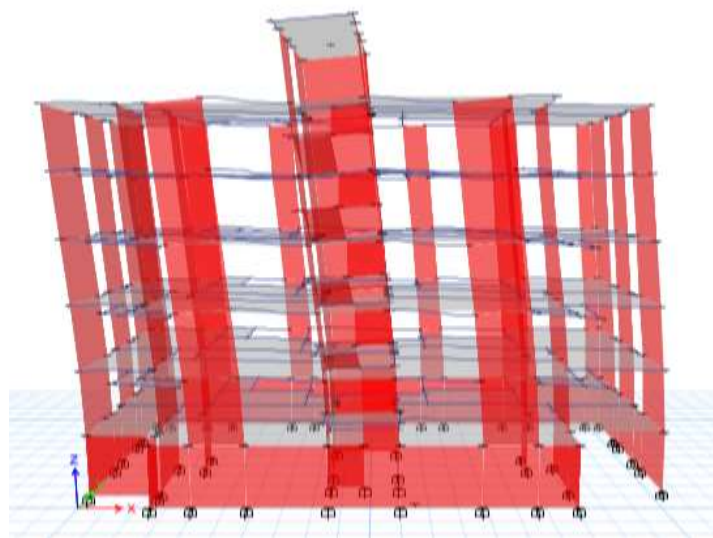


Figura 4.23 Primer modo de vibración.

MODO DE VIBRACIÓN:		1	
Periodo	=	0.329	seg
Masa efectiva	=	60.37%	X-X
Masa efectiva acumulada	=	60.37%	X-X
Masa efectiva	=	0.00	Y-Y
Masa efectiva acumulada	=	0.00	Y-Y

2do modo de vibración de la estructura.

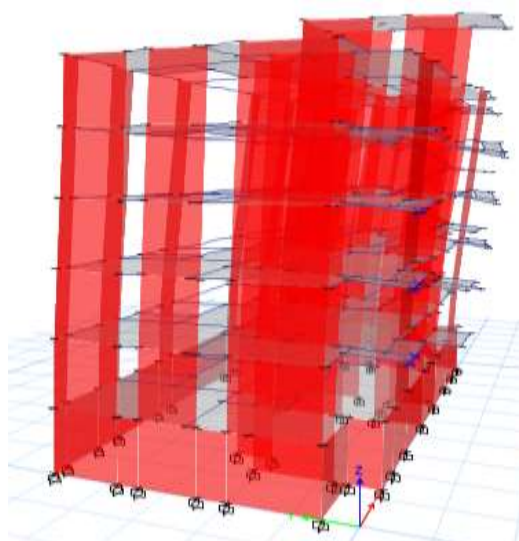


Figura 4.24 Segundo modo de vibración.

MODO DE VIBRACIÓN: 2			
Periodo	=	0.247	seg
Masa efectiva	=	0.00	X-X
Masa efectiva acumulada	=	0.00	X-X
Masa efectiva	=	54.36%	Y-Y
Masa efectiva acumulada	=	54.60%	Y-Y

3er modo de vibración de la estructura.

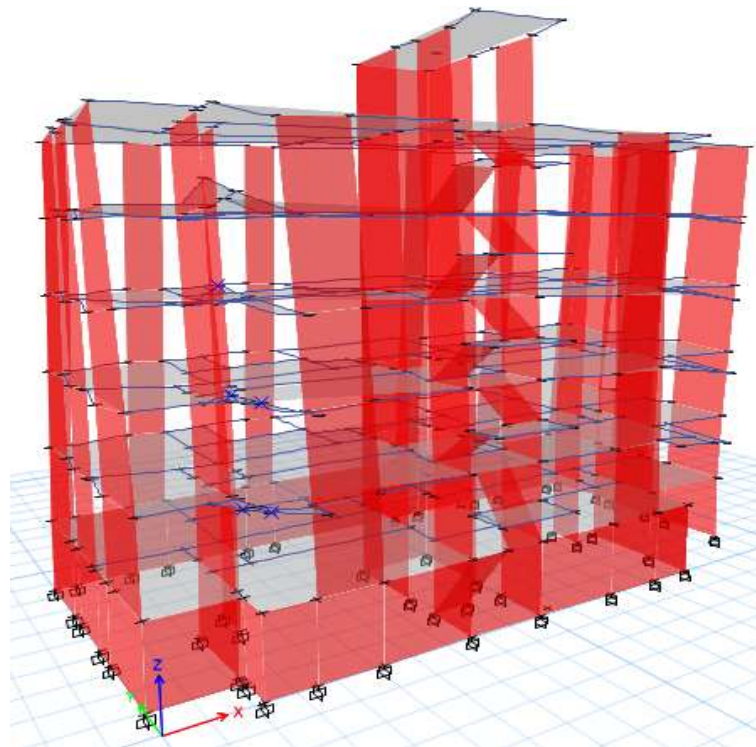


Figura 4.25 Tercer modo de vibración.

MODO DE VIBRACIÓN: 3			
Periodo	=	0.194	seg
Rotación efectiva	=	50.89%	Z-Z
Rotación efectiva acumulada	=	60.75%	Z-Z

Luego del chequeo de los modos de vibración se obtiene que, la edificación tiene una buena estructuración porque logramos que los dos primeros modos de vibración sean de traslación y el tercer modo de vibración sea rotacional. Teniendo como modo predominante $T_1=0.329$ segundos con masa participativa de 60.37% en la dirección XX y $T_2=0.247$ seg con 54.36% de masa en la dirección YY.

d. VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Rx=6	Ry=6
				DriftX Inelástico 0.75*Rx	DriftY Inelástico 0.75*Ry
STORY7	DINXX Max	X	0.000714	0.00321	
STORY7	DINYY Max	Y	0.000230		0.00104
STORY6	DINXX Max	X	0.000579	0.00261	
STORY6	DINYY Max	Y	0.000408		0.00184
STORY5	DINXX Max	X	0.000617	0.00278	
STORY5	DINYY Max	Y	0.000435		0.00196
STORY4	DINXX Max	X	0.000609	0.00274	
STORY4	DINYY Max	Y	0.000430		0.00194
STORY3	DINXX Max	X	0.000541	0.00243	
STORY3	DINYY Max	Y	0.000371		0.00167
STORY2	DINXX Max	X	0.000306	0.00138	
STORY2	DINYY Max	Y	0.000210		0.00095
STORY1	DINXX Max	X	0.000029	0.00013	
STORY1	DINYY Max	Y	0.000047		0.00021

Tabla 4.24 Derivas de entrepiso.

Como resultado tenemos que la distorsión elástica máxima en la dirección XX es de 0.000714 y en la dirección YY es de 0.00435, que multiplicado por (3/4R) con un R=6 se tiene una distorsión inelástica en la dirección XX de 0.00321 y en la dirección YY de 0.00196 siendo estas menores al máximo permisible (0.007).

e. CORTANTE EN LA BASE

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DINXX Max	171.1104	30.9327	7.2091	352.0425	1984.56	730.1426
DINYY Max	30.7212	161.139	11.6308	1874.6078	411.2883	2408.8662

Figura 4.26 Cortante basal, dinámico máximo en la dirección XX y YY, obtenidos del análisis.

$$V_x = 171.11 \text{ Tonf}$$

$$V_y = 161.14 \text{ Tonf}$$

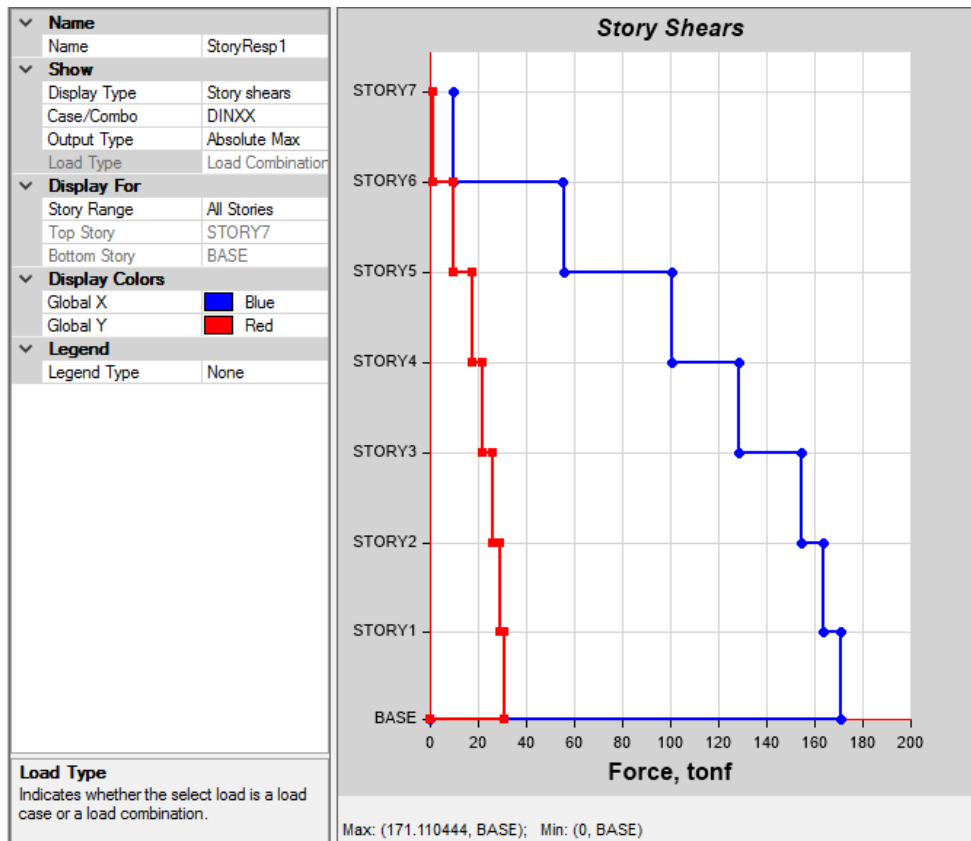


Figura 4.27 Cortante basal en la dirección XX.

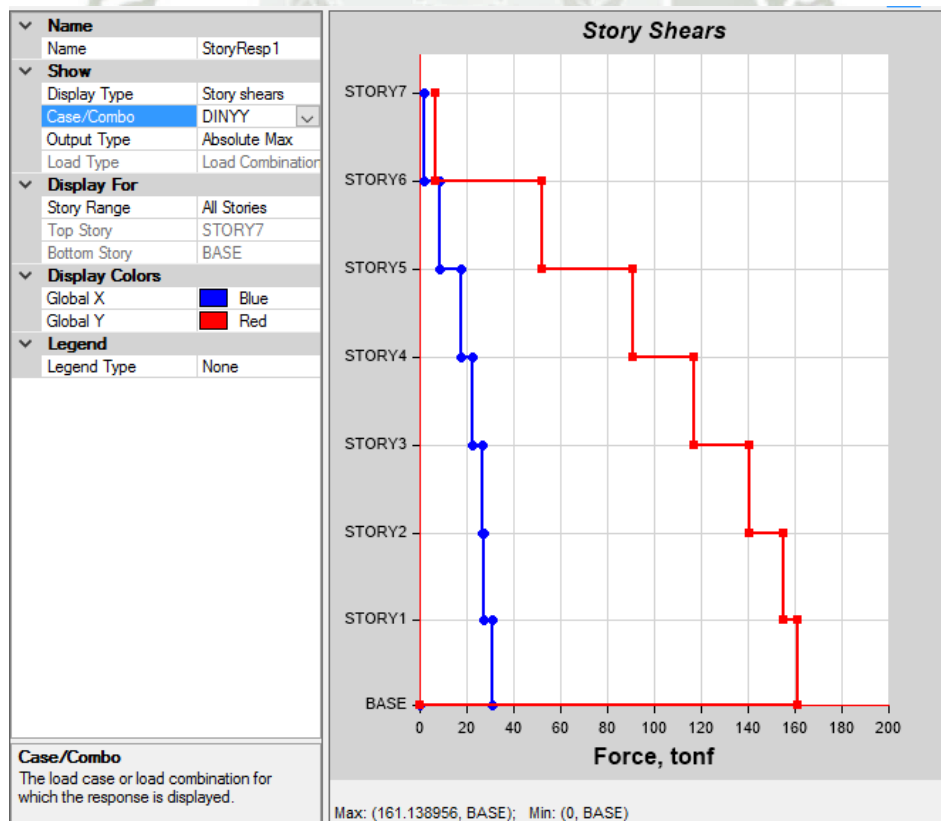


Figura 4.28 Cortante basal en la dirección YY.

f. FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

▪ **Verificación del factor de reducción sísmica.**

En la estructuración del edificio se analizó y se vió por conveniente que tanto en la dirección X-X y Y-Y la cantidad de muros estructurales es lo suficiente para tomar la cortante basal. Por ello se halló un espectro sísmico para las dos direcciones “X” y “Y” asumiendo un factor de reducción sísmica igual a $R_x = R_y = 6$ suponiendo que el sistema de resistencia sísmica está dada por los muros estructurales sobre la cual actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal.

Seguidamente realizado el análisis, se obtiene el porcentaje de cortante basal que toma los muros estructurales.

Dirección	V dinámico Tonf	70%(V dinámico) Tonf	Placas V (Tonf)	Sistema Estructural
V _x	171.11	119.78	171.11	Muros estructurales
V _y	161.14	112.80	161.14	Muros estructurales

Tabla 4.25 Fuerza cortante basal.

Luego del análisis se observa que los muros estructurales toman más del 70% de la cortante basal por lo cual se puede verificar el factor de reducción sísmica asumido ($R=6$) en ambas direcciones fue correcto.

▪ **Fuerza cortante basal mínima.**

Se tiene para una de las direcciones consideradas en el análisis, que la fuerza cortante en el primer entepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Para cumplir este parámetro, la norma E.030 señala que los resultados del análisis dinámico, excepto los desplazamientos, se pueden escalar mediante el factor “F”, que no es más la relación de la cortante basal estática y dinámica la cual tiene que ser mayor a la unidad.

Dirección	V (estático) Tonf	80%V (estático) Tonf	V (dinámico)	Factor de escala
X-X	259.77	207.81	171.11	1.21
Y-Y	259.77	207.82	161.14	1.29

Tabla 4.26 Factor de escalamiento estático – dinámico en la dirección XX y YY.

Como se muestra en la tabla anterior se tiene que en la dirección X-X el cortante dinámico está por debajo al 80% del cortante estático, lo cual se debe realizar el factor de escalamiento de acuerdo a la norma E0.30.

También se tiene que en la dirección Y-Y el cortante dinámico está por debajo del 80% del cortante estático, para lo cual se tiene realizar el factor de escalamiento.

g. AMPLIFICACIÓN DE LAS CARGAS DE SISMO POR ACELERACIÓN.

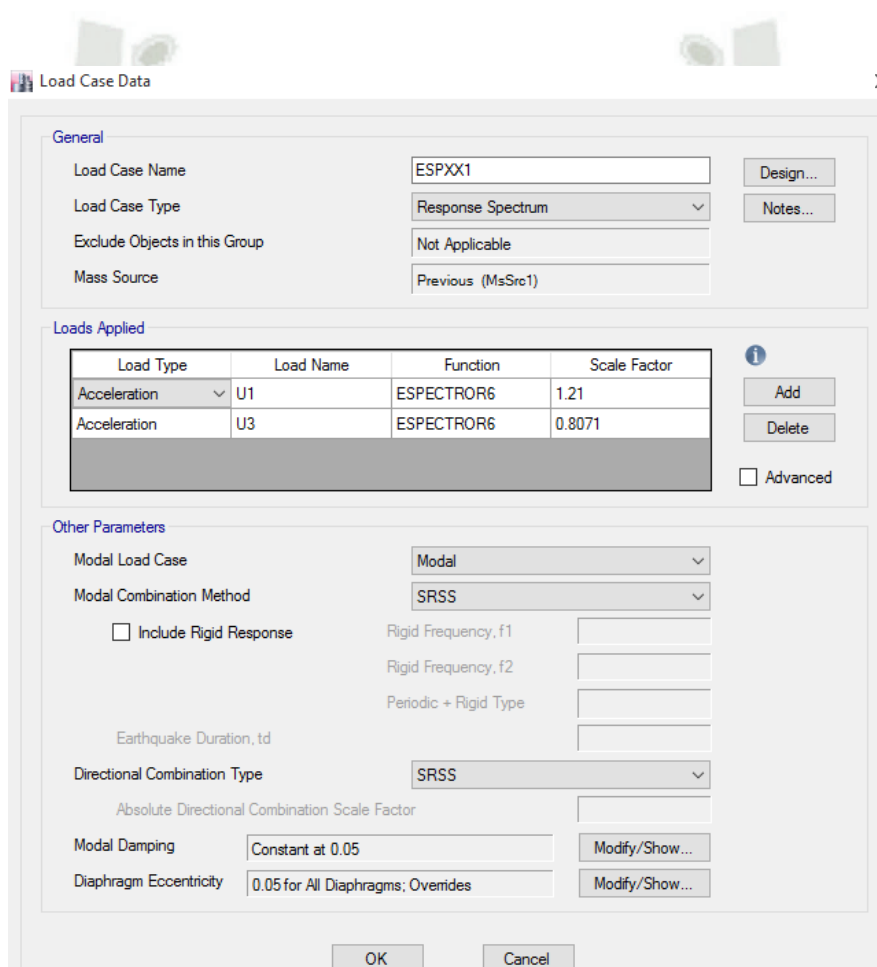


Figura 4.29 Asignación del factor de escalamiento de 1.21 a la combinación SRSS, para ESPXX1.

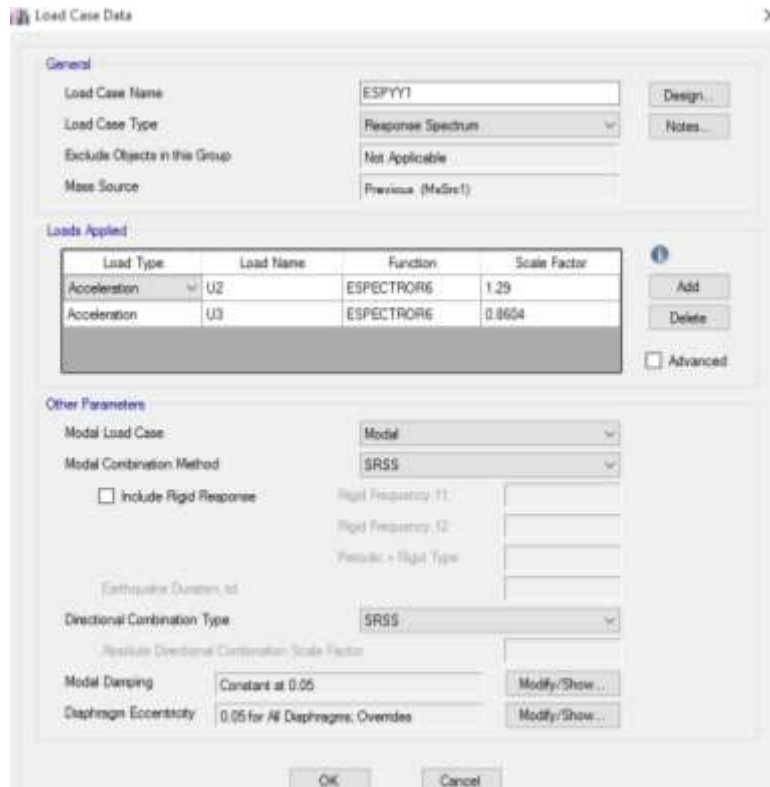


Figura 4.30 Asignación del factor de escalamiento de 1.29 a la combinación SRSS, para ESPYY1.

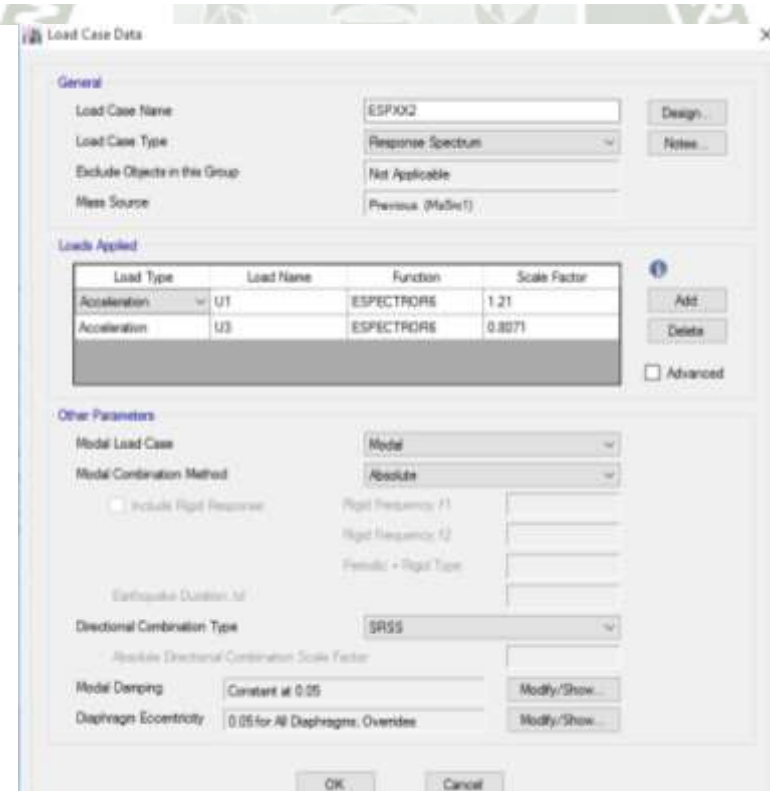
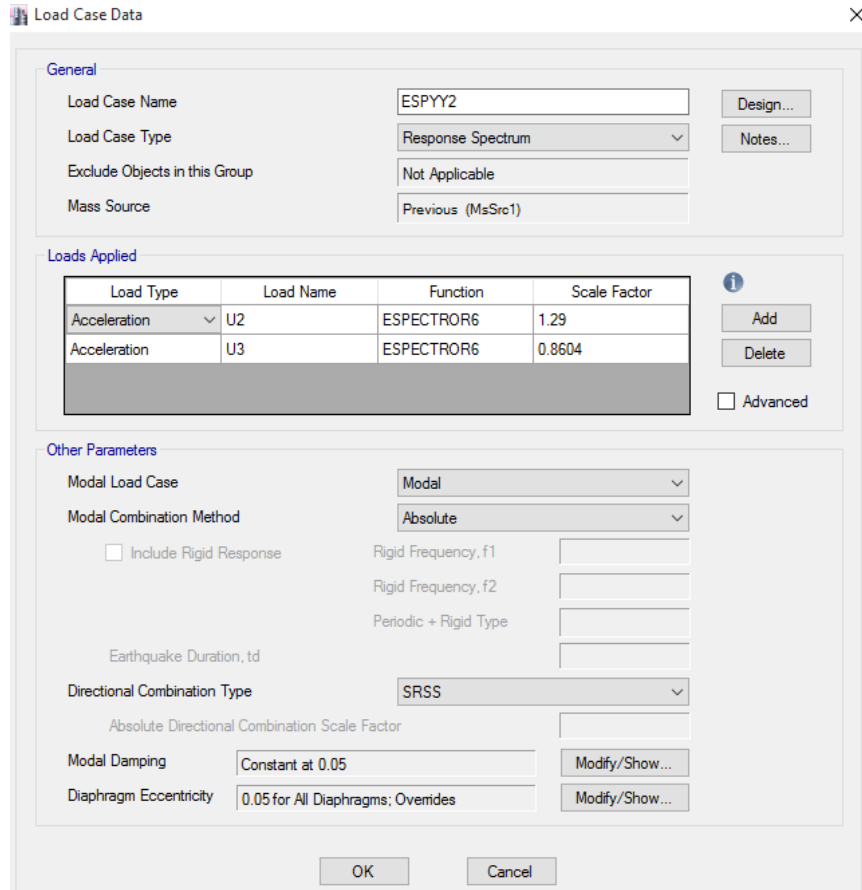


Figura 4.31 Asignación del factor de escalamiento de 1.21 a la combinación ABSOLUTE, para ESPXX2.



Load Case Data

General

Load Case Name: ESPY2

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTROR6	1.29
Acceleration	U3	ESPECTROR6	0.8604

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: Absolute

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms; Overrides

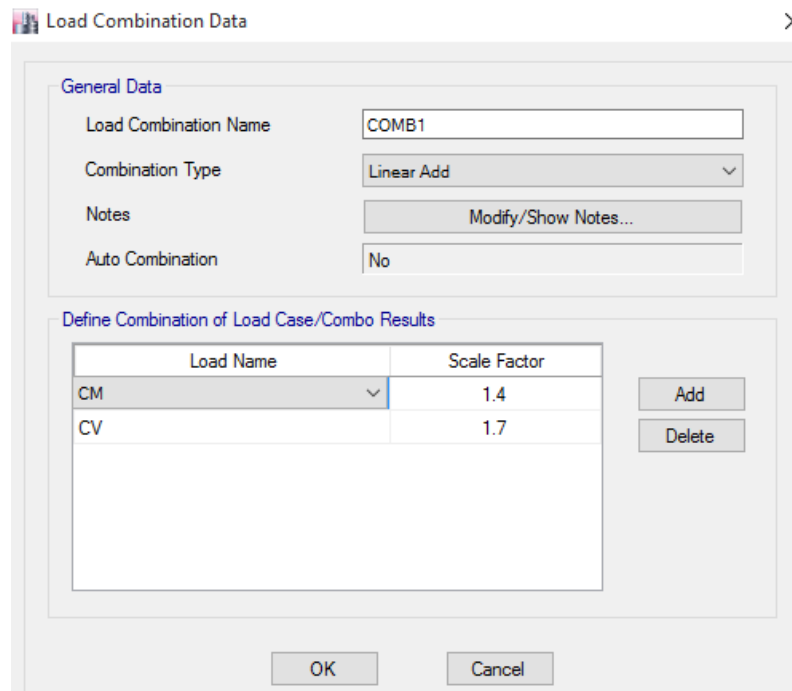
Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 4.32 Asignación del factor de escalamiento de 1.29 a la combinación ABSOLUTE, para ESPY2.

4.1.6.1. CRITERIOS DE LA COMBINACIÓN DE CARGAS AMPLIFICADAS.

Seguidamente se procederá a ingresar las combinaciones de cargas.

- Combiación 1 = 1,4CM + 1,7CV
- Combiación 2 = 1,25CM + 1,25CV + CS_x/CS_y
- Combiación 3 = 1,25CM + 1,25CV - CS_x/CS_y
- Combiación 4 = 0,9CM + CS_x/CS_y
- Combiación 5 = 0,9CM - CS_x/CS_y



Load Combination Data [X]

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

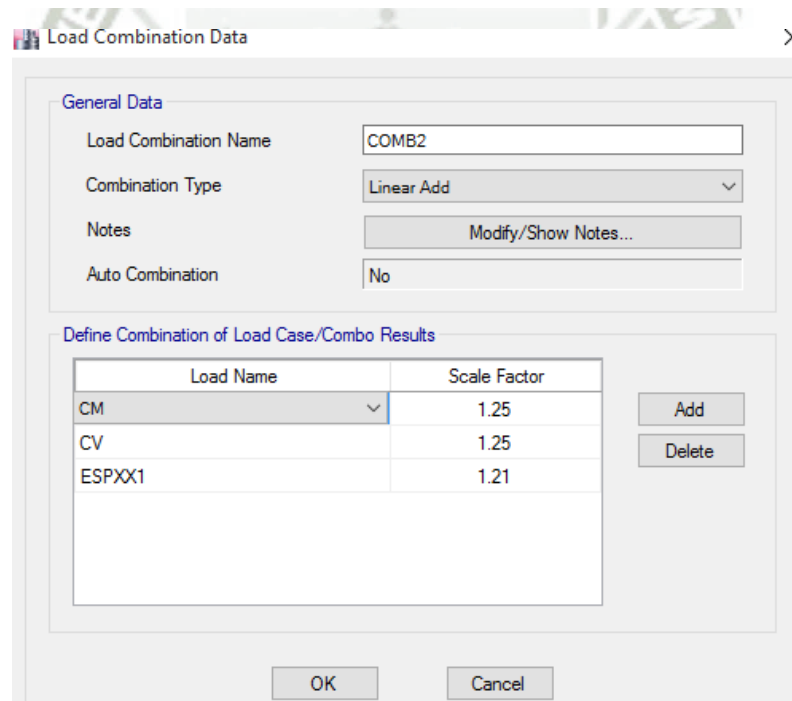
Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.4
CV	1.7

[Add] [Delete]

[OK] [Cancel]

Figura 4.33 Combinación 1



Load Combination Data [X]

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

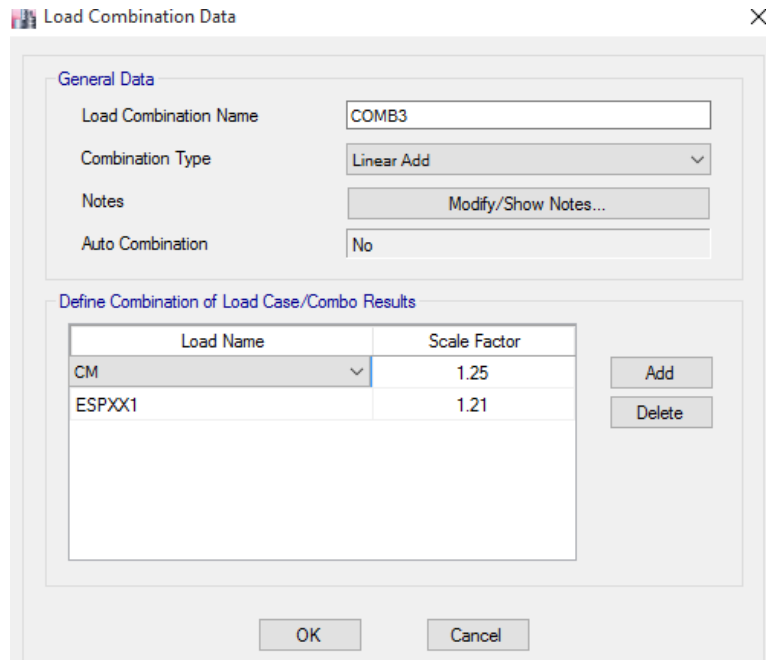
Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.25
CV	1.25
ESPXX1	1.21

[Add] [Delete]

[OK] [Cancel]

Figura 4.34 Combinación 2



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: COMB3

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

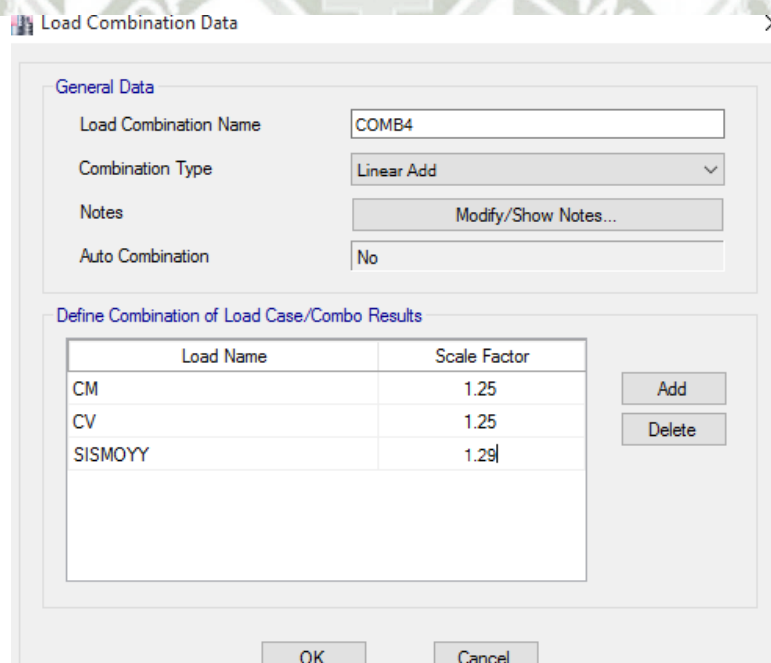
Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.25
ESPXX1	1.21

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Figura 4.35 Combinación 3



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: COMB4

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

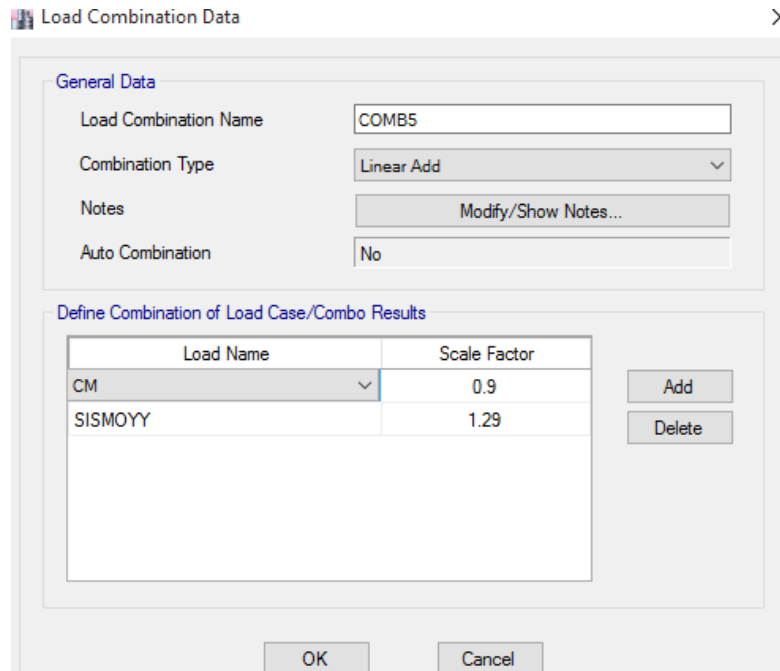
Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.25
CV	1.25
SISMOYY	1.29

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Figura 4.36 Combinación 4



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: COMB5

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

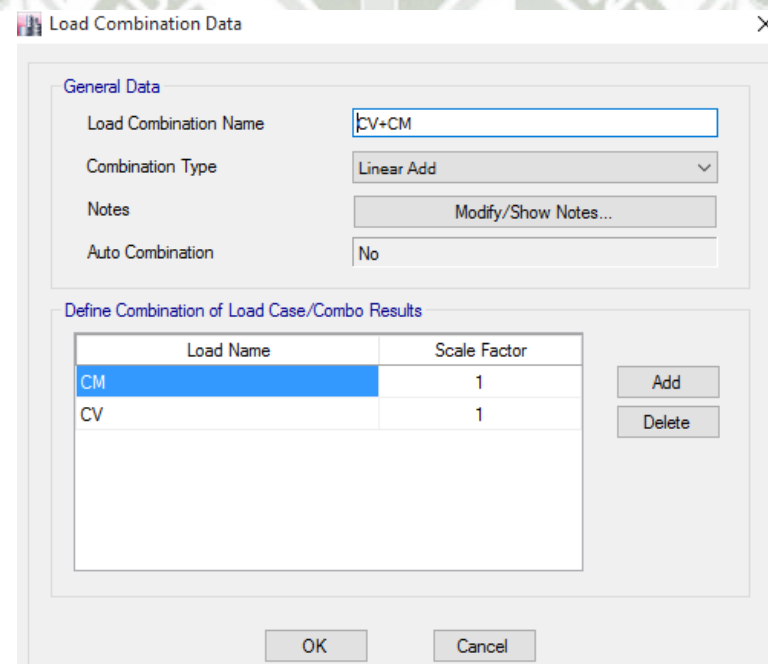
Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	0.9
SISMOYY	1.29

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Figura 4.37 Combinación 5



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: CV+CM

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

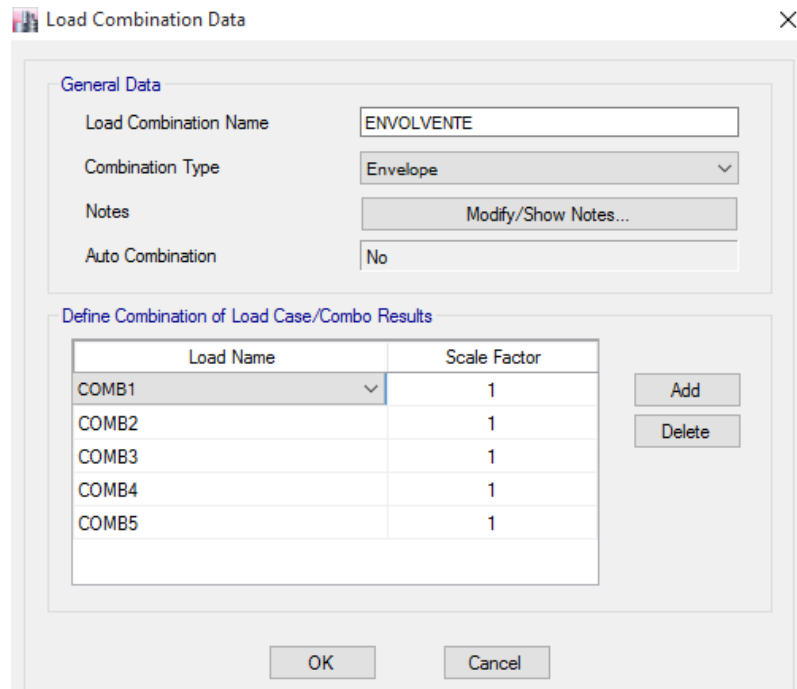
Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1
CV	1

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Figura 4.38 Combinación lineal de carga muerta y viva.



Load Name	Scale Factor
COMB1	1
COMB2	1
COMB3	1
COMB4	1
COMB5	1

Figura 4.39 Envolvente.

4.1.7. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

4.1.7.1. ESQUEMAS DE CÁLCULO DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE DE FUNDACIÓN.

Cálculo del edificio Tingo con platea de cimentación, considerando la interacción suelo - estructura.

En este presente capítulo analizaremos la estructura espacial bajo la acción sísmica, es decir, Sismo X y Sismo Y.

4.1.7.2. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN:

- ✓ Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 2100 \text{ Ton/m}^2$
- ✓ Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 2188197.889 \text{ Ton/m}^2$
- ✓ Coeficiente de Poisson del concreto $\mu_c = 0,2$
- ✓ Losa de techo aligerada de espesor $e = 20\text{cm}$ (pisos 1 – 6)
- ✓ Platea de cimentación de dimensiones $24.4 \text{ m} \times 12.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$
- ✓ Profundidad de desplante (contacto con platea) $1,2\text{m}$

4.1.7.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN:

- ✓ Tipo de suelo Arena arcillosa de baja plasticidad.
- ✓ Módulo de elasticidad del suelo $E_s = 20\text{MPa}$

- ✓ Densidad del suelo $\rho_s = 0.124 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4 = 1.24 \text{ KN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$
- ✓ Coeficiente de Poisson del suelo $\mu_s = 0.30$
- ✓ Capacidad portante del suelo $q_a = 1.17 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Se realizó el Metrado de cargas, calculándose los pesos por piso, siendo:

- ✓ Peso del piso 1 = 249.65 Ton
- ✓ Peso del piso 2 = 252.17 Ton
- ✓ Peso del piso 3 = 252.54 Ton
- ✓ Peso del piso 4 y 5 = 252.81 Ton
- ✓ Peso del piso 6 = 192.84 Ton
- ✓ Peso del piso 7 = 31.56 Ton

4.1.7.4. CÁLCULO DE MASAS DE LA PLATEA.

Las masas traslacionales respecto a los ejes centroidales X, Y, Z y las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo – platea, indicados como X', Y', Z', se calculan por la siguiente fórmula 2.1, como una lámina rectangular delgada y tomando como referencia las dimensiones de la anterior figura 2.1.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{2,4 * 24,4 * 12,25 * 0,5}{9,81} = 36,563 \text{ (T} \cdot \text{s}^2/\text{m)}$$

$$M_{\phi x'} = 36,563 * 0,25^2 + \frac{36,563 * 12,25^2}{12} = 459,509 \text{ (T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

$$M_{\phi y'} = 36,563 * 0,25^2 + \frac{36,563 * 24,4^2}{12} = 1,816,282 \text{ (T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

$$M_{\phi z'} = \frac{36,563 * (24,4^2 + 12,25^2)}{12} = 2,271,221 \text{ (T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

M_x (T. s ² /m)	M_y (T. s ² /m)	M_z (T. s ² /m)	$M_{\phi x'}$ (T. s ² . m)	$M_{\phi y'}$ (T. s ² . m)	$M_{\phi z'}$ (T. s ² . m)
36.563	36.563	36.563	459.509	1,816.282	2,271.221

Tabla 4.27 Resumen de las características de las masas de la platea.

4.1.7.5. CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y DE LAS CARACTERÍSTICAS DE AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

4.1.7.5.1. MODELO DINÁMICO D.D BARKAN – O.A. SAVINOV

De acuerdo a la tabla 2.1 Asumimos $C_0 = 0,8\text{kg/cm}^3$ (arena arcillosa de baja plasticidad)

Cálculo la magnitud de la presión estática del suelo “ ρ ” para la platea:

$$\rho = \frac{1484380 + 2400 * 24.40 * 12.25 * 0.50}{2440 * 1225} = 0.617 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Por la siguiente fórmula 2.5, se procede a calcular D_0

$$D_0 = \frac{1 - 0.30}{1 - 0.5 * 0.30} (0.8) = 0.659 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

Seguidamente se calcula los coeficientes $C_x, C_z, C_{\phi x}, C_{\phi y}$ por la siguiente fórmula 2.3.

$$C_x = 0.659 \left[1 + \frac{2(24.40 + 12.25)}{1 * 24.40 * 12.25} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.678}{0.2}} = 1.440 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 1,440 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_z = 0.8 \left[1 + \frac{2(24.40 + 12.25)}{1 * 24.40 * 12.25} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.678}{0.2}} = 1.749 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 1,749 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_{\phi x} = 0.8 \left[1 + \frac{2(24.40 + 3 * 12.25)}{1 * 24.40 * 12.25} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.678}{0.2}} = 1.979 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 1,979 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_{\phi y} = 0.8 \left[1 + \frac{2(12.25 + 3 * 24.40)}{1 * 24.40 * 12.25} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.678}{0.2}} = 2.208 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 2,208 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

Por la siguiente fórmula 2.2 se determina los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}$

$$K_x = K_y = 1,440 * 24.40 * 12.25 = 430,563.54 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_z = 1,749 * 24.40 * 12.25 = 522,827.16 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_{\phi x} = 1,979 * \frac{24.40 * 12.25^3}{12} = 7,398,796.16 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\phi y} = 2,208 * \frac{12.25 * 24.40^3}{12} = 32,741,094.07 \text{ (Ton. m)}$$

4.1.7.5.2. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

El coeficiente de compresión elástica uniforme “ b_0 ” se halla con la siguiente fórmula 2.7.

- Si $b_0 = 1.2$ para arenas arcillosas.
- Si $A_{10} = 10 \text{ m}^2$

$$C_z = 1.2 * 2000 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{24.40 * 12.25}} \right) = 2,838.98 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

Luego, por la fórmula 2.8 determinamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme.

$$C_x = 0,7 * 2,838.98 = 1,987.29 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 * 2,838.98 = 5,677.97 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_{\psi z} = 2,838.98 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

A través de la fórmula 2.6 se procede a calcular los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}$

$$K_x = K_y = 1,987.29 * 24.40 * 12.25 = 594,000.54 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_z = 2,838.98 * 24.40 * 12.25 = 848,572.19 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_{\varphi x} = 5,677.97 * \frac{24.40 * 12.25^3}{12} = 21,223,144.16 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\varphi y} = 5,677.97 * \frac{12.25 * 24.40^3}{12} = 84,200,990.29 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\psi z} = 2,838.98 * \left(\frac{12.25 * 24.40^3}{12} + \frac{24.40 * 12.25^3}{12} \right) = 52,712,067.22 \text{ (Ton. m)}$$

Ahora se halla las características de la amortiguación relativa para las vibraciones verticales β_z por la siguiente fórmula 2.9.

$$\beta_z = 2 \sqrt{\frac{2000}{2,838.98 * 11.7}} = 0.491$$

Siendo:

$$p_m = 1 * 1.17 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 11.7 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Por la siguiente formula 2.11 se calcula las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales.

$$\beta_x = 0,6 * 0.491 = 0.294$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0,5 * 0.491 = 0.245$$

$$\beta_{\psi z} = 0,3 * 0.491 = 0.147$$

Ahora, determinamos las características de amortiguamiento por la siguiente fórmula 2.12.

$$B_x = B_y = 2 * 0.294 \sqrt{594,000.54 * 36.563} = 2,744.51 \text{ (Ton. s/m)}$$

$$B_z = 2 * 0.491 \sqrt{848,572.19 * 36.563} = 5,467.19 \text{ (Ton. s/m)}$$

$$B_{\varphi x} = 2 * 0.245 \sqrt{21,223,144.16 * 459.509} = 48,464.37 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\varphi y} = 2 * 0.245 \sqrt{84,200,990.29 * 1,816.282} = 191,920.28 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\psi z} = 2 * 0.147 \sqrt{52,712,067.22 * 2,271.221} = 101,884.14 \text{ (Ton. s. m)}$$

4.1.7.5.3. MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN

Por la siguiente fórmula 2.15 determinamos las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales.

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0.30) * 20000}{(1 + 0.30)(1 - 2 * 0.30) * 1.24}} = 147.075 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{20000}{2(1 + 0.30) * 1.24}} = 78.615 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Por la siguiente fórmula 2.13 se determina los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}$

$$K_x = K_y = \frac{28,8 * 0,12 * 78.615^2}{\sqrt{\pi}(7 - 8 * 0,30)} \cdot \sqrt{24,40 * 12,25} = 46,976,30 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_z = \frac{4 * 0,12 * 78.615^2}{\sqrt{\pi}(1 - 0,30)} \cdot \sqrt{24,40 * 12,25} = 42,875,20 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8,52 * 0,12 * 78.615^2}{\sqrt{\pi}(1 - 0,30)} \cdot \frac{24,40 * 12,25^3}{12} = 1,142,027,72 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8,52 * 0,12 * 78.615^2}{\sqrt{\pi}(1 - 0,30)} \cdot \frac{12,25 * 24,40^3}{12} = 4,530,896,30 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\psi z} = \frac{4 * 0,12 * 78.615^2}{\sqrt{\pi}(1 - 0,30)} \cdot \frac{\left(\frac{24,40 * 12,25^3}{12} + \frac{12,25 * 24,40^3}{12} \right)}{\sqrt{24,40 * 12,25}} = 2,663,344,61 \text{ (Ton. m)}$$

Ahora, se determina por la fórmula 2.14, las características de amortiguamiento.

$$B_x = B_y = \frac{18,24(1 - 0,30) * 0,12 * 78.615}{\pi(7 - 8 * 0,30)} * 24,40 * 12,25 = 2,584,00 \left(\frac{\text{Ton. s}}{\text{m}} \right)$$

$$B_z = \frac{3,4\sqrt{1 - 2 * 0,30} * 0,12 * 147,075}{\pi(1 - 0,30)\sqrt{2(1 - 0,30)}} * 24,40 * 12,25 = 4,521,76 \left(\frac{\text{Ton. s}}{\text{m}} \right)$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1,6\sqrt{1 - 2 * 0,30} * 0,12 * 147,075}{\pi(1 - 0,30)\sqrt{2(1 - 0,30)}} * \frac{24,40 * 12,25^3}{12} = 26,609,67 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1,6\sqrt{1 - 2 * 0,30} * 0,12 * 147,075}{\pi(1 - 0,30)\sqrt{2(1 - 0,30)}} * \frac{12,25 * 24,40^3}{12} = 105,571,58 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\psi z} = \frac{3,4\sqrt{1 - 2 * 0,30} * 0,12 * 147,075}{\pi(1 - 0,30)\sqrt{2(1 - 0,30)}} * \left(\frac{24,40 * 12,25^3}{12} + \frac{12,25 * 24,40^3}{12} \right) = 280,885,17 \text{ (Ton. s. m)}$$

4.1.7.5.4. MODELO DINÁMICO N.G. SHARIYA.

Por la tabla 2.2 se determina mediante interpolación, los valores de λ y χ , para la relación de lados.

Tenemos:

$$\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{24.40}{12.25} = 1.992$$

$$\lambda = 0.860$$

$$\chi = 0.295$$

De esta manera, por la siguiente fórmula 2.16 se halla los coeficientes de rigidez

$K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\psi z}$

$$K_x = K_y = \frac{0.12 * 78.615^2}{0.860(1 - 0.30^2)} \sqrt{24.40 * 12.25} = 16,990.22 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_z = \frac{(1 - 2 * 0.30) * 0.12 * 147.075^2}{0.860(1 - 0.30)^2} \sqrt{24.40 * 12.25} = 44,174.57 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_{\phi x} = \frac{(1 - 2 * 0.30) * 0.12 * 147.075^2}{0.295(1 - 0.30)^2} * \frac{24.40 * 12.25^3}{12 \sqrt{24.40 * 12.25}} = 1,608,322.72 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\phi y} = \frac{(1 - 2 * 0.30) * 0.12 * 147.075^2}{0.295(1 - 0.30)^2} * \frac{12.25 * 24.40^3}{12 \sqrt{24.40 * 12.25}} = 6,380.881.40 \text{ (Ton. m)}$$

$$K_{\psi z} = \frac{(1 - 2 * 0.30) * 0.12 * 147.075^2}{0.295(1 - 0.30)^2} * \frac{\left(\frac{24.40 * 12.25^3}{12} + \frac{12.25 * 24.40^3}{12} \right)}{\sqrt{24.40 * 12.25}} = 7,989,204.13 \text{ (Ton. m)}$$

Ahora, por la siguiente fórmula 2.17 se determina las características de amortiguamiento.

$$B_x = B_y = 0.12 * 78.615 * 24.40 * 12.25 = 2,924.67 \left(\frac{\text{Ton. s}}{\text{m}} \right)$$

$$B_z = 0.12 * 147.075 * 24.40 * 12.25 = 5,471.57 \left(\frac{\text{Ton. s}}{\text{m}} \right)$$

$$B_{\phi x} = 0.12 * 147.075 * \frac{24.40 * 12.25^3}{12} = 68,423.06 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\phi y} = 0.12 * 147.075 * \frac{12.25 * 24.40^3}{12} = 271,462.59 \text{ (Ton. s. m)}$$

$$B_{\psi z} = 0.12 * 147.075 * \left(\frac{24.40 * 12.25^3}{12} + \frac{12.25 * 24.40^3}{12} \right)$$

$$B_{\psi z} = 339,885.66 \text{ (Ton. s. m)}$$

En las siguientes tablas 4.36. y 4.37. se muestran los coeficientes de rigidez y características de amortiguamiento para los cuatro modelos dinámicos.

MODELO DINÁMICO	K_x (Ton/m)	K_y (Ton/m)	K_z (Ton/m)	$K_{\varphi x}$ (Ton. m)	$K_{\varphi y}$ (Ton. m)	$K_{\psi z}$ (Ton. m)
BARKAN	430,563.54	430,563.54	522,827.16	7,398,796.16	32,741,094.07	-
NORMA RUSA	594,000.54	594,000.54	848,572.19	21,223,144.16	84,200,990.29	52,712,067.22
SARGSIAN	46,976.30	46,976.30	42,875.20	1,142,027.72	4,530,896.30	2,663,344.61
SHARIYA	16,990.22	16,990.22	44,174.57	1,608,322.72	6,380,881.40	7,989,204.13

Tabla 4.28 Resumen de los coeficientes de rigidez.

MODELO DINÁMICO	B_x (Ton. s/m)	B_y (Ton. s/m)	B_z (Ton. s/m)	$B_{\varphi x}$ (Ton. s. m)	$B_{\varphi y}$ (Ton. s. m)	$B_{\psi z}$ (Ton. s. m)
NORMA RUSA	2,744.51	2,744.51	5,467.19	48,464.37	191,920.28	101,884.14
SARGSIAN	2,584.00	2,584.00	4,521.76	26,609.67	105,571.58	280,885.17
SHARIYA	2,924.67	2,924.67	5,471.57	68,423.06	271,462.59	339,885.66

Tabla 4.29 Resumen de las características de amortiguamiento.

4.1.7.6. INGRESO DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

Graficamos mediante un punto el centro de masa de la platea y le asignamos mediante. Assign –Joint – Masses.

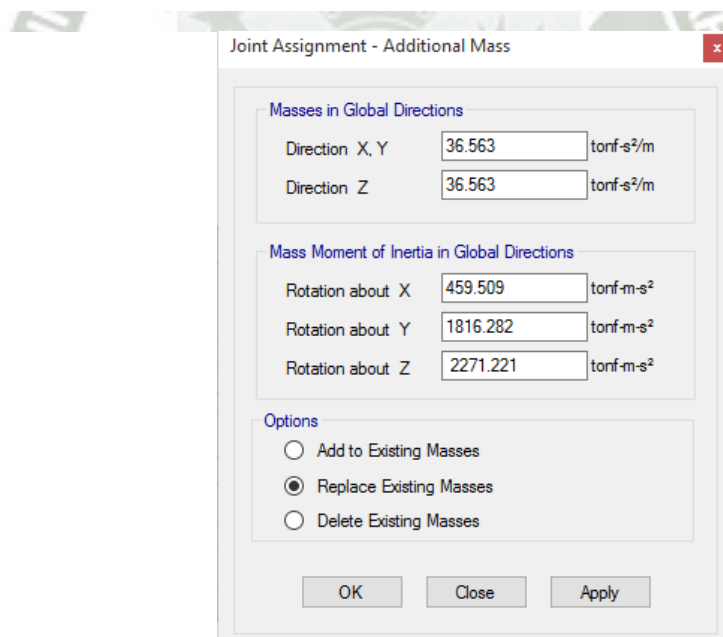


Figura 4.40 Asignación de masas y momentos de inercia.

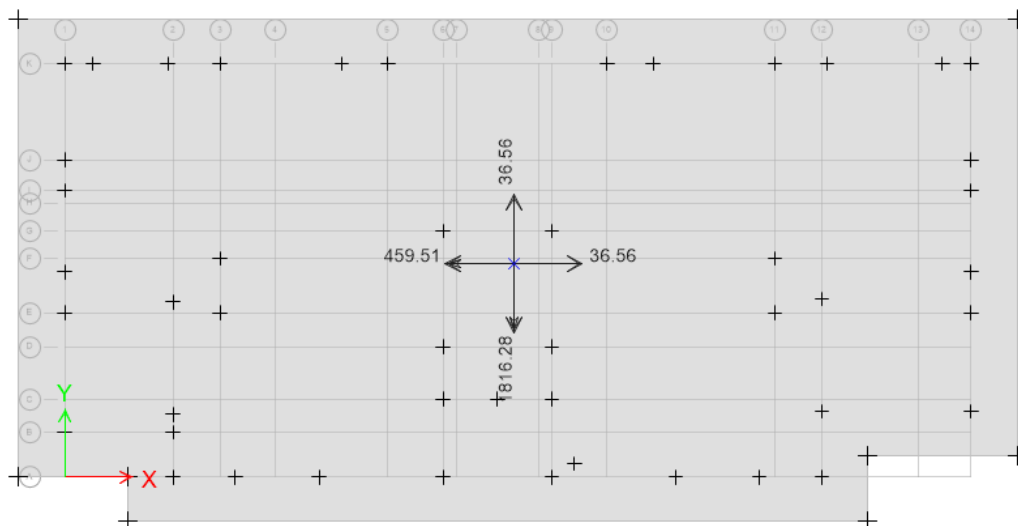


Figura 4.41 Se muestra la asignación de masas y momentos de inercia en el Etabs.

4.1.7.7. ASIGNACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS CUATRO MODELOS DINÁMICOS AL PROGRAMA ETABS

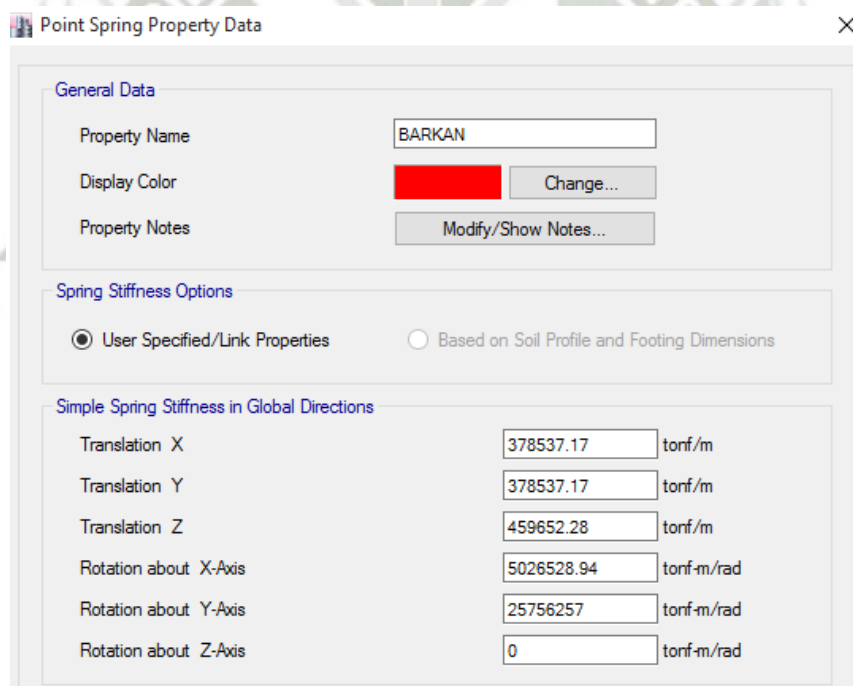


Figura 4.42 Asignación de los coeficientes de rigidez de Barkan.

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: NORMA RUSA

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X	494717.65	tonf/m
Translation Y	494717.65	tonf/m
Translation Z	706739.5	tonf/m
Rotation about X-Axis	13586784	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	61285635	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	37436209	tonf-m/rad

Figura 4.43 Asignación de los coeficientes de rigidez de la Norma Rusa.

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: SARGSIAN

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X	42528.56	tonf/m
Translation Y	42528.56	tonf/m
Translation Z	38815.75	tonf/m
Rotation about X-Axis	794721.31	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	3584733.43	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	2056082.04	tonf-m/rad

Figura 4.44 Asignación de los coeficientes de rigidez de Sargsian.

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: SHARIYA

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X	15420.3	tonf/m
Translation Y	15420.3	tonf-m
Translation Z	40092.77	tonf-m
Rotation about X-Axis	1148122.47	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	5178812.93	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	6326935.39	tonf-m/rad

Figura 4.45 Asignación de los coeficientes de rigidez de Shariya.

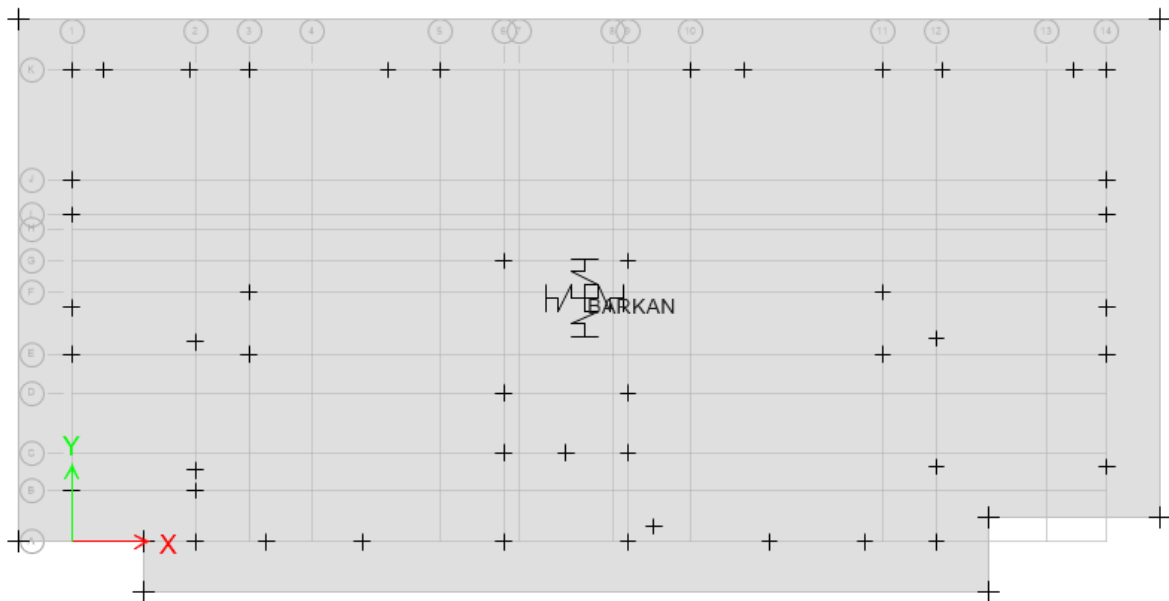


Figura 4.46 Se muestra la asignación de los coeficientes de rigidez en el etabs.

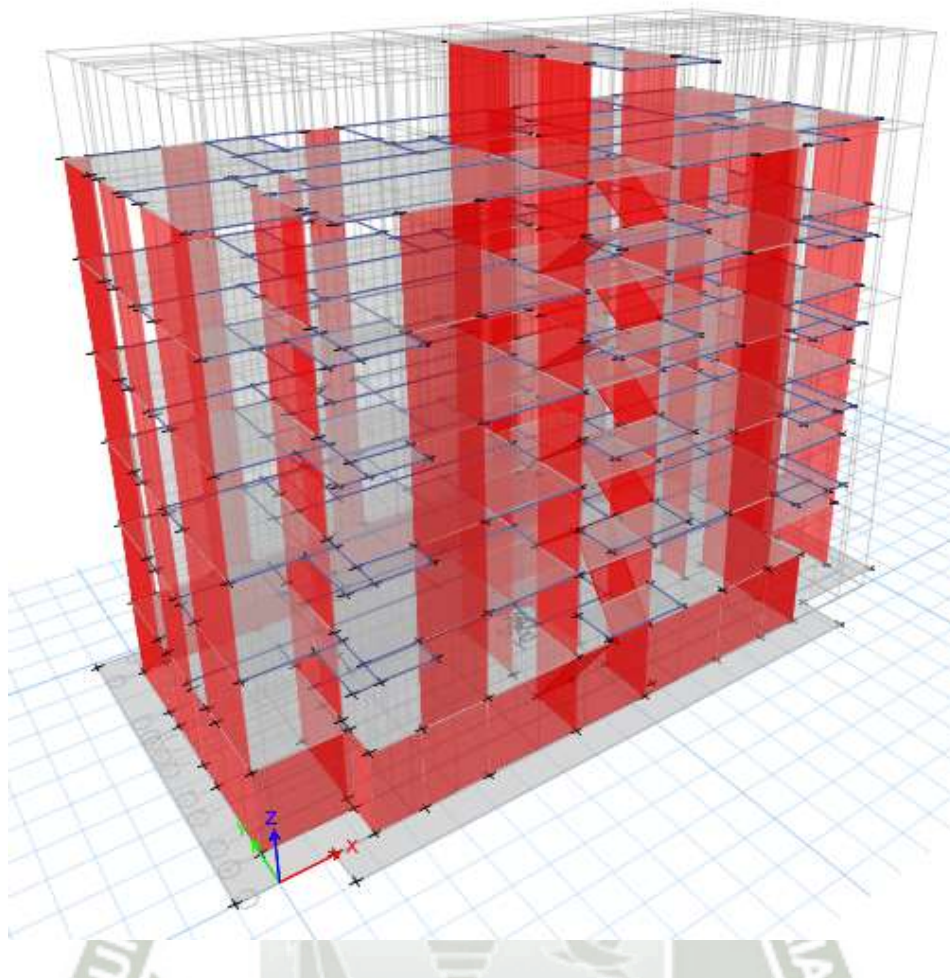


Figura 4.47 Modelo 3D con platea de cimentación, análisis Interacción Suelo - Estructura.

CAPITULO V

COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL EMPOTRADO Y CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE

5.1 COMPARACIÓN DE PERIODO

Modo	Modelo Empotrado	Modelo Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo Sargsian	Modelo Shariya
1	0.329	0.416	0.370	0.868	0.893
2	0.247	0.391	0.336	0.629	0.761
3	0.194	0.232	0.230	0.416	0.411
4	0.143	0.144	0.144	0.266	0.349
5	0.143	0.143	0.143	0.252	0.317
6	0.131	0.134	0.132	0.237	0.236
7	0.128	0.131	0.128	0.166	0.163
8	0.122	0.126	0.112	0.143	0.143
9	0.116	0.124	0.110	0.143	0.143
10	0.111	0.105	0.096	0.131	0.131
11	0.090	0.098	0.092	0.127	0.127
12	0.087	0.086	0.083	0.090	0.090
13	0.077	0.079	0.078	0.081	0.081
14	0.070	0.073	0.074	0.078	0.078
15	0.063	0.069	0.066	0.075	0.075
16	0.056	0.065	0.057	0.065	0.064
17	0.050	0.059	0.056	0.059	0.058
18	0.035	0.049	0.046	0.051	0.050
19	0.030	0.047	0.045	0.050	0.048
20	0.017	0.029	0.028	0.030	0.030
21	0.017	0.026	0.025	0.026	0.027

Tabla 5.1 Comparación de los periodos de los diferentes modos de vibración.

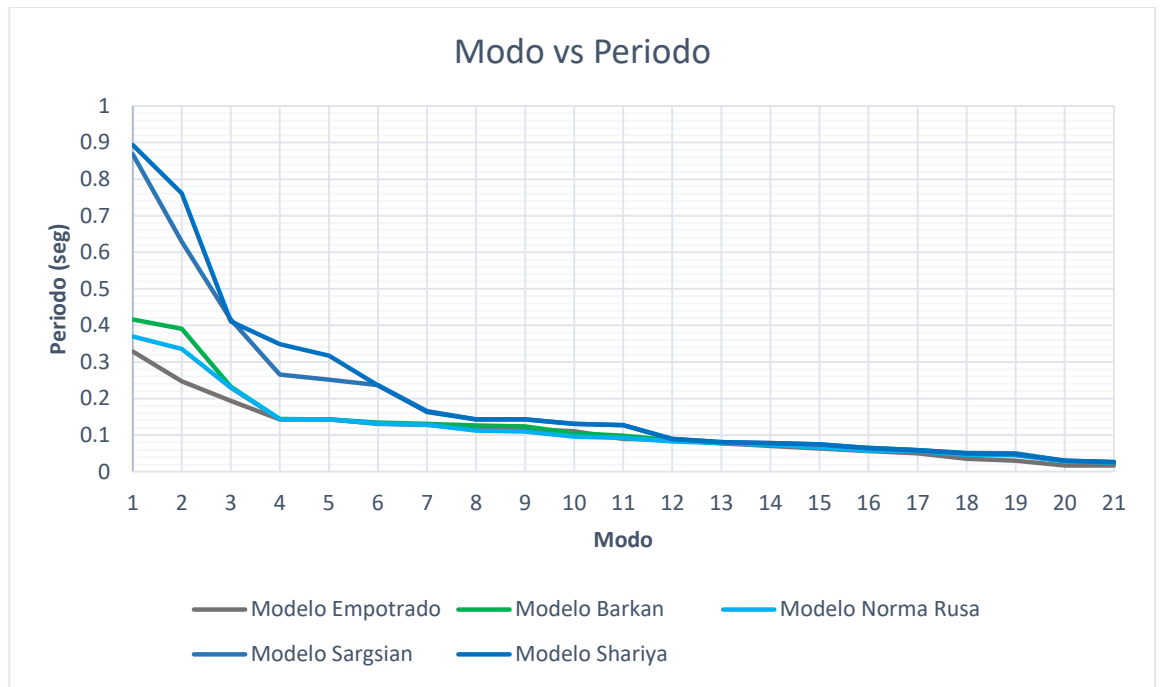


Figura 5.1 Comparación de los periodos de los diferentes modos de vibración.

5.2 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO BARKAN

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Rx=6	Ry=6
				DriftX Inelástico	DriftY Inelástico
				0.75*Rx	0.75*Ry
STORY7	DINXX Max	X	0.000893	0.00402	
STORY7	DINYY Max	Y	0.000636		0.00286
STORY6	DINXX Max	X	0.000732	0.00329	
STORY6	DINYY Max	Y	0.000782		0.00352
STORY5	DINXX Max	X	0.000767	0.00345	
STORY5	DINYY Max	Y	0.000809		0.00364
STORY4	DINXX Max	X	0.000758	0.00341	
STORY4	DINYY Max	Y	0.000801		0.00360
STORY3	DINXX Max	X	0.000685	0.00308	
STORY3	DINYY Max	Y	0.000735		0.00331
STORY2	DINXX Max	X	0.000454	0.00204	
STORY2	DINYY Max	Y	0.000581		0.00261
STORY1	DINXX Max	X	0.000173	0.00078	
STORY1	DINYY Max	Y	0.000433		0.00195

Tabla 5.2 Derivas de entrepiso del modelo dinámico Barkan.

Como resultado se obtiene que la distorsión elástica máxima en la dirección XX es de 0.000893 y en la dirección YY es de 0.000809, que multiplicado por $(3/4R)$ con un $R=6$ se tiene una distorsión inelástica en la dirección XX de 0.00402 y en la dirección YY de 0.00364 siendo estas menores al máximo permisible (0.0007)

5.3 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO NORMA RUSA

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Rx=6	Ry=6
				DriftX Inelástico	DriftY Inelástico
				0.75*Rx	0.75*Ry
STORY7	DINXX Max	X	0.000887	0.00399	
STORY7	DINYY Max	Y	0.000425		0.00191
STORY6	DINXX Max	X	0.000695	0.00313	
STORY6	DINYY Max	Y	0.000579		0.00261
STORY5	DINXX Max	X	0.000728	0.00328	
STORY5	DINYY Max	Y	0.000608		0.00274
STORY4	DINXX Max	X	0.000719	0.00324	
STORY4	DINYY Max	Y	0.000602		0.00271
STORY3	DINXX Max	X	0.000648	0.00292	
STORY3	DINYY Max	Y	0.00054		0.00243
STORY2	DINXX Max	X	0.000411	0.00185	
STORY2	DINYY Max	Y	0.000383		0.00172
STORY1	DINXX Max	X	0.00013	0.00059	
STORY1	DINYY Max	Y	0.000229		0.00103

Tabla 5.3 Derivas de entrepiso del modelo dinámico Norma Rusa.

Como resultado tenemos que la distorsión elástica máxima en la dirección XX es de 0.000887 y en la dirección YY es de 0.000608, que multiplicado por $(3/4R)$ con un $R=6$ se tiene una distorsión inelástica en la dirección XX de 0.00399 y en la dirección YY de 0.00274 siendo estas menores al máximo permisible (0.0007).

5.4 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO SARGSIAN

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Rx=6	Ry=6
				DriftX Inelástico	DriftY Inelástico
				0.75*Rx	0.75*Ry
STORY7	DINXX Max	X	0.001374	0.00618	
STORY7	DINYY Max	Y	0.002508		0.01129
STORY6	DINXX Max	X	0.001303	0.00586	
STORY6	DINYY Max	Y	0.002612		0.01175
STORY5	DINXX Max	X	0.001351	0.00608	
STORY5	DINYY Max	Y	0.002641		0.01188
STORY4	DINXX Max	X	0.001358	0.00611	
STORY4	DINYY Max	Y	0.002643		0.01189
STORY3	DINXX Max	X	0.001297	0.00584	
STORY3	DINYY Max	Y	0.002592		0.01166
STORY2	DINXX Max	X	0.001061	0.00477	
STORY2	DINYY Max	Y	0.002451		0.01103
STORY1	DINXX Max	X	0.000784	0.00353	
STORY1	DINYY Max	Y	0.002308		0.01039

Tabla 5.4 Derivas de entrepiso del modelo dinámico Sargsian.

Como resultado tenemos que la distorsión elástica máxima en la dirección XX es de 0.001374 y en la dirección YY es de 0.002643, que multiplicado por $(3/4R)$ con un $R=6$ se tiene una distorsión inelástica en la dirección XX de 0.00618 y en la dirección YY de 0.01189 siendo estas mayores al máximo permisible (0.0007).

5.5 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO EN EL MODELO DINÁMICO SHARIYA

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Rx=6	Ry=6
				DriftX Inelástico	DriftY Inelástico
				0.75*Rx	0.75*Ry
STORY7	DINXX Max	X	0.001184	0.00533	
STORY7	DINYY Max	Y	0.002067		0.00930
STORY6	DINXX Max	X	0.001129	0.00508	
STORY6	DINYY Max	Y	0.002182		0.00982
STORY5	DINXX Max	X	0.001186	0.00534	
STORY5	DINYY Max	Y	0.002216		0.00997
STORY4	DINXX Max	X	0.001206	0.00543	
STORY4	DINYY Max	Y	0.002223		0.01000
STORY3	DINXX Max	X	0.001156	0.00520	
STORY3	DINYY Max	Y	0.002174		0.00978
STORY2	DINXX Max	X	0.000903	0.00406	
STORY2	DINYY Max	Y	0.00202		0.00909
STORY1	DINXX Max	X	0.000581	0.00261	
STORY1	DINYY Max	Y	0.00186		0.00837

Tabla 5.5 Derivas de entrepiso del modelo dinámico Shariya.

Como resultado tenemos que la distorsión elástica máxima en la dirección XX es de 0.001947 y en la dirección YY es de 0.003168, que multiplicado por (3/4R) con un R=6 se tiene una distorsión inelástica en la dirección XX de 0.00876 y en la dirección YY de 0.01426 siendo estas mayores al máximo permisible (0.0007).

5.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X-X

Piso	Desplazamiento de entrepiso (m) - Dirección XX				
	Empotrado	Barkan	Norma Rusa	Sargsian	Shariya
1	0.000075	0.000767	0.000518	0.007029	0.018963
2	0.0009	0.001797	0.001433	0.009433	0.025653
3	0.002353	0.003484	0.003001	0.012505	0.030815
4	0.003971	0.005315	0.004727	0.015724	0.026578
5	0.005572	0.007108	0.006405	0.01902	0.029525
6	0.007112	0.008897	0.008091	0.022345	0.032321
7	0.00899	0.011104	0.010241	0.025864	0.035259

Tabla 5.6 Comparación de desplazamiento de entrepiso de los cuatro modelos.

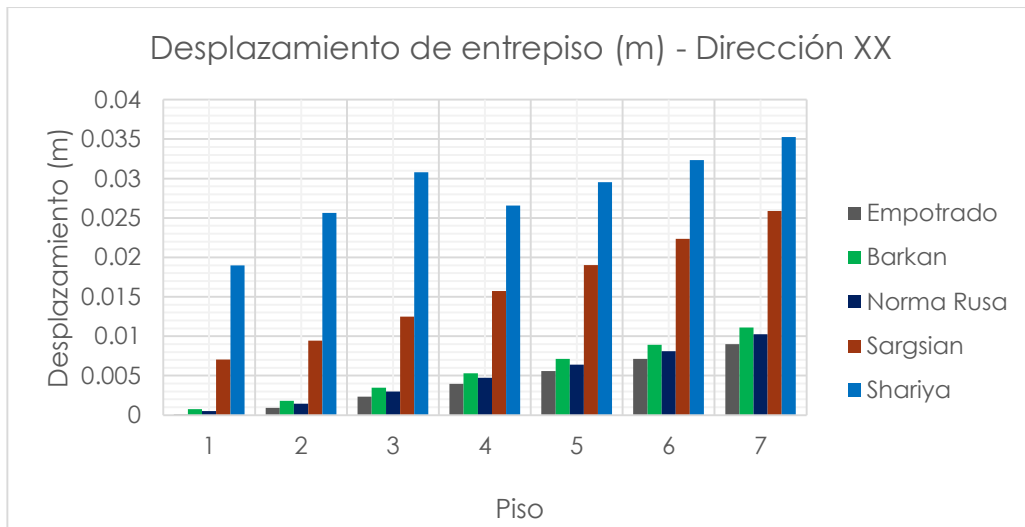


Figura 5.2 Desplazamiento de entrepiso en la dirección XX

5.7 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Piso	Desplazamiento de entrepiso (m) - Dirección YY				
	Empotrado	Barkan	Norma Rusa	Sargsian	Shariya
1	0.000123	0.001458	0.000786	0.010686	0.020897
2	0.000686	0.002827	0.001623	0.016767	0.025653
3	0.00168	0.003484	0.002871	0.023257	0.030815
4	0.002825	0.006482	0.004242	0.029879	0.036278
5	0.003947	0.008375	0.005601	0.036713	0.042002
6	0.005032	0.010275	0.006964	0.043578	0.043578
7	0.003834	0.010633	0.006683	0.049324	0.052083

Tabla 5.7 Comparación del desplazamiento de entrepiso en la dirección YY.

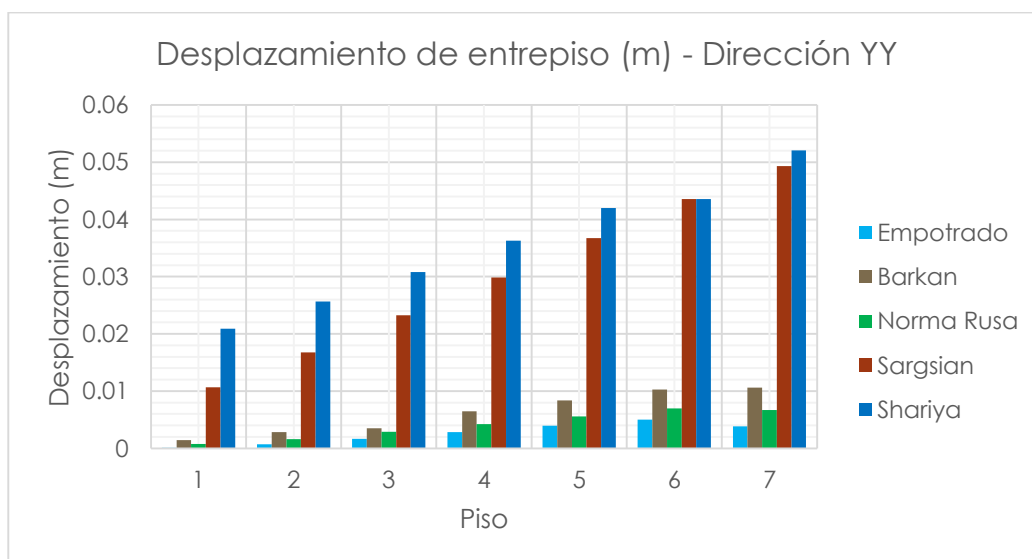


Figura 5.3 Desplazamiento de entrepiso en la dirección YY, de los cuatro modelos.

5.8 ANÁLISIS COMPARATIVO DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

5.8.1 SISMO EN X-X

Pisos	Estructura Empotrada	Estructura ISE Norma Rusa	Estructura ISE Barkan
1	0.075	0.518	0.767
2	0.9	1.433	1.797
3	2.352	3.001	3.484
4	3.972	4.727	5.315
5	5.571	6.405	7.108
6	7.108	8.091	8.897
7	8.967	10.241	11.104

Tabla 5.8 Comparación del desplazamiento laterales sismo XX.

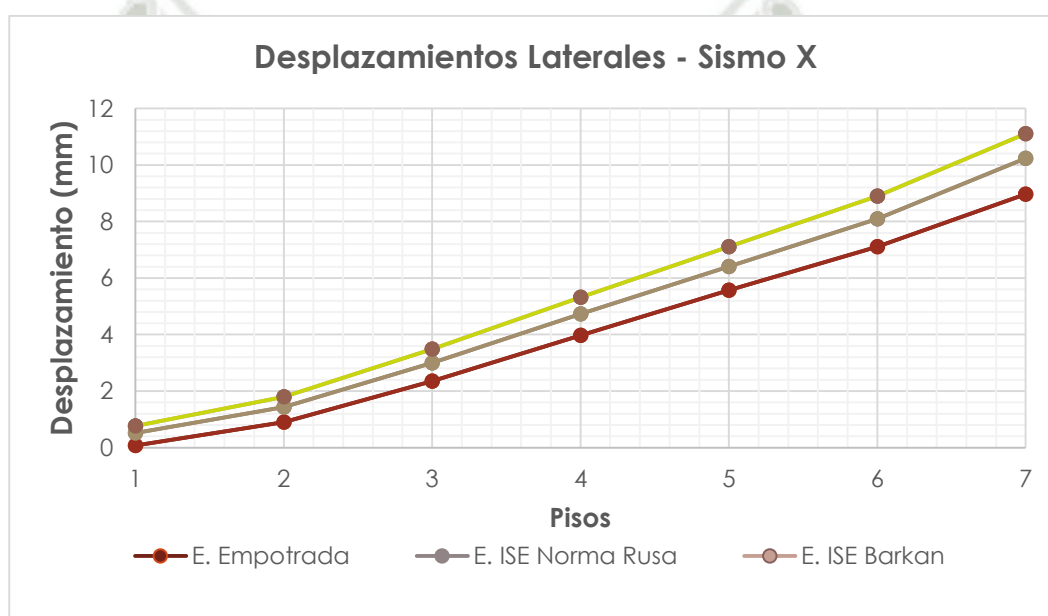


Figura 5.4 Desplazamiento laterales sismo XX, norma rusa y Barkan

5.8.2 SISMO EN Y-Y

Pisos	Estructura empotrada	Estructura ISE Norma Rusa	Estructura ISE Barkan
1	0.123	0.786	1.458
2	0.687	1.623	2.827
3	1.683	4.59	4.59
4	2.826	4.242	6.482
5	3.945	5.601	8.375
6	5.034	6.964	10.275
7	3.833	6.683	10.633

Tabla 5.8 Comparación del desplazamiento laterales sismo YY.

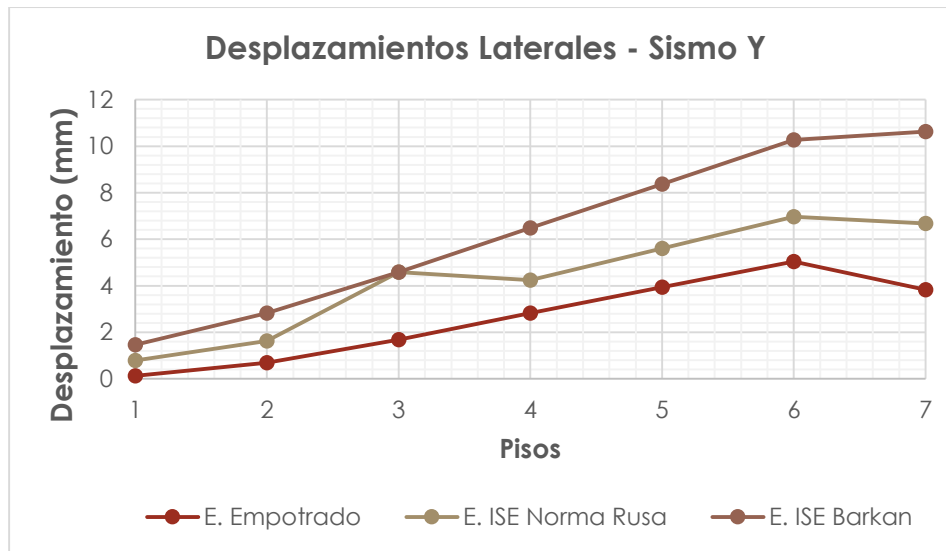


Figura 5.5 Desplazamiento laterales sismo YY, norma rusa y Barkan

5.9 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO Δ_i/h_{ei} - DIREC. XX

Piso	Deriva de entrepiso Δ_i/h_{ei} - Dirección XX				
	Empotrado	Barkan	Norma Rusa	Sargsian	Shariya
1	0.00013	0.00078	0.00059	0.00353	0.00261
2	0.00138	0.00204	0.00185	0.00477	0.00406
3	0.00243	0.00308	0.00308	0.00584	0.0052
4	0.00274	0.00341	0.00341	0.00611	0.00543
5	0.00278	0.00345	0.00328	0.00328	0.00534
6	0.00261	0.00329	0.00313	0.00313	0.00508
7	0.00321	0.00402	0.00399	0.00618	0.00533

Tabla 5.9 Comparación de derivas de entrepiso dirección XX.

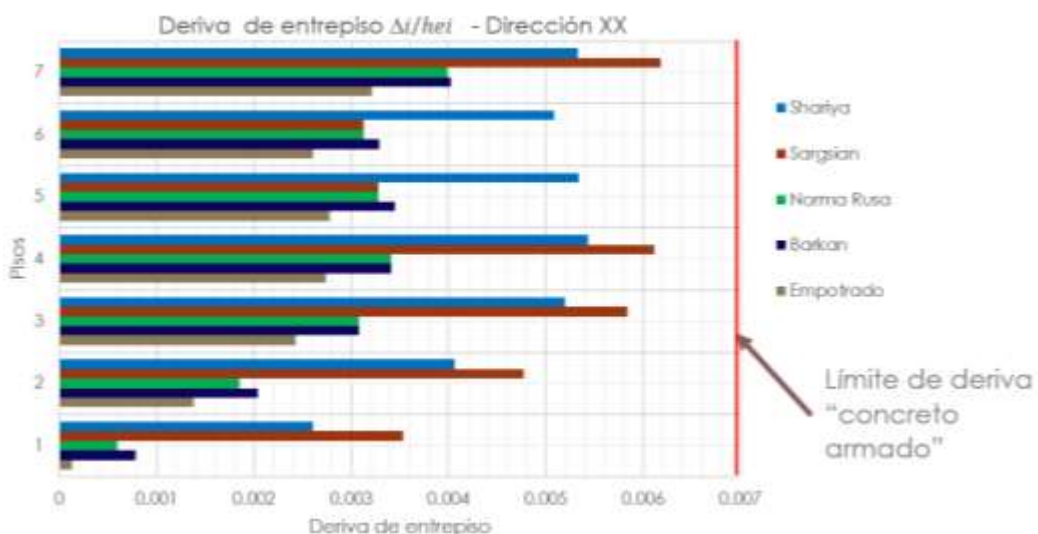


Figura 5.6 Deriva de entrepiso en la dirección XX.

5.10 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO Δ_i/h_{ei} - DIREC. YY

Piso	Deriva de entrepiso - Dirección YY				
	Empotrado	Barkan	Norma Rusa	Sargsian	Shariya
1	0.00021	0.00195	0.00103	0.01039	0.00837
2	0.00095	0.00261	0.00172	0.01103	0.00909
3	0.00167	0.00331	0.00243	0.01166	0.00978
4	0.00194	0.0036	0.00271	0.01189	0.01
5	0.00196	0.00364	0.00274	0.01188	0.00997
6	0.00184	0.00352	0.00261	0.01175	0.00982
7	0.00104	0.00286	0.00191	0.01129	0.0093

Tabla 5.10 Comparación de derivas de entrepiso dirección YY.

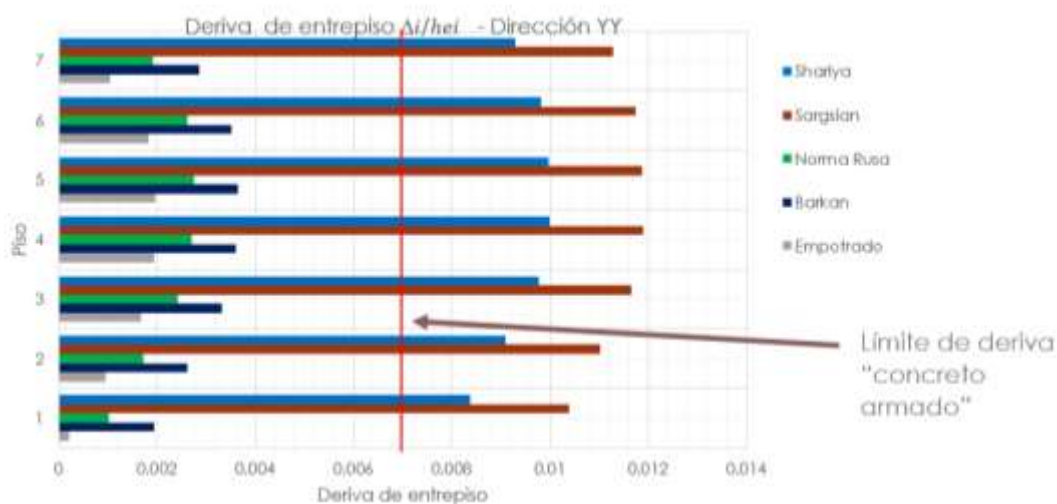


Figura 5.7 Deriva de entrepiso en la dirección YY.

5.11 FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS.

Fuerza interna	Modelo Empotrado			
	Sismo X		Sismo Y	
N_{max}	7.209	Ton	11.631	Ton
V_{max}	171.110	Ton	161.139	Ton
M_{max}	1984.560	Ton.m	1874.608	Ton.m

Tabla 5.11 Fuerzas internas máximas modelo empotrado para sismo X y Y.

Fuerza interna	Modelo Barkan			
	Sismo X		Sismo Y	
N_{max}	144.628	Ton	145.728	Ton
V_{max}	230.964	Ton	234.109	Ton
M_{max}	2943.113	Ton.m	2426.093	Ton.m

Tabla 5.12 Fuerzas internas máximas modelo Barkan para sismo X y Y.

Fuerza interna	Modelo Norma Rusa			
	Sismo X		Sismo Y	
N_{max}	164.304	Ton	159.202	Ton
V_{max}	220.599	Ton	223.659	Ton
M_{max}	3179.795	Ton.m	2404.591	Ton.m

Tabla 5.13 Fuerzas internas máximas modelo Norma Rusa para sismo X y Y.

Fuerza interna	Modelo Sargsian			
	Sismo X		Sismo Y	
N_{max}	210.744	Ton	211.663	Ton
V_{max}	258.061	Ton	254.125	Ton
M_{max}	3807.187	Ton.m	2711.939	Ton.m

Tabla 5.14 Fuerzas internas máximas modelo Sargsian para sismo X y Y.

Fuerza interna	Modelo Shariya			
	Sismo X		Sismo Y	
N_{max}	208.545	Ton	210.988	Ton
V_{max}	300.364	Ton	210.988	Ton
M_{max}	3698.449	Ton.m	2953.673	Ton.m

Tabla 5.15 Fuerzas internas máximas modelo Shariya para sismo X y Y.

5.12 COMPARACIÓN DE FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS

5.12.1 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN X-X

Fuerza Interna	Tipo	(tonf)	% variación cortante
Base	Empotrado	171.110	100%
Base	Barkan	230.964	135%
Base	Norma Rusa	220.599	129%
Base	Sargsian	258.061	151%
Base	shariya	300.364	176%

Tabla 5.16 comparación de fuerzas cortantes por sismo en x-x

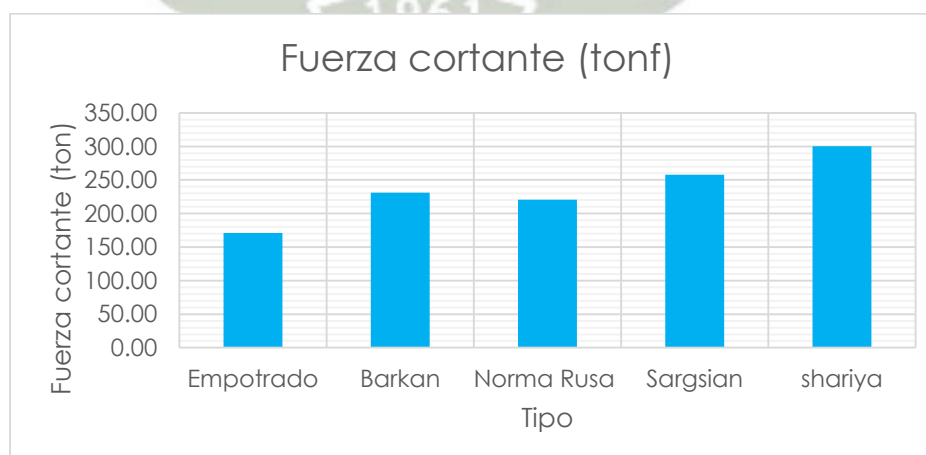


Figura 5.8 Comparación de las fuerzas cortantes para los cuatro modelos.

5.12.2 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN Y-Y

Fuerza Interna	Tipo	(tonf)	% variacion cortante
Base	Empotrado	161.139	100%
Base	Barkan	234.109	145%
Base	Norma Rusa	223.659	139%
Base	Sargsian	254.125	158%
Base	shariya	210.988	131%

Tabla 5.17 comparación de fuerzas cortantes por sismo en YY

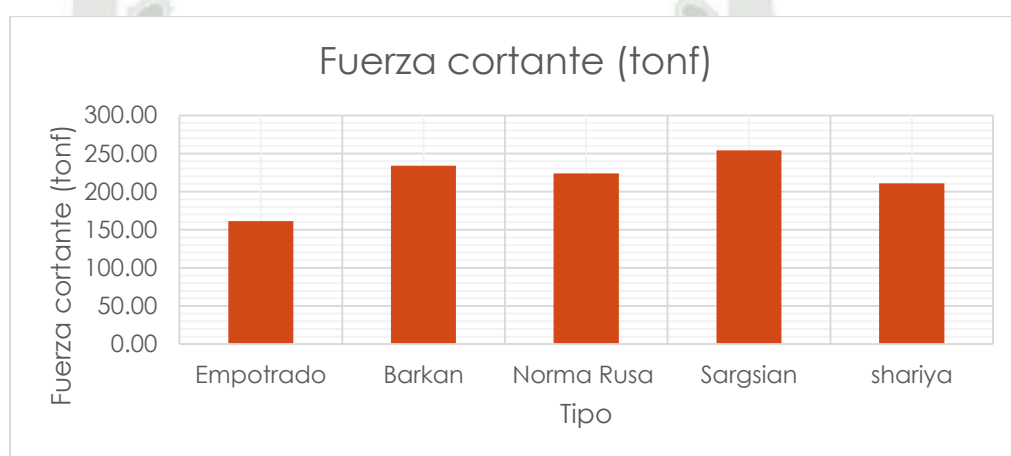


Figura 5.9 Comparación de las fuerzas cortantes para los cuatro modelos, sismo YY.

5.12.3 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN X-X

Fuerza Interna	Tipo	Tonf.m	% variacion cortante
Base	Empotrado	1,984.560	100%
Base	Barkan	3,179.795	160%
Base	Norma Rusa	3,807.187	192%
Base	Sargsian	3,698.449	186%
Base	shariya	3,698.449	186%

Tabla 5.18 comparación de momentos flectores por sismo en XX.

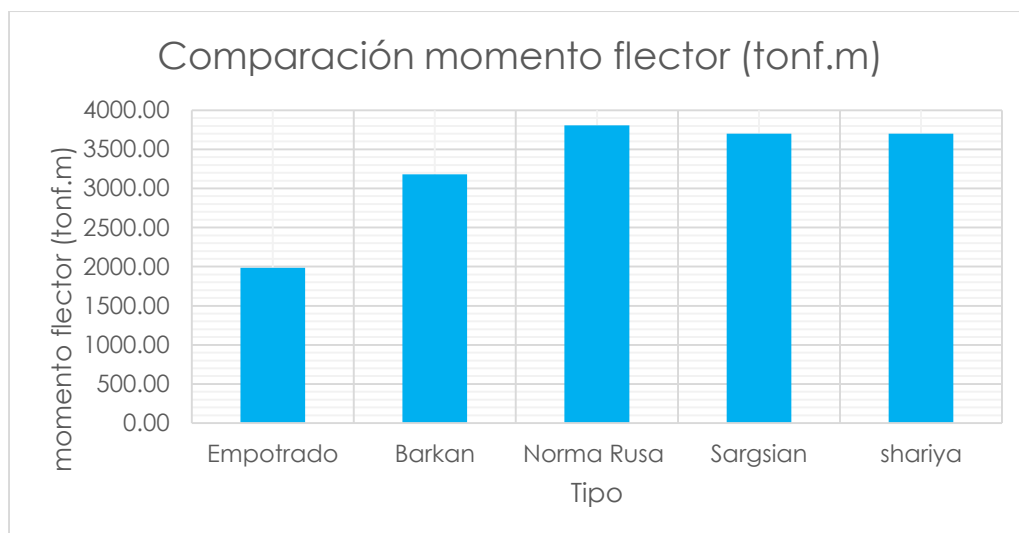


Figura 5.10 Comparación de momentos flectores los cuatro modelos, sismo XX.

5.12.4 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN Y-Y

Fuerza Interna	Tipo	Tonf.m	% variacion cortante
Base	Empotrado	1,874.608	100%
Base	Barkan	2,426.093	129%
Base	Norma Rusa	2,404.591	128%
Base	Sargsian	2,711.939	145%
Base	shariya	2,953.673	158%

Tabla 5.19 comparación de momentos flectores por sismo en YY.

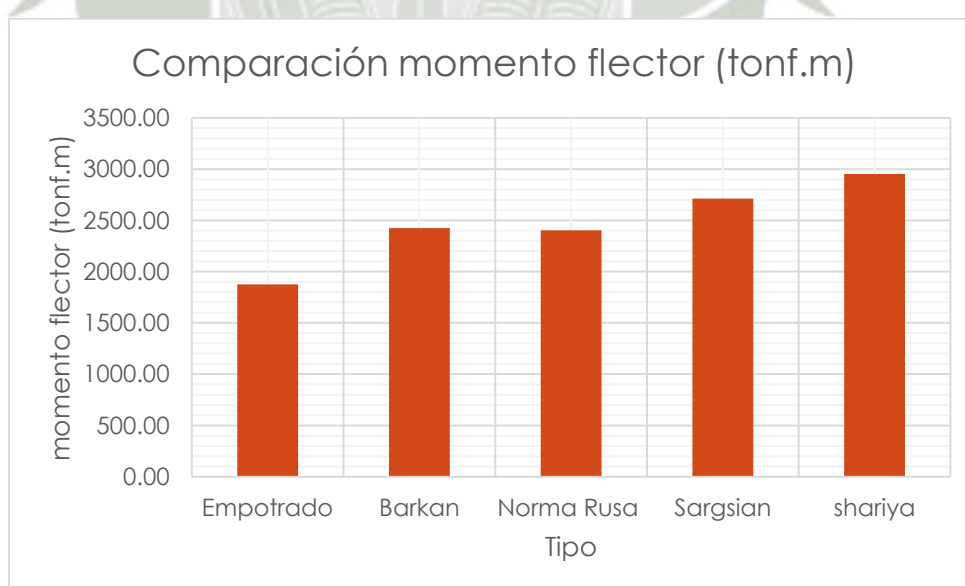


Figura 5.11 Comparación de momentos flectores los cuatro modelos, sismo YY.

CAPITULO VI
DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1. RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICO EMPOTRANDO LA BASE

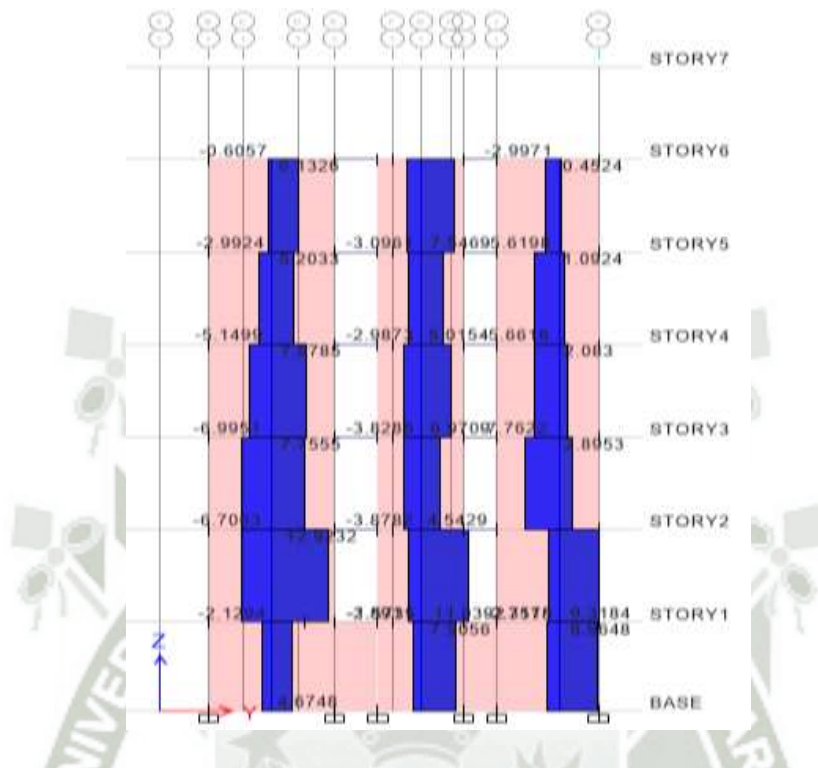


Figura 6.1 Envoltente de D.F.C en placas eje “1”

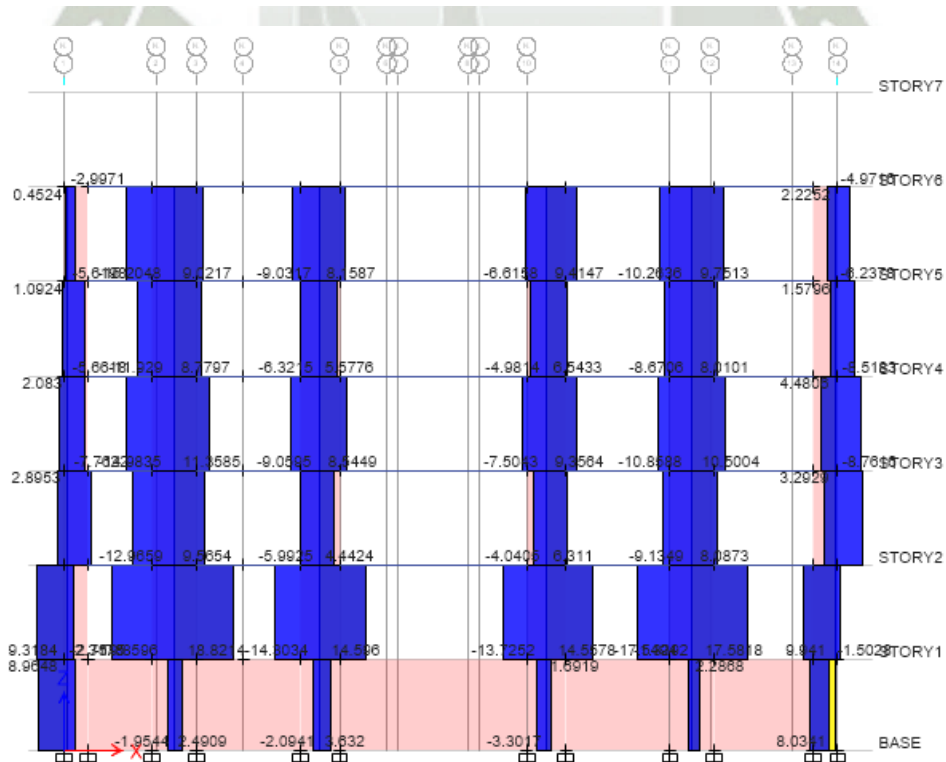


Figura 6.2 Envoltente de D.F.C en placas eje “k”

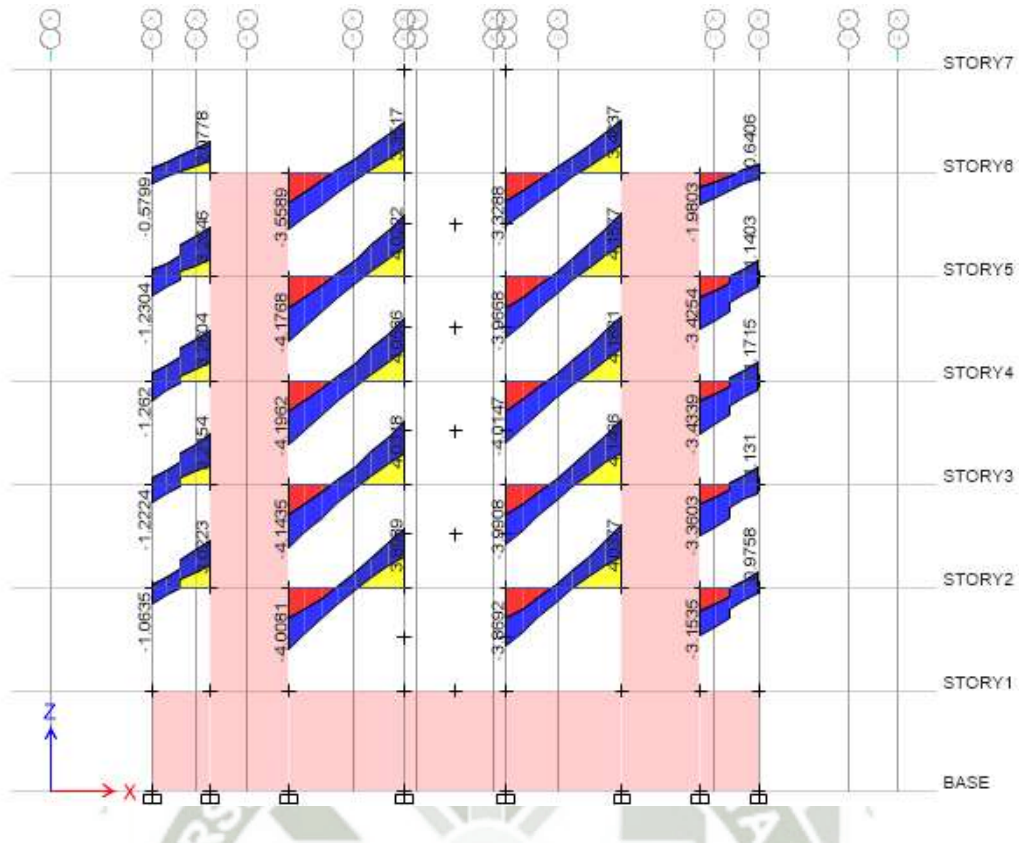


Figura 6.3 envoltente D.F.C en vigas eje “A”

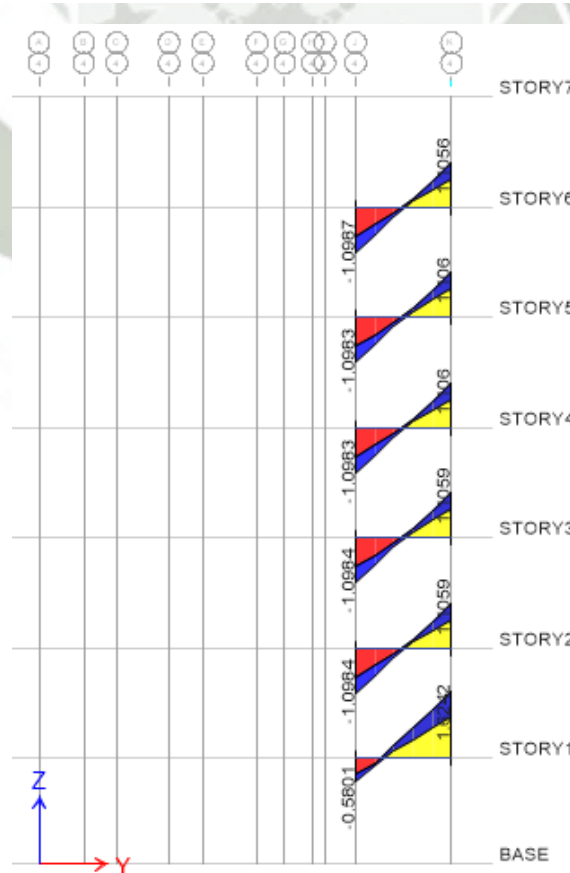


Figura 6.4 Envoltente D.F.C en vigas eje “4”

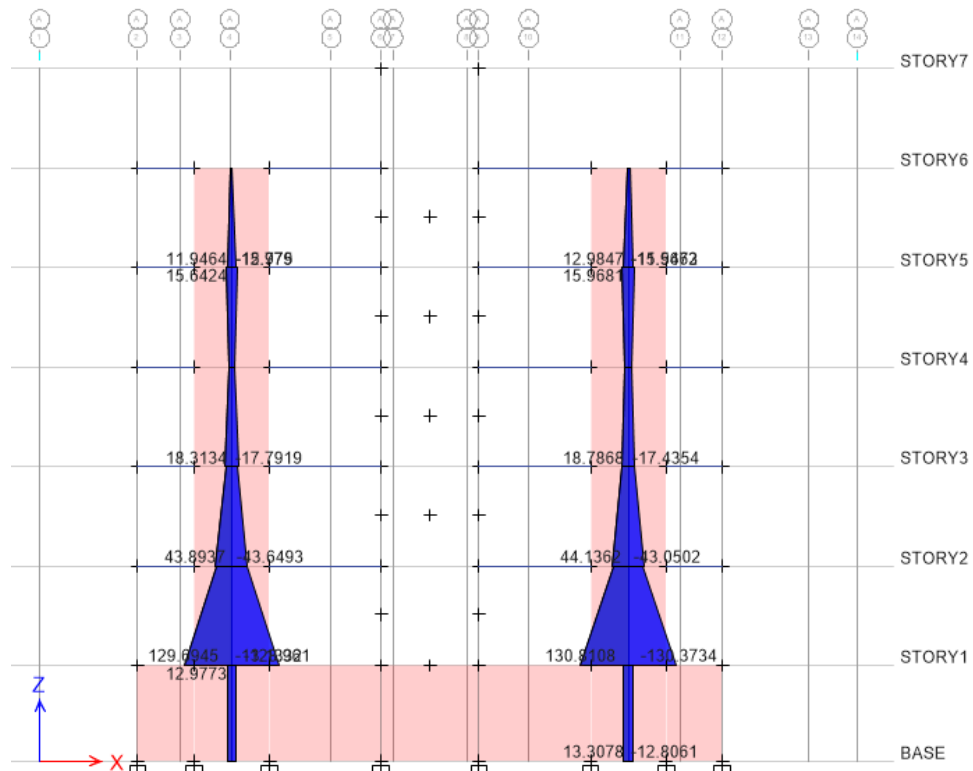


Figura 6.5 Envoltura D.M.F en placas eje "A"

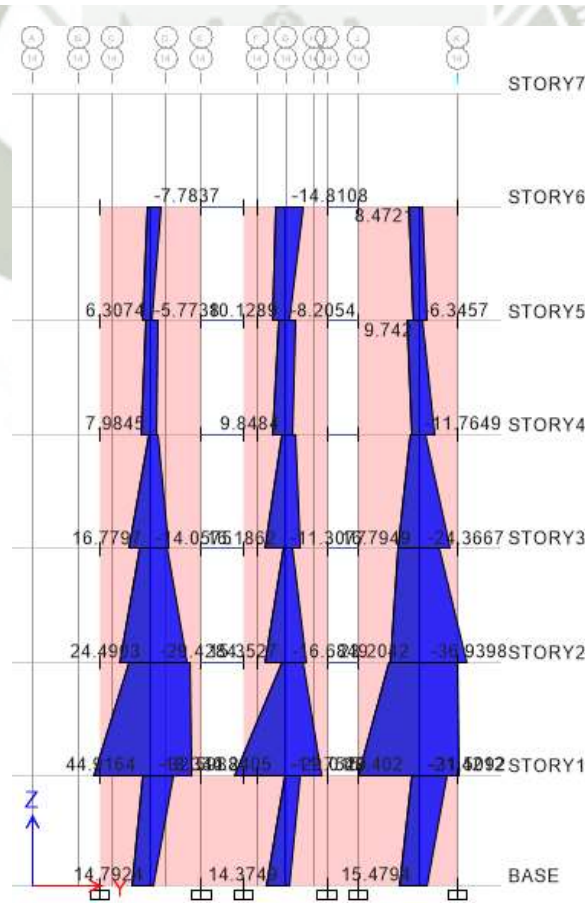


Figura 6.6 Envoltura D.M.F en placas eje "14"

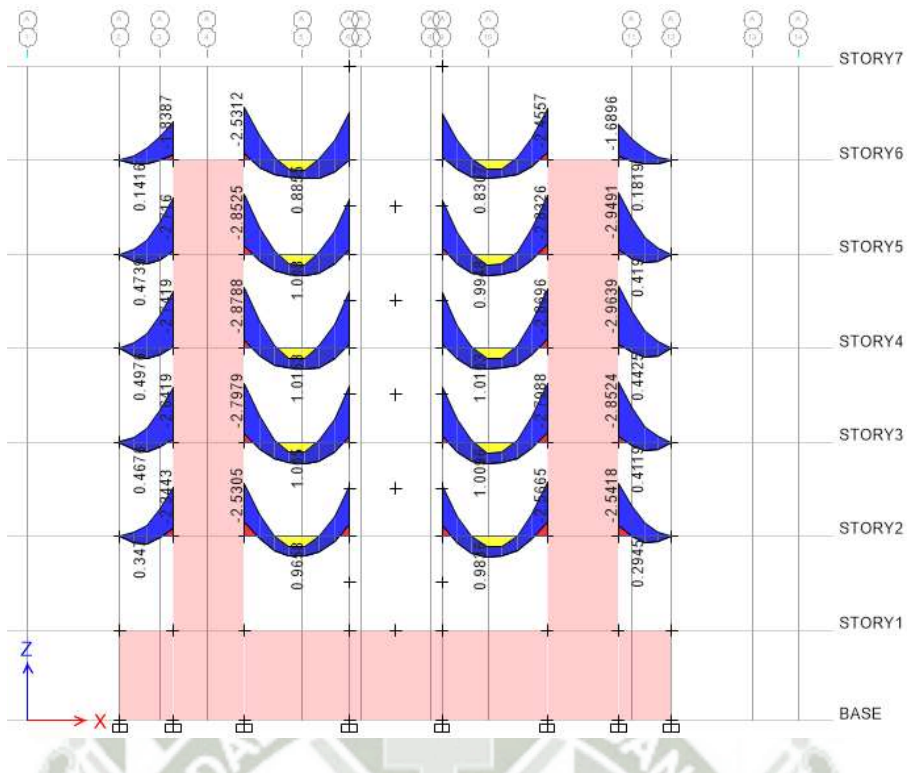


Figura 6.7 Envolverte D.M.F en vigas eje "A"

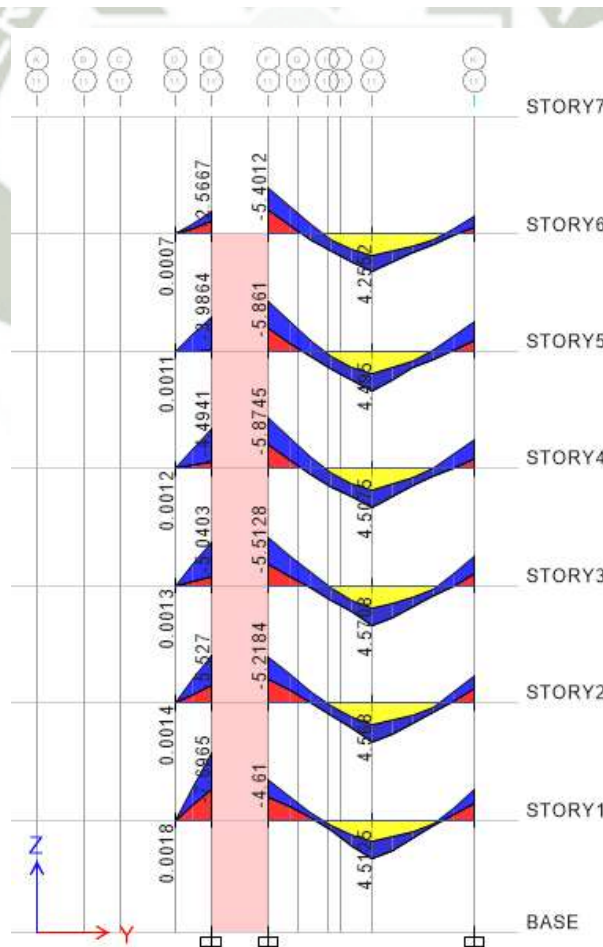


Figura 6.8 Envolverte D.M.F en vigas eje "11"

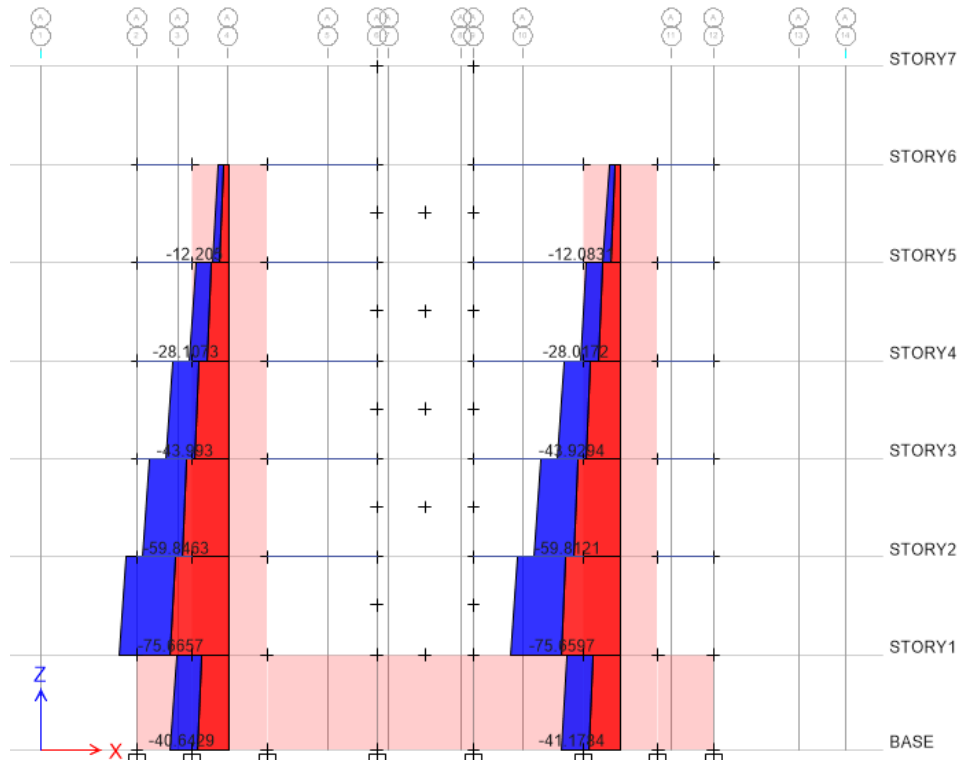


Figura 6.9 Envoltente D.F.A en placas eje “A”

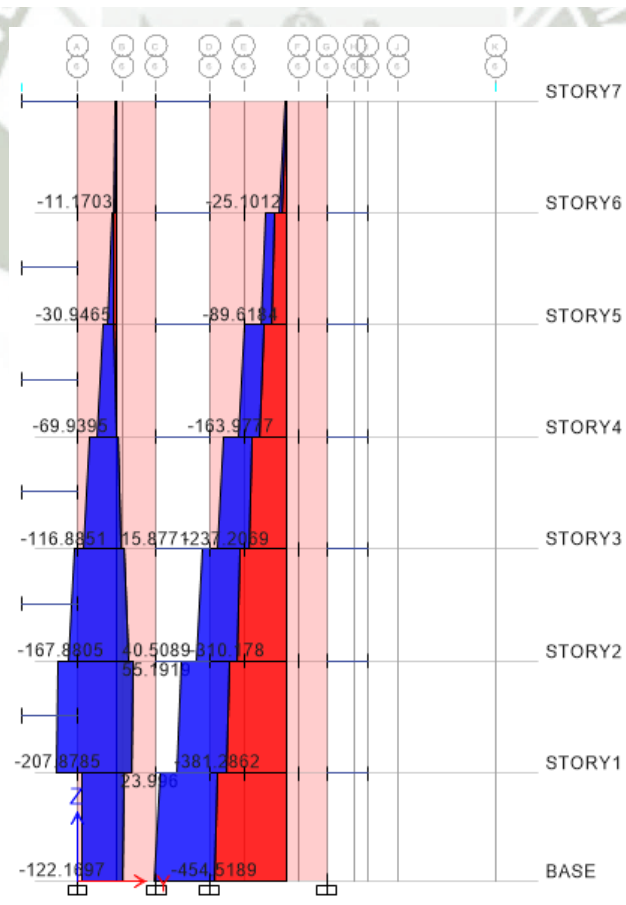


Figura 6.10 Envoltente D.F.A en placas eje “6”

6.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL.

- Se toma una vigueta, cuyas medidas son indicadas en la siguiente imagen:

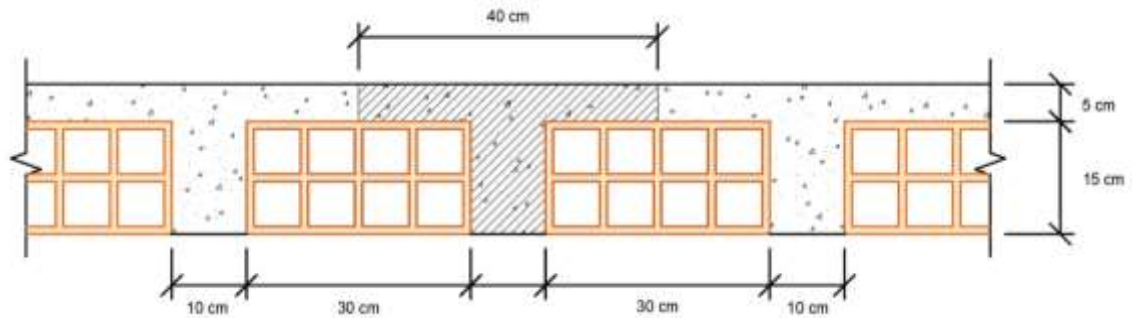


Figura 6.11 Se muestra la sección de losa unidireccional.

- La vista en planta más crítica de la losa es:



Figura 6.12 Detalle de vigueta a lo largo de la losa con intersección con viga.

- Hallando el espesor de la losa, considerando la luz más crítica para la vigueta:

$$T = \frac{\text{Luz}}{25}$$

$$T = \frac{4.55}{25} = 0.182 \text{ m}$$

Por consiguiente usaremos una losa de espesor de **H=20 cm**

- Metrado de cargas
 - ✓ Carga Muerta (CM)

$$\text{Peso Propio} = (0.30 \text{ Tn/m}^2)(0.40 \text{ m}) = 0.12 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = (0.10 \text{ Tn/m}^2)(0.40 \text{ m}) = 0.04 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Tabiquería} = (0.11 \text{ Tn/m}^2)(0.40 \text{ m}) = 0.044 \text{ Tn/m}$$

$$\rightarrow \text{CM} = 0.204 \text{ Tn/m}$$

✓ Carga Viva (CV)

$$\text{S/C} = (0.20 \text{ Tn/m}^2)(0.40 \text{ m}) = 0.08 \text{ Tn/m}$$

$$\rightarrow \text{CV} = 0.08 \text{ Tn/m}$$

✓ Carga Última

$$W_u = 1.4(0.204 \text{ Tn/m}^2) + 1.7(0.08 \text{ Tn/m}^2)$$

$$\rightarrow W_u = 0.42 \text{ Tn/m}$$

- Tomando como referencia la Norma ACI: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

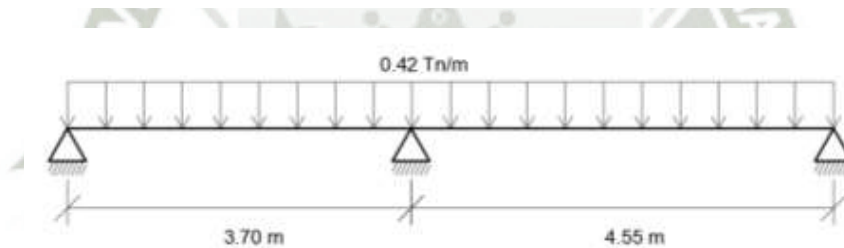


Figura 6.13 Ejemplificación de losa en dos tramos.

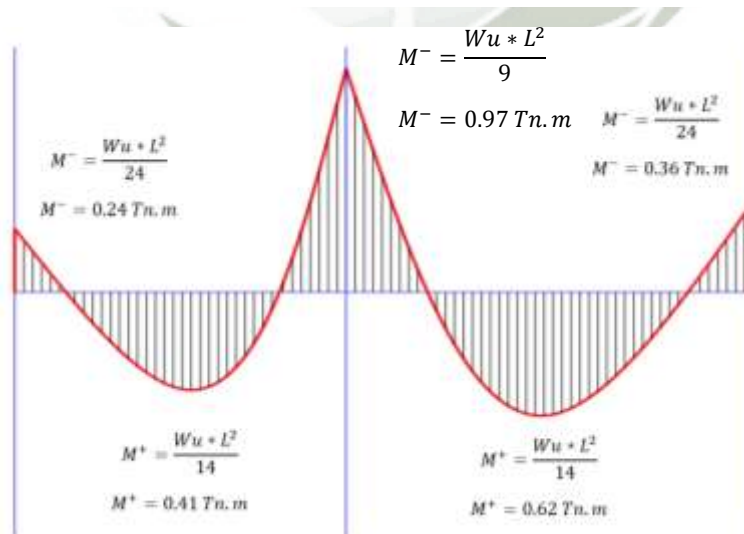


Figura 6.14 Representación de momentos flectores para losa de dos tramos.

- Acero Negativo Central: $M^- = 0.97 \text{ Tn. m}$

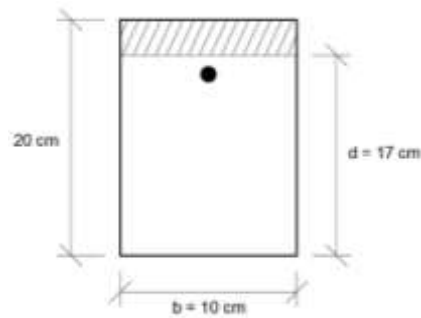


Figura 6.15 Representación de viga unidireccional para acero negativo.

Asumiendo:

$$a = 20\% * "d"$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

✓ Calculamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (1)$$

$$A_s = \frac{0.97 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 1.68 \text{ cm}^2$$

✓ Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{1.68 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$\rightarrow a = 3.95 \text{ cm}$$

✓ Reemplazando en (1)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.97 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.95}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.70 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 3/8" = 1.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

- Acero Negativo Izquierdo: $M^- = 0.24 \text{ Tn. m}$

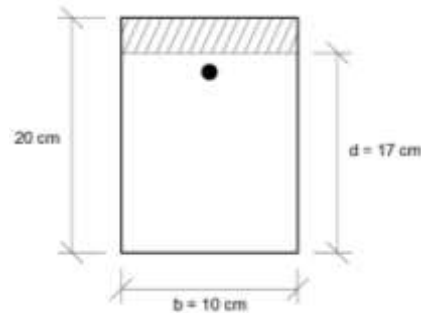


Figura 6.16 Representación de viga unidireccional para acero negativo lado izquierdo.

$$M^- = 0.24 \text{ Tn. m}$$

- ✓ Asumiendo:

$$a = 20\% * "d"$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

- ✓ Calculamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (1)$$

$$A_s = \frac{0.24 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

- ✓ Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{1.68 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$\rightarrow a = 0.98 \text{ cm}$$

✓ Reemplazando en (1)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.24 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{0.98}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

- Acero Negativo Derecho: $M^- = 0.36 \text{ Tn.m}$

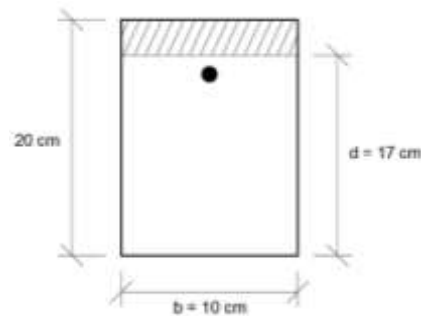


Figura 6.17 Representación de viga unidireccional para acero negativo lado derecho.

✓ Asumiendo:

$$a = 20\% * "d"$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

✓ Calculamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (1)$$

$$A_s = \frac{0.36 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.62 \text{ cm}^2$$

✓ Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0.62 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$\rightarrow a = 1.46 \text{ cm}$$

✓ Reemplazando en (1)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.36 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.46}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

- Acero Positivo Izquierdo: $M^+ = 0.41 \text{ Tn. m}$

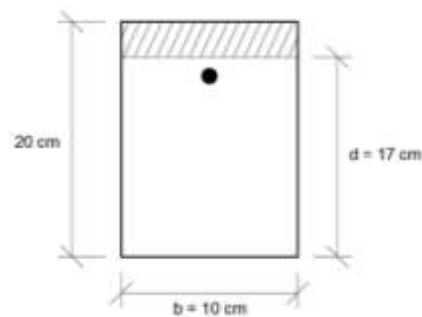


Figura 6.18 Representación de viga unidireccional para acero positivo lado izquierdo.

✓ Asumiendo:

$$a = 20\% * "d"$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

✓ Calculamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (1)$$

$$A_s = \frac{0.41 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

✓ Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0.62 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$\rightarrow a = 1.67 \text{ cm}$$

✓ Reemplazando en (1)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.41 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.67}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.67 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 3/8''$$

=> Por continuidad de Acero Positivo usaremos $\rightarrow 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2'' \rightarrow \text{OK}$

- Acero Positivo Derecho: $M^+ = 0.62 \text{ Tn. m}$

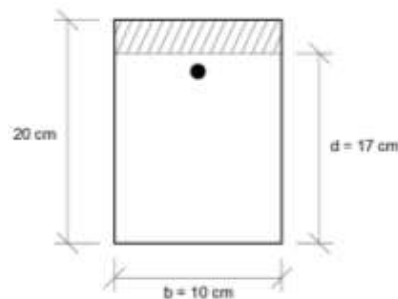


Figura 6.19 Representación de viga unidireccional para acero positivo lado derecho.

✓ Asumiendo:

$$a = 20\% * "d"$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

✓ Calculamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (1)$$

$$A_s = \frac{0.62 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

✓ Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{1.07 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$\rightarrow a = 2.52 \text{ cm}$$

✓ Reemplazando en (1)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.62 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{2.52}{2}\right)}$$

$$\rightarrow A_s = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

▪ Verificando Acero Mínimo

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 17$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{mín}}} = 0.41 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

- Verificando Acero Máximo

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = C * b * d$$

$$C = 0.75 * f_b$$

$$f_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \left(\frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} \right) * b * d$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 0.85 * 210}{4200} \right) * \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) * 10 * 17$$

$$\rightarrow A_{s_{m\acute{a}x}} = 2.71 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

- DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

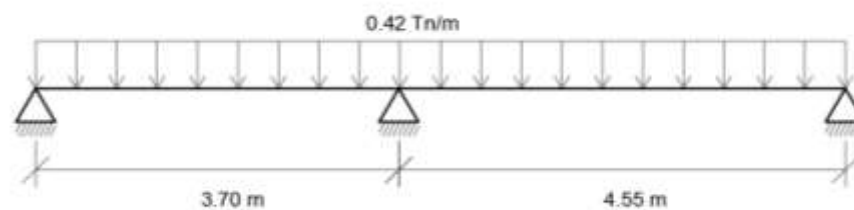


Figura 6.20. Representación de vigueta para hallar el DFC.

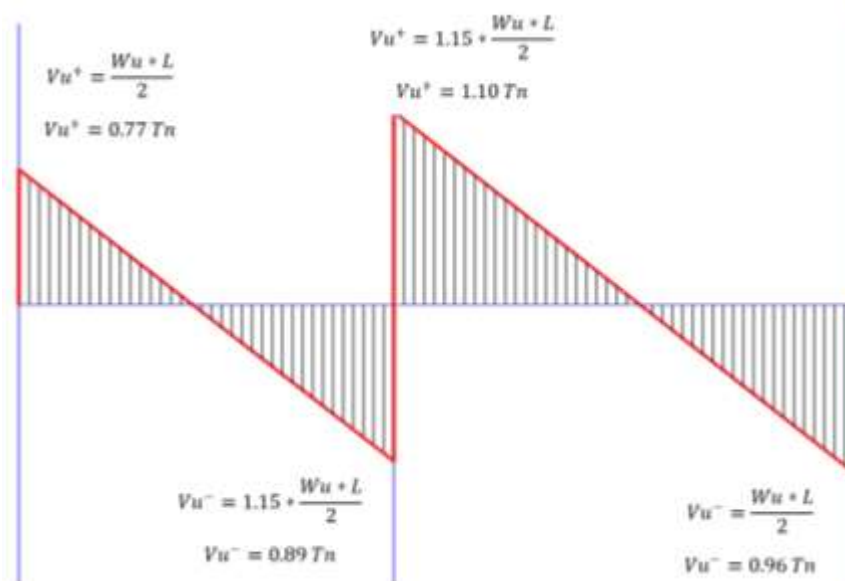


Figura 6.21 Diagrama de fuerza cortante para vigueta de losa unidireccional.

- Verificamos Cortante Máxima

$$V_u \leq \phi * V_c$$

$$V_u = 1.15 * \frac{W_u * L}{2}$$

$$V_u = 1.15 * \frac{0.42 * 4.55}{2}$$

$$\mathbf{V_u = 1.10 Tn = 1100 kg}$$

$$V_u = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17$$

$$V_c = 1305.67 \text{ kg}$$

- Si... $\phi = 0.85$

$$V_c = 0.85 * 1305.67$$

$$\mathbf{V_c = 1109.82 kg}$$

$$\rightarrow \mathbf{V_u = 1100 kg \leq V_c = 1109.82 kg \quad \dots OK}$$

- Acero de Temperatura

$$A_s = 0.0018 * b * t$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 5$$

$$\rightarrow \mathbf{A_s = 0.90 \text{ cm}^2}$$

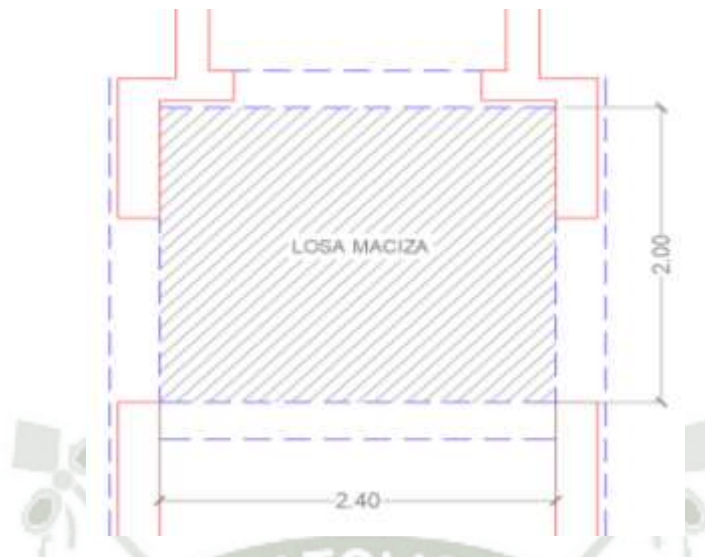
$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{3\phi 1/4" @ 33 \text{ cm}}$$

- Separación Máxima de Varillas de Temperatura

$$S * 50m = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{\phi 1/4" @ 25cm}$$

6.3. DISEÑO DE LOSA MACIZA



- CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES

$$A=2.40 \text{ m}$$

$$B=2.00 \text{ m}$$

Predimensionamiento de Losa Maciza

$$h_f = h = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{2 * 2.40 + 2 * 2.00}{180} = 0.05\text{m} \rightarrow h = 0.10\text{m}$$

Tomamos una altura de la losa maciza $\rightarrow h = 0.20 \text{ m}$

- Metrado de Cargas

$$\text{Peso Propio} = 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 1\text{m} * 0.20\text{m} = 480 \text{ Kgf}$$

$$\text{Piso Terminado} = 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 1\text{m} = 100 \text{ Kgf}$$

$$\text{Tabiquería} = 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 1\text{m} = 200 \text{ Kgf}$$

$$\rightarrow \text{CARGA MUERTA por metro cuadrado } W_D = 780 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rightarrow \text{CARGA VIVA por metro cuadrado (vivienda, corredores) } W_L = 200 \text{ Kg/m}^2$$

Amplificación de cargas.

$$\rightarrow W_{DU} = 1.4 * W_D = 1092 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\rightarrow W_{LU} = 1.7 * W_L = 340 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_U = 1.4 * W_D + 1.7 * W_L = 1432 \frac{Kgf}{m^2}$$

▪ ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Relación de “m” según tabla 13.7.3ª RNE

$$m = \frac{A}{B} = \frac{2.00}{2.40} = 0.833$$

Considerando: Losa central, 1 con vigas peraltadas en sus 4 lados, se considera empotrada.
Por lo anterior, estamos en el CASO 2.

Según Tabla 13.7.3a del RNE, los coeficientes de Momentos Negativos debido a W_U , son:

$$C_a = 0.047 \quad C_b = 0.0434$$

Según Tabla 13.7.3b del RNE, los coeficientes de Momentos Positivos debido a W_{DU} , son:

$$C_a = 0.0188 \quad C_b = 0.0172$$

Según Tabla 13.7.3c del RNE, los coeficientes de Momentos Positivos debido a W_{LU} , son:

$$C_a = 0.0282 \quad C_b = 0.0262$$

Cálculo de los Momentos Negativos (-) debido a W_U :

$M_{a(-)} = C_a * W_U * A^2$	$M_{b(-)} = C_b * W_U * B^2$
$M_{a(-)} = 0.047 * 1432 * 2.00^2$	$M_{b(-)} = 0.0434 * 1432 * 2.40^2$
$M_{a(-)} = 269.22 Kgf.m$	$M_{b(-)} = 357.98 Kgf.m$

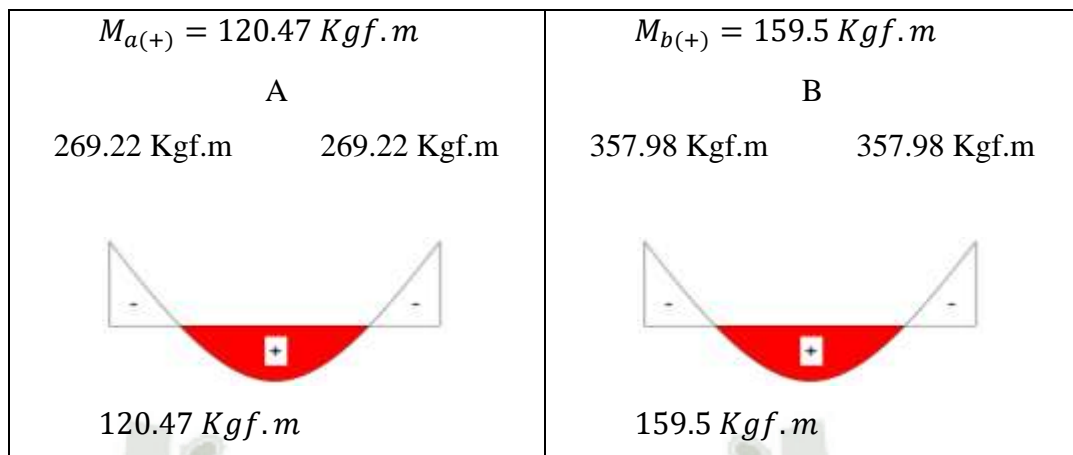
Cálculo de los Momentos Positivos (+) debido a W_{DU} :

$M_{a(+)} = C_a * W_{DU} * A^2$	$M_{b(+)} = C_b * W_{DU} * B^2$
$M_{a(+)} = 0.0188 * 1092 * 2.00^2$	$M_{b(+)} = 0.0172 * 1092 * 2.40^2$
$M_{a(+)} = 82.12 Kgf.m$	$M_{b(+)} = 108.19 Kgf.m$

Cálculo de los Momentos Positivos (+) debido a W_{LU} :

$M_{a(+)} = C_a * W_{LU} * A^2$	$M_{b(+)} = C_b * W_{LU} * B^2$
$M_{a(+)} = 0.0282 * 340 * 2.00^2$	$M_{b(+)} = 0.0262 * 340 * 2.40^2$
$M_{a(+)} = 38.35 Kgf.m$	$M_{b(+)} = 51.31 Kgf.m$

Resumen, sumatoria de Momentos Positivos



▪ DISEÑO POR FLEXIÓN

Cálculo De Acero Para Momento Negativo

Altura de compresión “a” (en “cm” y “Kgf”)

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

$$a = 16 - \sqrt{16^2 - \frac{2 * 269.22 * 100}{0.90 * 0.85 * 210 * 100}}$$

$$a = 0.11 \text{ cm}$$

▪ Área de sección de acero requerido.

$$A_s = \frac{M_U}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{269.22 * 100}{0.90 * 4200 * \left(16 - \frac{0.11}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.44 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas (A_b =área de sección de varilla propuesta, en este caso

$3/8''=0.71 \text{ cm}^2$).

▪ Cálculo De Acero Para Momento Positivo (Abajo)

Altura de compresión “a” (en “cm” y “Kgf”)

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

$$a = 16 - \sqrt{16^2 - \frac{2 * 120.47 * 100}{0.90 * 0.85 * 210 * 100}}$$

$$a = 0.50 \text{ cm}$$

Área de sección de acero requerido

$$A_s = \frac{M_U}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{120.47 * 100}{0.90 * 4200 * \left(16 - \frac{0.50}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.21 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas (A_b =área de sección de varilla propuesta, en este caso $3/8''=0.71 \text{ cm}^2$).

- CÁLCULO DE ACERO MÍNIMO (REVISIÓN)

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{s_{\min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Las áreas de acero requeridas son mayores que el área mínima, por consiguiente se cumple con los requerimientos.

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \quad \dots! \text{ No cumple!} \rightarrow \text{tomamos acero minimo}$$

Espaciamiento entre varillas (A_b =área de sección de varilla propuesta, en este caso $3/8''=0.71 \text{ cm}^2$).

$$e = \frac{A_b}{A_s} * 100$$

$$e = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.6 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 19.72 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

- DISEÑO POR CORTE

No es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte último, por tal motivo será la sección de concreto la que deba resistir.

Si la fuerza cortante es mayor que la que pueda soportar el concreto se aumentará el peralte de la losa.

$$V_U = b * L * q_u$$

$$V_U = 1.00 \text{ m} * 1.04 \text{ m} * 1.914 \text{ Tnf/m}^2$$

$$V_U = 1.99 \text{ Tnf}$$

Esfuerzo cortante que puede soportar el concreto:

$$V_C = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

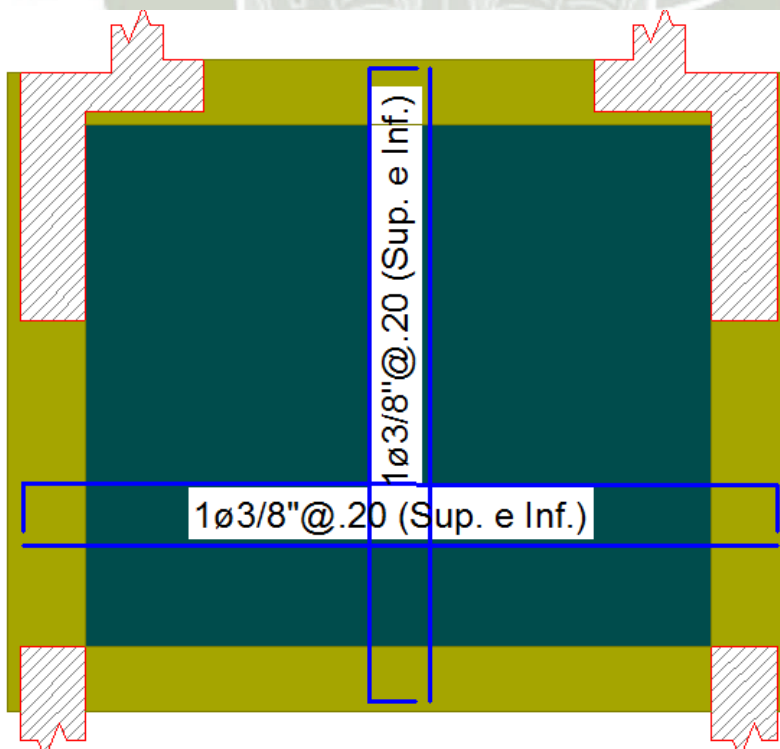
$$V_C = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 16 \text{ cm} = 10445.38 \text{ Kgf}$$

$$V_C = 10.45 \text{ Tnf}$$

Chequeo

$$V_U \leq V_C$$

$$1.99 \text{ Tnf} \leq 12.061 \text{ Tnf} \quad \dots!OK!$$



6.4. DISEÑO DE VIGAS

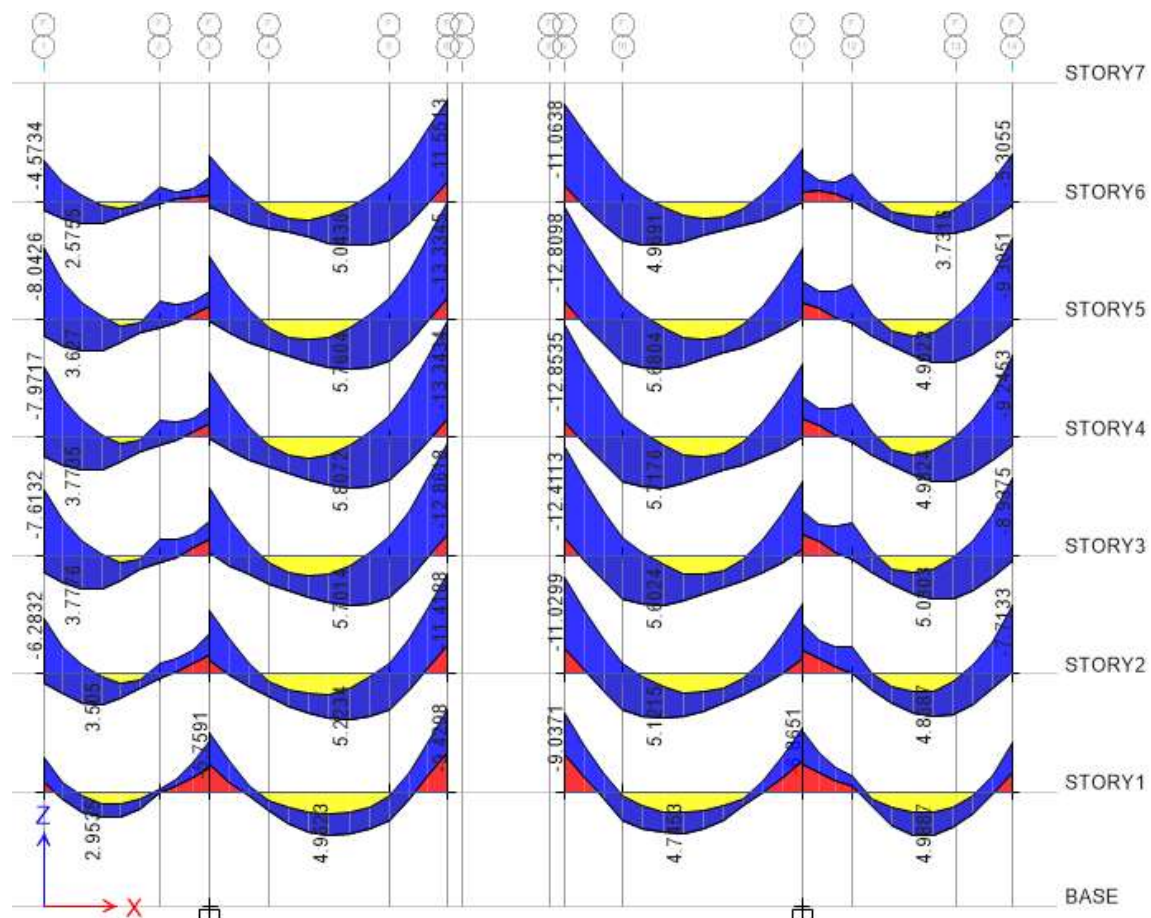


Figura 6.22 Envolvente Diagrama de Momentos Flectores en Vigas Eje “F”.

Para el diseño de las vigas se debe hacer un diseño por flexión y por corte, pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se consideran las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño. Para esto, procedemos a hallar el valor de “a” de acuerdo a la siguiente relación:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu * 10^5}{\phi * \beta * f'_c * b_w}}$$

Donde:

- ✓ Mu: momento último de diseño
- ✓ b: ancho de la viga
- ✓ d: peralte efectivo de la viga (peralte total menor – 6 cm.)

Con éste valor hallamos el valor de “a” teniendo de datos la resistencia del concreto y la base así como el Momento Último. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \frac{Mu * 10^5}{\Phi * F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

6.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA VIGA DEL EJE F, PISO 3.



Figura 6.23 Envolvente Diagrama de Momentos Flectores en Viga del Eje F, Piso 3.

DATOS

Mu=	12.41	Ton-m
Φ =	0.9	
B=	0.85	
f'_c =	210	Kgf/cm ²
f_y =	4200	Kgf/cm ²
bw=	30	cm
h=	55	cm
d=	49	cm

Se obtiene bajo las ecuaciones anteriores.

$$a = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 * 12.41 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}}$$

$$a = 5.57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12.41 * 10^5}{0.9 * 4200 * (49 - \frac{5.57}{2})}$$

$$A_s = 7.10 \text{ cm}^2$$

En el cálculo de Diseño de Acero por flexión del programa se obtuvo los siguientes resultados

7.105	0.235	4.921	3.778	0.341	5.028	STORY3
3.613	4.266	1.352	0.298	3.906	2.969	

Figura 6.24 Áreas de Acero Dadas por Etabs.

Por lo que podemos verificar que los resultados de diseño por flexión que nos da el programa son exactamente los mismos que haciéndolos de forma manual.

6.4.2. DISEÑO POR CORTANTE

Datos:

$$V_{ud} = 10.219 Tnf$$

a. CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL CONCRETO

$$V_{uc} = \phi * V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_{uc} = (0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 49) / 1000$$

$$V_{uc} = 9.597 Tnf$$

b. CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL ACERO

Aportación del acero, es lo que puede soportar el acero del estribo.

$$V_s = \frac{V_{ud} - V_{uc}}{\phi}$$

$$V_s = \frac{10.219 - 9.597}{0.85}$$

$$V_s = 0.732 Tnf$$

c. CORTANTE MÁXIMO DEL ACERO

Se tiene que ver que la cortante no tiene que ser mayor a esta y si fuera mayor, se tendría que cambiar las dimensiones.

$$V_{smax} \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_{smax} \leq (2.1 * \sqrt{210} * 30 * 49) / 1000$$

$$V_{Smax} \leq 44.735 Tnf$$

d. REFUERZO MÍNIMO POR CORTANTE

$$V_{Sref} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_{Sref} = (1.1 * \sqrt{210} * 30 * 49) / 1000$$

$$V_{Sref} = 23.433 Tnf$$

$$Si V_s < V_{Sref} \rightarrow S_{max} \left\{ \begin{array}{l} = 0.5d = 0.5 * 49 \text{ cm} = 24.5 \text{ cm} \\ \leq 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e. ESPACIAMIENTO MÍNIMO (USANDO ϕ 3/8")

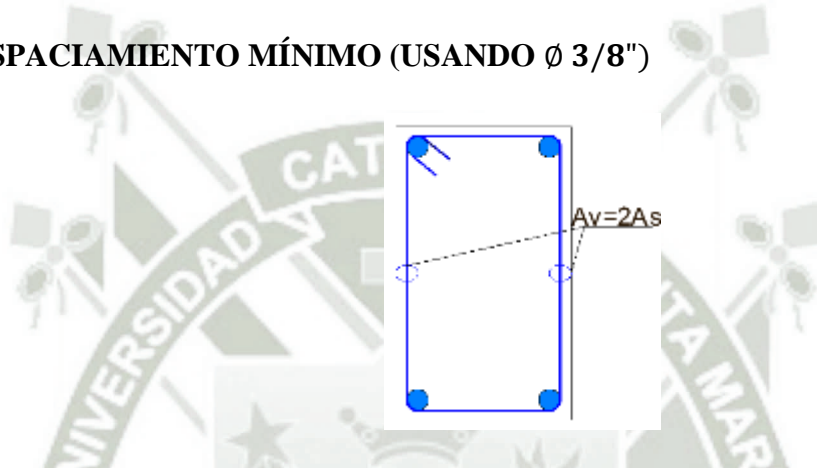


Figura 6.25 Vista Transversal de Viga.

si usamos $\phi 3/8'' \rightarrow$ con una area = 0.71 cm^2

$$S = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b_w}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200}{3.5 * 30} \rightarrow S = 56.80 \text{ cm}$$

f. ESPACIAMIENTO EN LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO

$$L_{conf} = 2 * d = 2 * 49 = 0.98 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$$

El primer estribo a 5 cm

$$S_0 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = \frac{49}{4} = 12.25 \text{ cm} \\ 8d_b = 8 * 2 * 0.95 = 15.2 \text{ cm} \\ \quad \quad \quad 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Se escoge la menor} \\ S_0 = 15.2 \text{ cm} \rightarrow S_0 = 15.00 \text{ cm} \end{array}$$

g. ESPACIAMIENTO FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{49}{2} = 24.5cm \rightarrow S_{max} = 20 cm$$

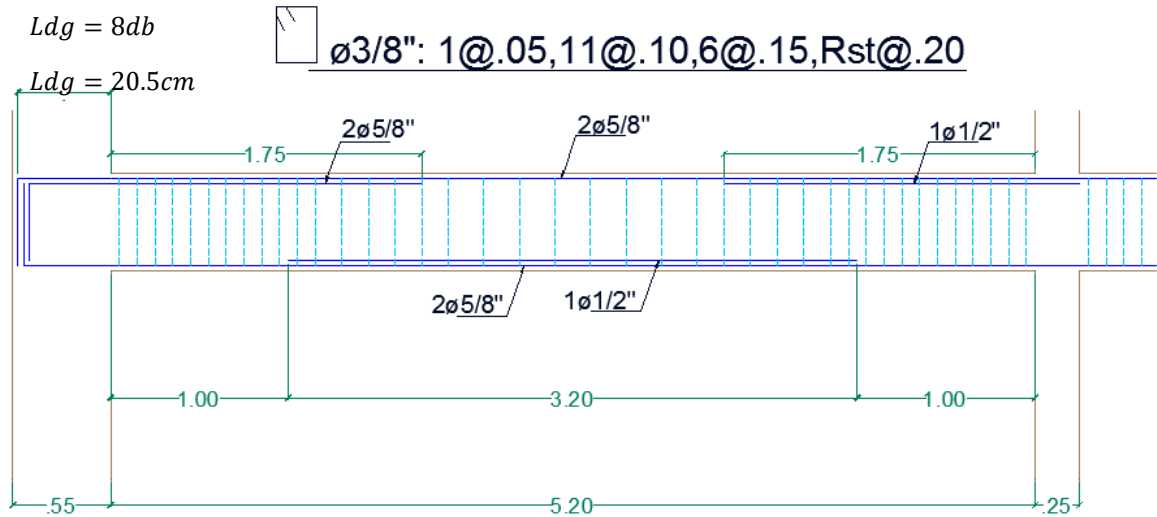


Figura 6.26 Distribución de acero por diseño por cortante en viga.

6.4.3. LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE

Se realizara la verificación de la adherencia, controlando la longitud de desarrollo para barras corrugadas.

Datos.

$$f'c = 210 kg/cm^2$$

$$f_y = 4200 kg/cm^2$$

si se tiene barras de $\phi 5/8" =$ con diametro 1.59cm

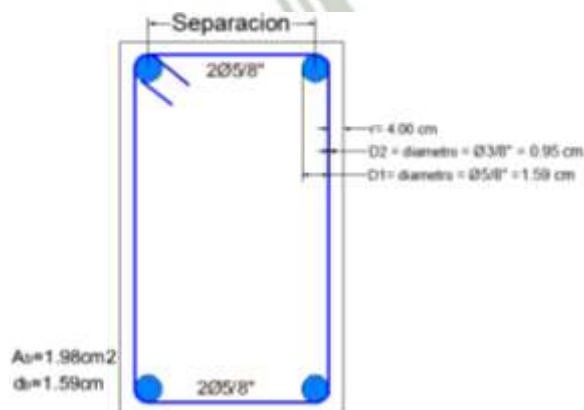


Figura 6.27 Distribución de Acero en Viga.

Determinación del parámetro C_b tomar la menor

$$c_b = \frac{D_1}{2} + D_2 + r = \frac{1.59}{2} + 0.95 + 4 = 5.75 \text{ cm}$$

$$c_b = \frac{\text{Separacion}}{2} = \frac{18.51}{2} = 9.26 \text{ cm}$$

Tenemos si:

$$k_{tr} = \frac{40 * A_{tr}}{S * n}$$

$$k_{tr} = 0$$

se toma como un simplificación del diseño aun si hay refuerzo transversal.

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{5.75 + 0}{1.59} = 3.62 \leq 2.5 \rightarrow \text{es igual } 2.5$$

a. TENEMOS EN TRACCIÓN MEDIANTE LA SIGUIENTE FORMULA.

$$\text{Si } \lambda, \psi_t, \psi_e, \psi_s = 1$$

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 * \lambda * \sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} * d_b$$

$$l_d = \frac{4200}{3.5 * 1 * \sqrt{210}} * \frac{1 * 1 * 1}{(2.45)} * 1.59$$

$$l_d = 53.74 \text{ cm}$$

b. LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCIÓN CON GANCHO

$$l_d = \frac{0.075 * \psi_e * f_y}{\lambda * \sqrt{f'c}} * d_b$$

$$l_d = \frac{0.075 * 1 * 4200}{1 * \sqrt{210}} * 1.59$$

$$l_d = 34.56 \text{ cm}$$

c. LONGITUD DE DESARROLLO EN COMPRESIÓN

$$l_d = 0.0044 * f_y * d_b$$

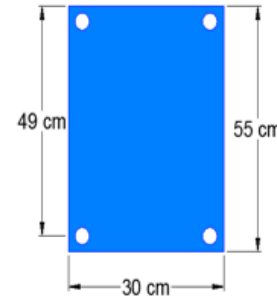
$$l_d = 0.0044 * 4200 * 1.59$$

d. $l_d = 29.38 \text{ cm}$

e. LONGITUD MÍNIMA EN COMPRESIÓN

$$l_d = \frac{0.075 * f_y}{\sqrt{f'c}} * d_b = \frac{0.075 * 4200}{\sqrt{210}} * 1.59 = 34.56 \text{ cm}$$





$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu * 10^5}{\phi * \beta * f'c * bw}}$$

$$A_s = \frac{Mu * 10^5}{\phi * f_y * (d - a/2)}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \leq \rho = \frac{0.85 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * bw * d^2}} \right) \leq \rho_{max} = 0.5 * \rho_{bal} = 0.5 \left(0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \right)$$

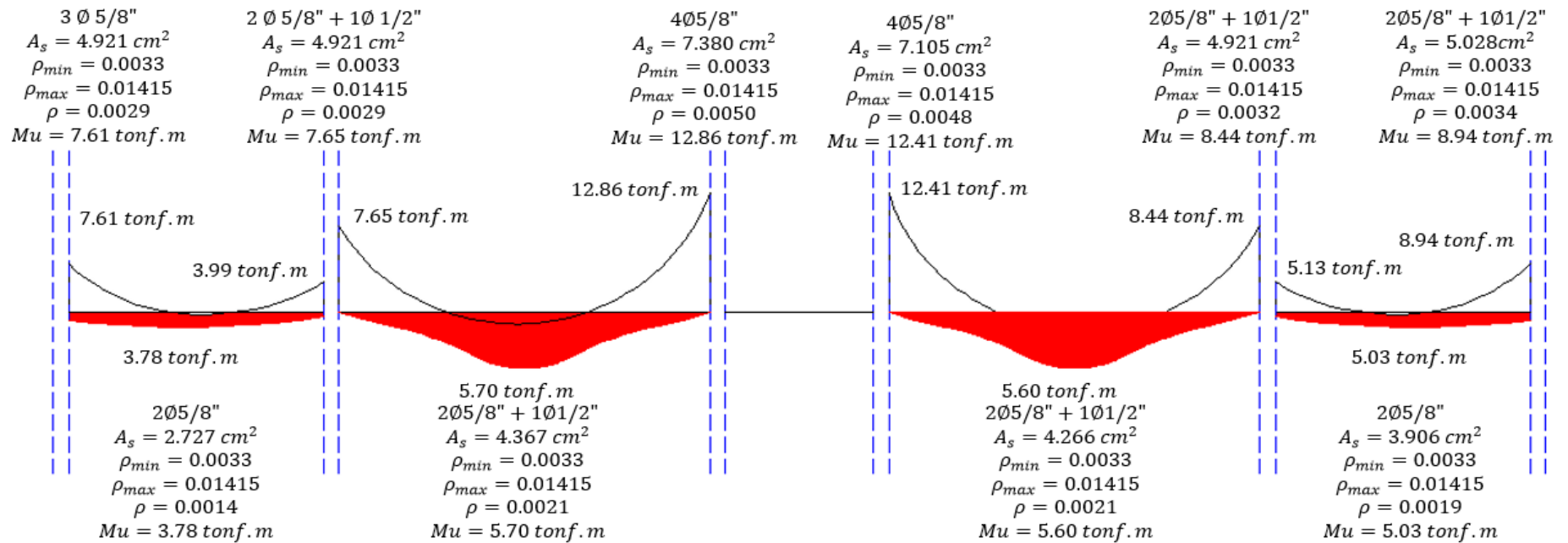


Figura 6.28 Diseño de acero por flexión en viga.

6.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE “PLACA 1”

6.5.1.DATOS GENERALES

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$L = 2.05 \text{ m} = 205 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Resultados del análisis

$$P_{CM} = 45.22 \text{ Ton}$$

$$P_{CV} = 7.27 \text{ Ton}$$

$$M_{ua} = 110.62 \text{ Ton.m}$$

$$V_{ua} = 28.97 \text{ Ton}$$

Esbeltez del muro

$$H = 16.1 \text{ m}$$

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

Relación:

$$\frac{H}{L} = \frac{16.1}{2.05} = 7.85 \geq 1 \rightarrow \text{Muro Esbelto}$$

Según la norma E0.60 para los muros esbeltos es aplicable los lineamientos establecidos para flexo compresión. El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos.

$$L_{confinamiento} = c - 0.1(Lm)$$

$$c = 45.56 \text{ cm}$$

$$L_{min} = c - 0.1(205)$$

$$L_{min} = 45.56 - 0.1(205) = 25.06 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{45.56}{2} = 22.78 \text{ cm}$$

$$L_{conf.} = 30 \text{ cm}$$

6.5.2. DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

a. ACEROS EN LOS NÚCLEOS

Tanteamos el acero con las cuantías mínimas

$$M_{ua} = 110.61 \text{ Ton} - m$$

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

$$Z = 0.7 * L = 0.7 * 2.05 = 1.44 \text{ m} = 144 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\phi * f_y * Z} = \frac{110.61 * 10^5}{0.9 * 4200 * 144} = 20.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ a usar}} = 12 \Phi 5/8''$$

b. ACERO EN EL ALMA:

De acuerdo a la norma E0.60 cuando el espesor sea igual o mayor de 25cm, el acero se deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en las dos caras.

$$V_{ua} = 28.97 \text{ Ton}$$

$$R = 6$$

$$V_u = V_{ua} * R = 6 * 28.97 = 173.82 \text{ Ton}$$

$$0.27 * \sqrt{f'c} * L * t = (0.27 * \sqrt{210} * 205 * 23) / 1000 = 18.45 \text{ Ton}$$

$$V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * L * t$$

$$\text{La cuantía } \rho_h \geq 0.0025 \left\{ \begin{array}{l} \text{no excedera } L/5 \\ 3t \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{h}{l} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \left\{ \begin{array}{l} \text{no excedera } L/3 \\ 3t \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * L * t$$

$$A_s = \rho * 100 * t$$

$$A_s = \rho * 100 * t = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{a \text{ usar}} = \phi 3/8''$$

$$S(\phi) = 0.215 \text{ m}$$

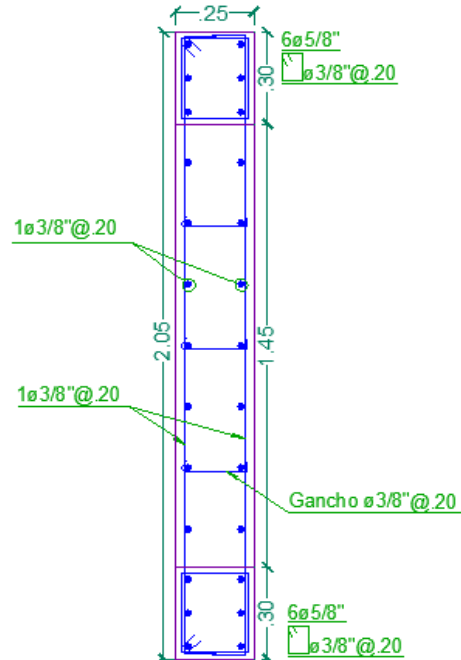
$$S(\phi)_{a \text{ usar}} = 0.2 \text{ m}$$

c. COMBINACIONES DE CARGA EXTRAÍDAS DEL ETABS

Story	Load	Loc	P	V2	V3	M2	M3
STORY1	COMB1	Bottom	-51.7231	0.2784	0.0399	0.0783	0.4824
STORY1	COMB2 Max	Bottom	-40.705	2.8102	0.0555	0.1226	12.3374
STORY1	COMB2 Min	Bottom	-49.16	-2.3475	0.0127	0.0123	-11.5252
STORY1	COMB3 Max	Bottom	-31.352	5.1855	0.0964	0.2769	6.9103
STORY1	COMB3 Min	Bottom	-46.857	-4.8835	-0.042	-0.1642	-6.3283
STORY1	COMB4 Max	Bottom	-23.9278	2.6876	0.041	0.0957	12.1408
STORY1	COMB4 Min	Bottom	-32.3827	-2.4701	-0.0019	-0.0146	-11.7217
STORY1	COMB5 Max	Bottom	-20.4028	5.1432	0.0887	0.2611	6.8288
STORY1	COMB5 Min	Bottom	-35.9078	-4.9258	-0.0496	-0.18	-6.4098

Tabla 6.1. Combinación de cargas extraídas del etabs.

d. DISEÑO DE PLACA CSI COLUMN “PLACA 1”



PLACA -6
Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25

Figura 6.29 Diseño “placa 1” en el programa CSI Column.

e. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CSI COLUMN “PRIMER NIVEL”

- Fuerzas nominales

0 degrees			90 degrees		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-127.84	0	1	-127.84	0
2	-40.49	9.62	2	8.18	124.78
3	46.99	17.46	3	64.67	169.25
4	108.06	22.59	4	114.92	204.03
5	161.78	26.63	5	162.00	231.61
6	219.33	27.94	6	240.89	261.77
7	248.33	26.15	7	273.15	238.79
8	305.18	25.51	8	302.48	213.76
9	374.58	23.59	9	368.69	198.69
10	439.10	20.77	10	434.54	175.07
11	500.95	16.99	11	497.19	143.76
12	546.43	13.37	12	546.43	111.62
13	546.43	6.50	13	546.43	56.57
14	546.43	1.01	14	546.43	10.21
15	546.43	0	15	546.43	0
16	546.43	0	16	546.43	0
17	546.43	-1.01	17	546.43	-10.21
18	546.43	-6.50	18	546.43	-56.57
19	546.43	-13.37	19	546.43	-111.62
20	500.95	-16.99	20	497.19	-143.76
21	439.10	-20.77	21	434.54	-175.07
22	374.58	-23.59	22	368.69	-198.69
23	305.18	-25.51	23	302.48	-213.76
24	248.33	-26.15	24	273.15	-238.79
25	219.33	-27.94	25	240.89	-261.77
26	161.78	-26.63	26	162.00	-231.61
27	108.06	-22.59	27	114.92	-204.03
28	46.99	-17.46	28	64.67	-169.25
29	-40.49	-9.62	29	8.18	-124.78
30	-127.84	0	30	-127.84	0

Tabla 6.2 Momentos Flectores – Según Fuerzas Nominales

▪ Fuerzas Factoradas

0 degrees			90 degrees		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-142.04	0.00	1	-142.04	0.00
2	-44.99	10.69	2	10.91	166.37
3	62.65	23.28	3	86.23	225.67
4	144.08	30.12	4	153.23	272.04
5	215.71	35.51	5	216.00	308.81
6	292.44	37.25	6	321.19	349.03
7	331.11	34.87	7	364.20	318.39
8	406.91	34.01	8	403.31	285.01
9	499.44	31.45	9	491.59	264.92
10	585.47	27.69	10	579.39	233.43
11	667.93	22.65	11	662.92	191.68
12	728.57	17.83	12	728.57	148.83
13	728.57	8.67	13	728.57	75.43
14	728.57	1.35	14	728.57	13.61
15	728.57	0.00	15	728.57	0.00
16	728.57	0.00	16	728.57	0.00
17	728.57	-1.35	17	728.57	-13.61
18	728.57	-8.67	18	728.57	-75.43
19	728.57	-17.83	19	728.57	-148.83
20	667.93	-22.65	20	662.92	-191.68
21	585.47	-27.69	21	579.39	-233.43
22	499.44	-31.45	22	491.59	-264.92
23	406.91	-34.01	23	403.31	-285.01
24	331.11	-34.87	24	364.20	-318.39
25	292.44	-37.25	25	321.19	-349.03
26	215.71	-35.51	26	216.00	-308.81
27	144.08	-30.12	27	153.23	-272.04
28	62.65	-23.28	28	86.23	-225.67
29	-44.99	-10.69	29	10.91	-166.37
30	-142.04	0.00	30	-142.04	0.00

Tabla 6.3 Momentos Flectores – Según Fuerzas Factoradas

f. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M3

	P (tonf)	V2 (tonf)	M3 (tonf-m)
C1	51.7231	0.2784	0.4824
C2M	40.705	2.8102	12.3374
C2m	49.16	-2.3475	-11.5252
C3M	31.352	5.1855	6.9103
C3m	46.857	-4.8835	-6.3283
C4M	23.9278	2.6876	12.1408
C4m	32.3827	-2.4701	-11.7217
C5M	20.4028	5.1432	6.8288
C5m	35.9078	-4.9258	-6.4098

Tabla 6.4. Fuerza – Cortante – Momento

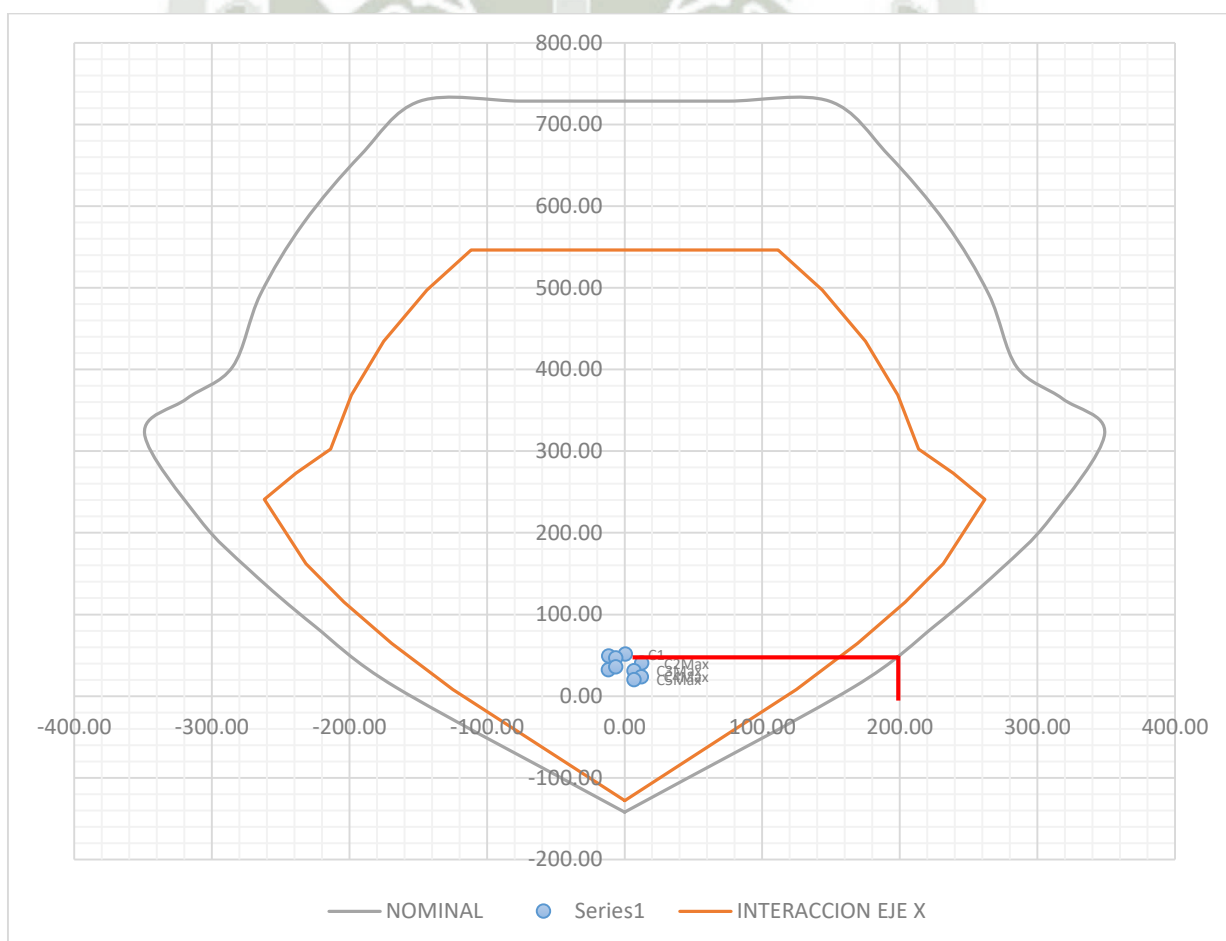


Figura 6.30 Diagrama de interacción P-M3

g. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M2

	P (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)
C1	51.7231	0.0399	0.0783
C2M	40.705	0.0555	0.1226
C2m	49.16	0.0127	0.0123
C3M	31.352	0.0964	0.2769
C3m	46.857	-0.042	-0.1642
C4M	23.9278	0.041	0.0957
C4m	32.3827	-0.0019	-0.0146
C5M	20.4028	0.0887	0.2611
C5m	35.9078	-0.0496	-0.18

Tabla 6.5 Fuerza – Cortante - Momento

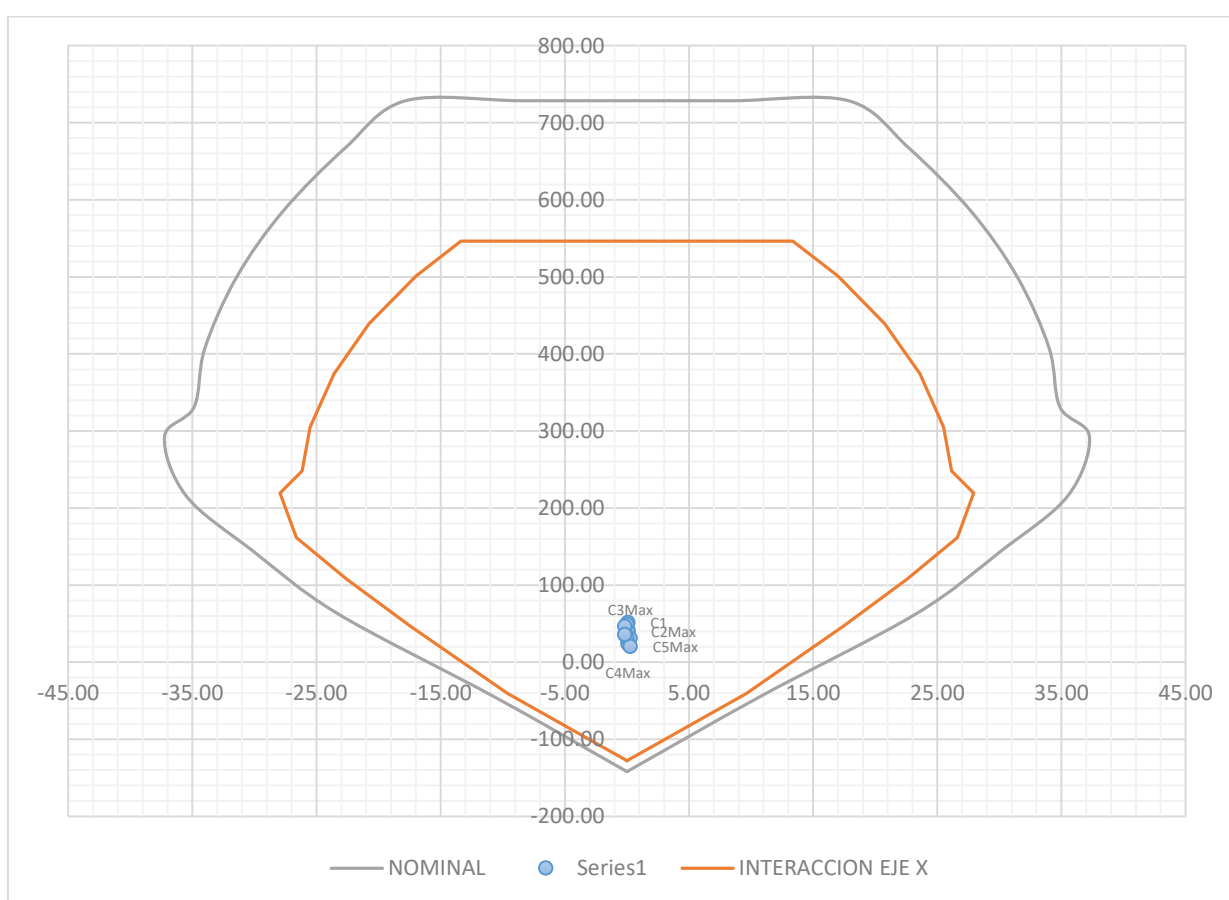


Figura 6.31 Diagrama de interacción P-M2

6.5.3.DISEÑO POR CORTANTE

Datos

$M_n = 200.00 \text{ Ton.m}$ obtenido de diagrama de interaccion

$M_{ua} = 110.62 \text{ Ton.m}$

$V_{ua} = 28.97 \text{ Ton}$

$$\emptyset = 0.85$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$L = 205 \text{ cm}$$

CORTANTE DE DISEÑO

$$\frac{Mn}{Mua} = \frac{200.00}{110.62} = 1.81$$

$$R = 6$$

$$\frac{Mn}{Mua} < R \rightarrow Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

$$Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 28.97 * \left(\frac{200.00}{110.62} \right) = 52.38 \text{ Ton cortante de diseño}$$

Calculando la resistencia al corte del concreto:

$$Vc = 0.53\sqrt{210}(25)(0.7)(205) = 27.55 \text{ Ton}$$

$$Vc_{max} = 0.53\sqrt{210}(25)(205) = 39.36 \text{ Ton}$$

$$39.36 > 27.55 \quad \mathbf{OK}$$

Determinamos el cortante que resiste el acero:

$$Vs = 52.38 - 27.55 = 24.83 \text{ Ton}$$

$$Vs_{max} = 2.1\sqrt{210}(25)(0.7)(205) = 109.17 \text{ Ton}$$

$$109.17 \text{ Ton} > 24.83 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

Utilizando acero 3/8" (2 hileras de acuerdo a norma) la separación del refuerzo por corte:

$$s \leq \frac{(N)(As)(fy)(d)}{Vs} = \frac{(2)(0.71)(4200)(0.7 * 205)}{24.83 * 10^3}$$

$$s \leq 34.46 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

6.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

6.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL DE LA CIMENTACIÓN

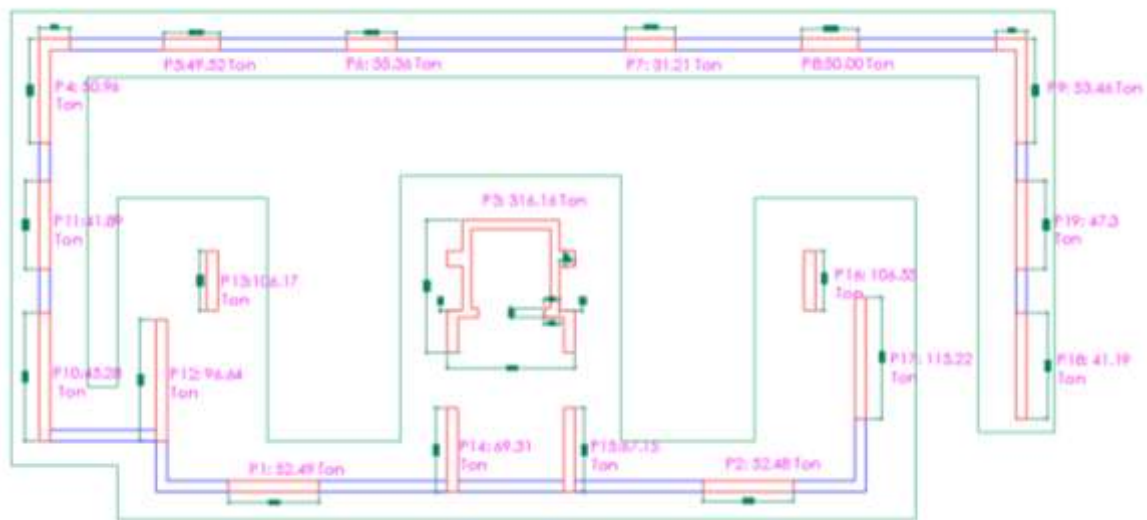


Figura 6.32 Predimensionamiento de Cimiento Corrido

AT Construida = 200.20 m²

AT De Cimiento Corrido = 166.55 m²

Relación de Cimiento Corrido y Área Total Construida = 75.64%

Como recomendación general, cuando el área de contacto con cimentaciones diferentes a la platea de cimentación excede el 75% del área total del terreno, se debería analizar la posibilidad de usar la losa de cimentación.

Según el estudio de suelo realizado en el terreno, se encontró nivel freático a una altura de excavación de 2.10 m.

Por estos dos motivos antes mencionados, es porque se opta usar una Platea de Cimentación como base de nuestra edificación

6.6.2. DISEÑO RÍGIDO CONVENCIONAL DE UNA PLATEA DE CIMENTACIÓN EN CONCRETO ARMADO

6.6.2.1. DATOS:

CARGAS OBTENIDAS DEL ETABS AMPLIFICADAS

$$q_a = 1.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Df = 0.80 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CM_T = 1018.90 \text{ Tn}$$

$$CM_V = 158.80 \text{ Tn}$$

$$CT = 1177.70 \text{ Tn}$$

(Tn)	PLACAS																			SUMA
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
CM	31.48	28.60	44.32	19.17	9.84	8.30	17.60	43.19	31.11	35.92	81.43	88.04	276.54	88.70	89.20	24.49	36.95	39.21	24.81	1018.90
CV	3.22	3.70	4.68	2.60	0.46	0.30	2.40	4.91	4.49	4.38	13.32	18.16	39.66	17.80	15.40	3.74	7.60	8.19	3.79	158.80
CT	34.70	32.30	49.00	21.77	10.30	8.60	20.00	48.10	35.60	40.30	94.75	106.20	316.20	106.50	104.60	28.23	44.55	47.40	28.60	1177.70

Tabla 6.6 Cargas de servicio aplicadas en los muros estructurales

- Cálculo de la carga Total de Placas

$$\text{Sumatoria de la carga muerta} = \Sigma CM_T = 1018.90 \text{ Tn}$$

$$\text{Sumatoria de la carga viva} = \Sigma CV_T = 158.80 \text{ Tn}$$

$$\text{Sumatoria de CM + CV} = \Sigma CT = 1177.70 \text{ Tn}$$

Predimensionamiento de Losa de cimentación

$$AxL = \frac{\Sigma CT}{q_a - (\gamma_{\text{Concreto}} \cdot H_{\text{Losa}})} = \frac{1177.70}{11.7 - (2.4 * 0.4)} = 109.66 \text{ m}^2$$

- Ubicación de Punto de Aplicación de Cargas

$$\begin{aligned} &34.7 * 0.13 + 32.3 * 0.13 + 49 * 0.18 + 21.77 * 3.46 + 10.3 * 7.34 + 8.6 * 13.86 \\ &\quad + 20 * 17.94 + 48.1 * 22.22 + 35.6 * 22.28 + 40.3 \\ &\quad * 22.28 + 94.79 * 2.78 + 106.2 * 3.93 + 316.2 * 10.7 \\ &\quad + 106.5 * 17.48 + 104.6 * 18.63 + 28.23 * 5.28 \\ &\quad + 44.55 * 9.02 + 47.4 * 11.67 + 28.6 * 15.72 \\ &= X_R * 1177.7 \end{aligned}$$

$$X_R = 10.90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} &34.7 * 2.6 + 32.3 * 6.04 + 49 * 9.24 + 21.77 * 10.13 + 10.3 * 10.13 + 8.6 \\ &\quad * 10.13 + 20 * 10.13 + 48.1 * 9.24 + 35.6 * 6.04 \\ &\quad + 40.3 * 2.85 + 94.79 * 2.53 + 106.2 * 4.79 + 316.2 \\ &\quad * 4.88 + 106.5 * 4.78 + 104.6 * 3.03 + 28.23 * 0.13 \\ &\quad + 44.55 * 0.95 + 47.4 * 0.95 + 28.6 * 0.13 \\ &= X_R * 1177.7 \end{aligned}$$

$$Y_R = 4.53 \text{ m}$$

- Cálculo de las dimensiones de la Base

$$\text{Distancia del centroide al lado mas alejado} = 5.72$$

$$B_{\text{mín}} = 5.72 * 2 = 11.44 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} &* \text{Según la configuración de nuestra planta} \rightarrow \text{condideramos} \rightarrow B \\ &= 12.30 \text{ m} \end{aligned}$$

- Cálculo de "L"

$$L = \frac{\text{Área}}{B} = \frac{109.66}{12.3} = 8.91 \rightarrow L_{\text{mín}}$$

$$\begin{aligned} &* \text{Según la configuración de nuestra planta} \rightarrow \text{Consideramos} \rightarrow L \\ &= 24.40 \text{ m} \end{aligned}$$

- Cálculo de Nueva Área

$$A = 12.3 * 24.4 = 300.12 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la Resultante “Carga por gravedad”

$$1.4 * CM + 1.7 * CV \quad \dots 1ra \text{ Combinación}$$

$$Ru = 1.4 * 1018.9 + 1.7 * 158.8$$

$$Ru = 1696.42 \text{ Tn}$$

- Cálculo de la presión de diseño

$$q_u = \frac{Ru}{A} = \frac{1696.42}{300.12}$$

$$q_u = 5.65 \text{ Tn/m}^2$$

- Altura de la Losa de Cimentación “Punzonamiento”

Se realizará el análisis en la placa más Cargada, la cual será → PL-13

$$Qu = 1.4 * 276.54 + 1.7 * 39.66$$

$$Qu = 454.58 \text{ Tn}$$

$$Vu = \frac{545.58 - 5.65 * (3.0 + d)^2}{[2 * (3 + d) + 2 * (2.9 + d)] * d} \quad \dots Ecu (1)$$

$$Vc = 1.06 * \phi * \sqrt{f'c} = 1.06 * 0.85 * \sqrt{210} = 13.06 \frac{Kg}{cm^2} = 130.6 \text{ Tn/m}^2$$

$$Vc = Vu \rightarrow d = 0.24 \text{ cm}$$

Se asume $\emptyset 1/2$ "

$$h = d + 7 + \frac{\emptyset}{2} = 24 + 7 + \frac{1.27}{2}$$

$$h = 31.63 \text{ cm}$$

- Chequeo del espesor permitido de la Losa

$$H_A = \frac{1}{10} * Luz \text{ mayor} = \frac{1}{10} * 500 = 50 \text{ cm}$$

$$H_B = \frac{1}{12} * Luz\ mayor = \frac{1}{12} * 500 = 41.67\ cm$$

Escogemos $\rightarrow H = 50\ cm$

Y procedemos a Realizar el chequeo de su rigidez

- Chequeo de la Rigidez de la Losa

$$b_f = \frac{4.1}{2} + \frac{3.15}{2} = 3.6\ m$$

$$I = \frac{3.6 * 0.5^3}{12} = 0.04\ m^2$$

$$\varepsilon_c = 15100 * \sqrt{210} = 2.2 \times 10^5\ Kg/cm^2 = 2.2 \times 10^6\ Tn/m^2$$

$$K_s = 120 * 11.7 = 1404\ Tn/m^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1404 * 3.6}{4 * (2.2 * 10^6) * .04}} = 0.34$$

$$\frac{1.75}{0.34} = 5.15 > 5.00 \quad \dots OK!$$

$\rightarrow H = 0.50\ m$

- Diseño de Acero

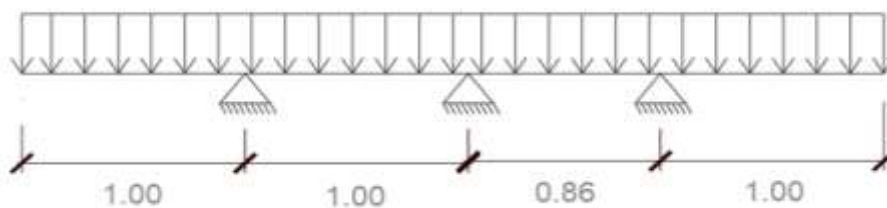
Eje 1

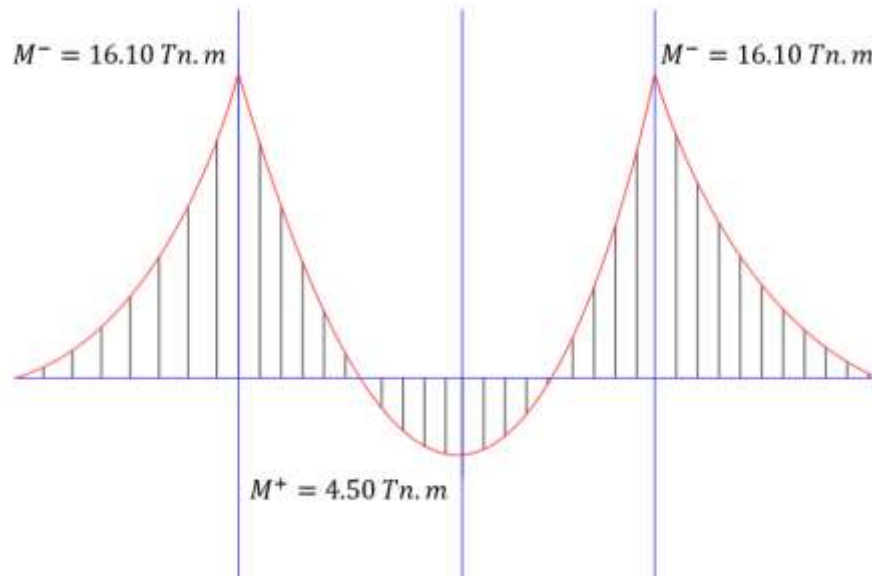
Ancho de la Franja = 5.7 m

$$W = 5.65 \frac{Tn}{m^2} * 5.7m$$

$$W = 32.2\ Tn/m$$

$$W = 32.2\ Tn/m$$





$$b = 5.70 \text{ m}$$

$$M^- = 16.10 \text{ Tn.m}$$

$$a = 20\% \cdot d \rightarrow a = 10.60$$

$$A_s = \frac{16.1 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(43 - \frac{10.6}{2}\right)} \dots \text{Ecu (1)}$$

$$A_s = 11.96 \text{ cm}^2 \quad 11.29$$

→ Verificamos "a"

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

$$a = \frac{11.96 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 5.7}$$

$$\rightarrow a = 49.37$$

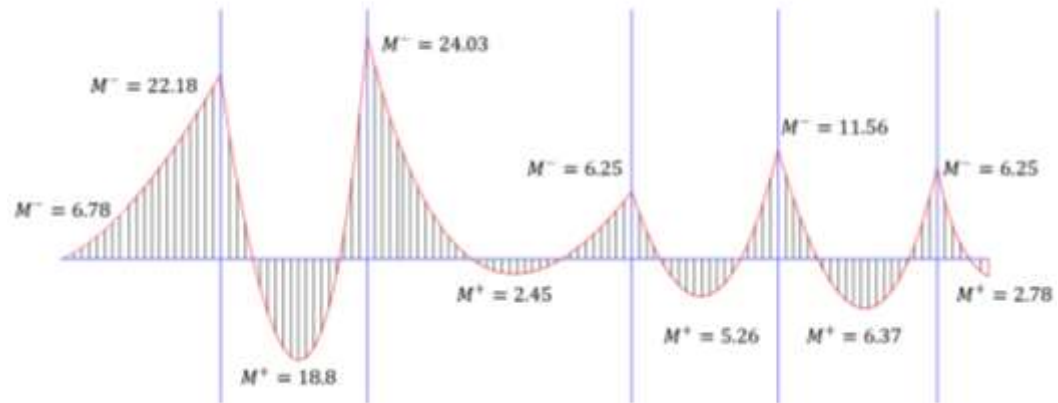
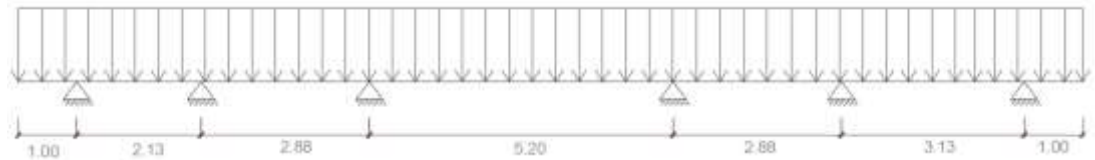
Remplazamos a en Ecu (1)

$$A_s = \frac{16.1 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(43 - \frac{49.38}{2}\right)}$$

$$A_s = 24.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 1/2" @ 0.125 \text{ m}$$

$$A_s = 3.34 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Verificar } a = 13.8$$

$$A_s = 3.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$



El mayor Momento (-)

$$M^- = 24.03 \text{ Tn. m}$$

$$a = 20\% \cdot d$$

$$\rightarrow a = 10.6$$

$$b = 2.4$$

$$A_s = \frac{24.03 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(43 - \frac{10.6}{2}\right)} \dots \text{Ecu (1)}$$

$$A_s = 17.85 \text{ cm}^2$$

Verificamos a

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

$$a = \frac{17.85 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 2.4}$$

$$a = 17.5$$

Remplazamos a en Ecu (1)

$$A_s = \frac{24.03 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(43 - \frac{17.5}{2}\right)}$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ cm}$$

El mayor Momento (+)

$$M^+ = 18.8 \text{ Tn.m}$$

$$a = 20\%.d$$

$$\rightarrow a = 10.6$$

$$b = 2.4$$

$$A_s = 14 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 13.7$$

$$A_s = 15 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ cm}$$

** Como la carga distribuida es la acción del terreno \rightarrow Se invierte el acero*

6.7. DISEÑO DE ESCALERAS

DATOS

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$s/c = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$C/P = 0.18 \text{ m}$$

$$P = 0.25 \text{ m}$$

$$b = 1.13 \text{ m}$$

▪ METRADO DE CARGAS 1

$$\text{Peso Propio} \rightarrow (0.2752) * (1.13) * (2.4) = 0.75 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Piso Terminado} \rightarrow (0.1) * (1.13) = 0.11 \text{ Tn/m}$$

$$WD = 0.86 \text{ Tn/m}$$

$$s/c = 0.2 \text{ Tn/m}$$

$$WL = (0.20) * (1.13)$$

$$WL = 0.23 \text{ Tn/m}$$

$$Wu = 1.4 * 0.86 + 1.7 * 0.23$$

$$Wu = 1.60 \text{ Tn/m}$$

- METRADO DE CARGAS 2

$$P.P. = 0.15 * 1.13 * 2.4 = 0.41 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.1 * 1.13 = 0.11 \text{ Tn/m}$$

$$W_u = 1.4 * 0.41 + 1.7 * 0.11$$

$$W_u = 0.76 \text{ Tn/m}$$

- DIMENSIONAMIENTO

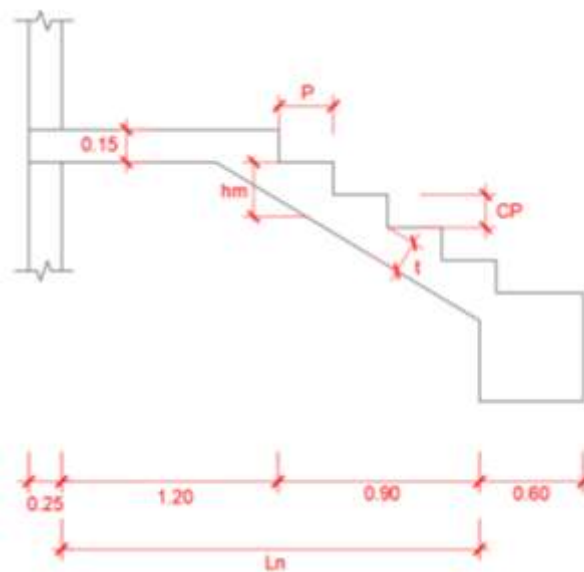


Figura 6.33 Esquema de Escalera

$$t = \frac{Ln}{2D} = \frac{2.1}{20}$$

$$t = 0.105 \rightarrow \text{se asume} \rightarrow t = 0.15 \text{ m}$$

$$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2}$$

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.18^2}} = 0.81$$

$$hm = \frac{0.15}{0.81} + \frac{0.18}{2} = 27.52 \text{ cm}$$

▪ DISEÑO

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow * \text{Se asume}$$

$$d = 0.15 - \left(2 + \frac{0.4}{2} \right) = 12.65$$

$$A_s = \frac{0.94 * 10^5}{0.4 * 4200 * \left(12.65 - \frac{2}{2} \right)} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Verificamos $\rightarrow a = 0.47 \rightarrow A_s = 2.12 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \phi 3/8 @ 0.20m$

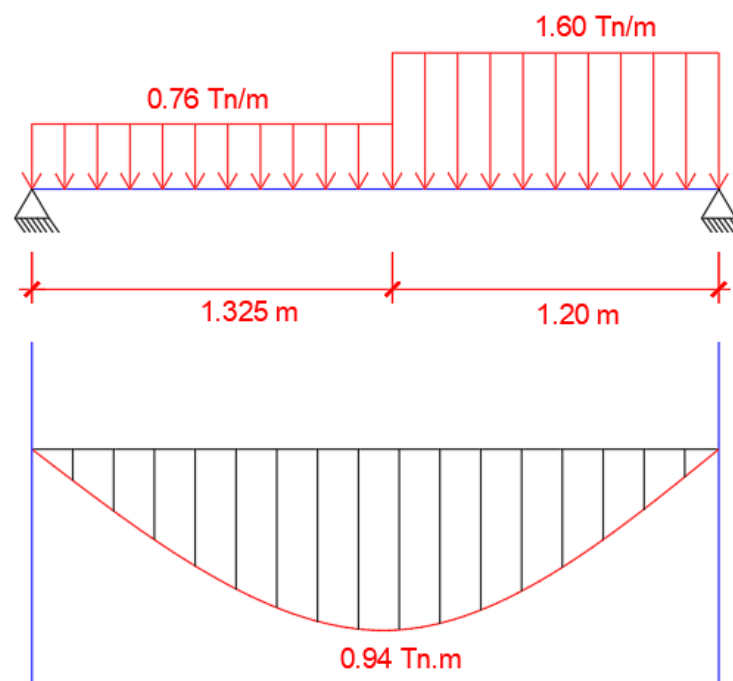


Figura 6.34 Diagrama de fuerza cortante escaleras.

$$M_{Diseño} = \frac{1}{2} M^+_{Diseño}$$

$M^+ = 0.47 \text{ Tn.m}$

$$A_s = \frac{0.47}{0.9 * 4200 * \left(12.65 - \frac{2}{2} \right)} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Verificamos $\rightarrow a = 0.23 \rightarrow A_s = 1.05 \text{ cm}^2$

→ $\emptyset 3/8"@0.20m$

- REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA

$$As_t = 0.0018 * b * t = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A\emptyset}{As} = \frac{0.71}{2.7} = 0.26 \rightarrow 0.20m$$

→ $\emptyset 3/8"@0.20m$

CONCLUSIONES

- Se concluye que para el inicio de todo proyecto, se tiene que partir de una arquitectura ya definida, en la cual podamos ubicar y predimensionar todos los elementos estructurales de la edificación, así poder estructurar de manera tal que el centro de masa y rigidez no estén muy distantes, porque esto no es beneficioso para la estructura, puesto que de ser el caso no se tendría rigidez torsional y hace vulnerable a la estructura.
- Realizado el análisis de los diferentes modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa, Sargsian y Shariya) de Interacción Suelo – Estructura, se concluye que al tener la flexibilidad de la base de fundación, la influencia principal repercute en el aumento del periodo de los diferentes modos de vibración. Por ejemplo tenemos un incremento el periodo del primer modo de 26% con la teoría de Barkan, 12% con la teoría de la Norma Rusa, respecto al modelo empotrado.
- Analizando las distorsiones de entrepiso, se observa que para sismo X y sismo Y cumplen con la norma E030-2016 únicamente los modelos, Empotrado, Barkan y Norma Rusa, con lo cual se concluye que el modelo dinámico Norma Rusa es la más conservadora y con resultados más cercanos al modelo empotrado.
- La comparación en los resultados ya obtenidos, se concluye que el modelo dinámico Shariya muestra el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación, y el modelo dinámico Norma Rusa presenta el menor efecto, por lo cual los modelos dinámicos Barkan y Sargsian se encuentran en la parte intermedia de los modelos dinámicos anteriores.
- El análisis Interacción Suelo – Estructura, tomando las diferentes consideraciones de las teorías como son Barkan, Norma Rusa, Sargsian y Shariya, se puede realizar sin ningún problema en el software Etabs 2016.02, el cual brinda las herramientas necesarias para aplicar la flexibilidad y propiedades de inercia del suelo de fundación en el análisis. En este proyecto de tesis, el software indicado dio buenos resultados.
- La comparación en los resultados, se concluye que el desplazamiento máximo en la estructura empotrada es de 0.8967 cm en la dirección X y de 0.5034 cm en la dirección Y, en el análisis interacción suelo estructura tenemos un desplazamiento máximo de 1.0241 cm en X-X y de 0.6964 cm en Y-Y lo cual tenemos un aumento del 14% en X-X y 38% en Y-Y, debido a la flexibilidad de la base de fundación.

- Se concluye que la aplicación de la interacción suelo estructura optimiza el diseño estructural, reforzando la dirección flexible y aligerando la dirección rígida.
- Se concluye en la interacción suelo estructura los desplazamientos de entrepiso y las fuerzas internas están en función de los coeficientes de rigidez y estos están en función de las características del edificio, suelo de fundación y platea, debido a que la ISE es dependiente de las propiedades inerciales del suelo de fundación.
- Se concluye que para uniformizar el diseño de vigas y no tener diferentes tipos de refuerzos para cada piso, es conveniente colocar el mayor refuerzo obtenido en un grupo determinado de pisos por ejemplo cada tres pisos, facilitando así el proceso constructivo y evitando mucho cambio de acero y retacería del mismo.
- Se concluye que el diseño estructural que se realiza en los diferentes proyectos, se debe de simplificar en lo posible, para que en el momento de construcción del mismo no tenga complicaciones, y de esta forma no se den gastos que no sean predeterminados en la elaboración del presupuesto del proyecto, por tal razón se debe tener mucho criterio en el diseño estructural.

RECOMENDACIONES

- Al momento de realizar la estructuración de proyectos de edificación, se recomienda que el centro de masa y el centro de rigidez estén lo más cercanos posible, uno del otro, para asegurar la rigidez torsional del proyecto.
- Se recomienda realizar los ensayos de mecánica de suelos en el terreno del proyecto, y no usar datos referenciales (de vecinos), ya que en la Interacción Suelo – Estructura, se consideran las propiedades del suelo para obtener los coeficientes de rigidez según sea la teoría con la que se trabaje.
- Se recomienda, al realizar el análisis con Interacción Suelo – Estructura, revisar los modos de vibración, estos deben de aumentar respecto a análisis empotrado, caso contrario, se aconseja proceder con un chequeo del procedimiento.
- Se recomienda tener como primera teoría a utilizar en la Interacción Suelo – Estructura, a la Norma Rusa, ya que es la más conservadora y se adapta a la normativa vigente nacional.
- Se recomienda realizar un mejoramiento del suelo de fundación, hasta una profundidad de acuerdo con un estudio detallado, donde el relleno deberá ser conformado por suelos granulares, lo cual debe colocarse y compactarse por capas de no más de 25cm de espesor, y llevar a cabo un control a un mínimo de 95% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado.
- Es recomendable mejorar la norma peruana E – 030, adicionando la flexibilidad en el suelo de fundación, tomando como referencia la teoría de interacción suelo estructura de la norma rusa.
- Se recomienda el uso del método interacción suelo estructura, ya que es imposible negar la amplia relación que existe entre la estructura y la interacción con los apoyos del suelo de fundación.
- El uso de los modelos dinámicos de Sargsian y Shariya no son adecuados para las estructuras, porque amplifican, los periodos, frecuencias, y otros resultados de manera excesiva por lo que no se recomienda su uso.

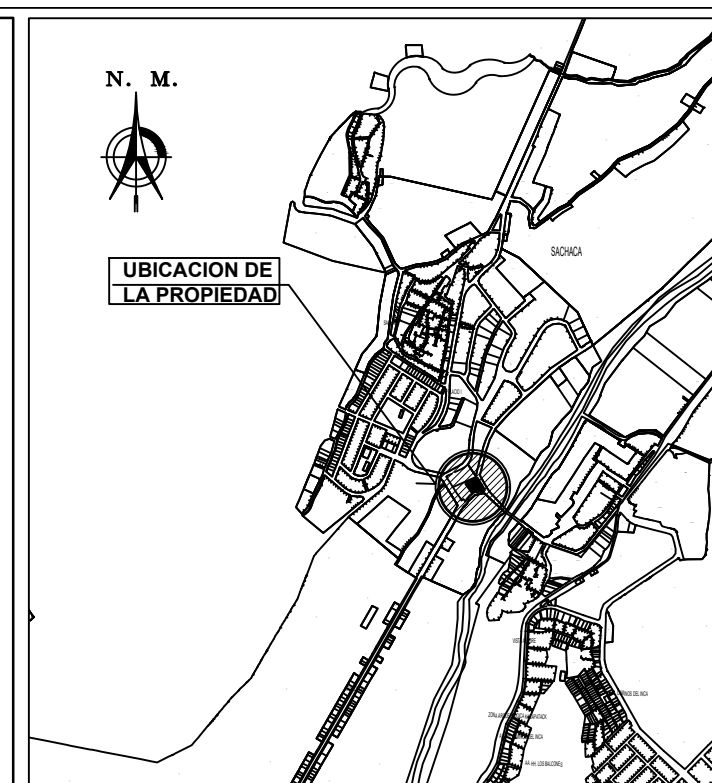
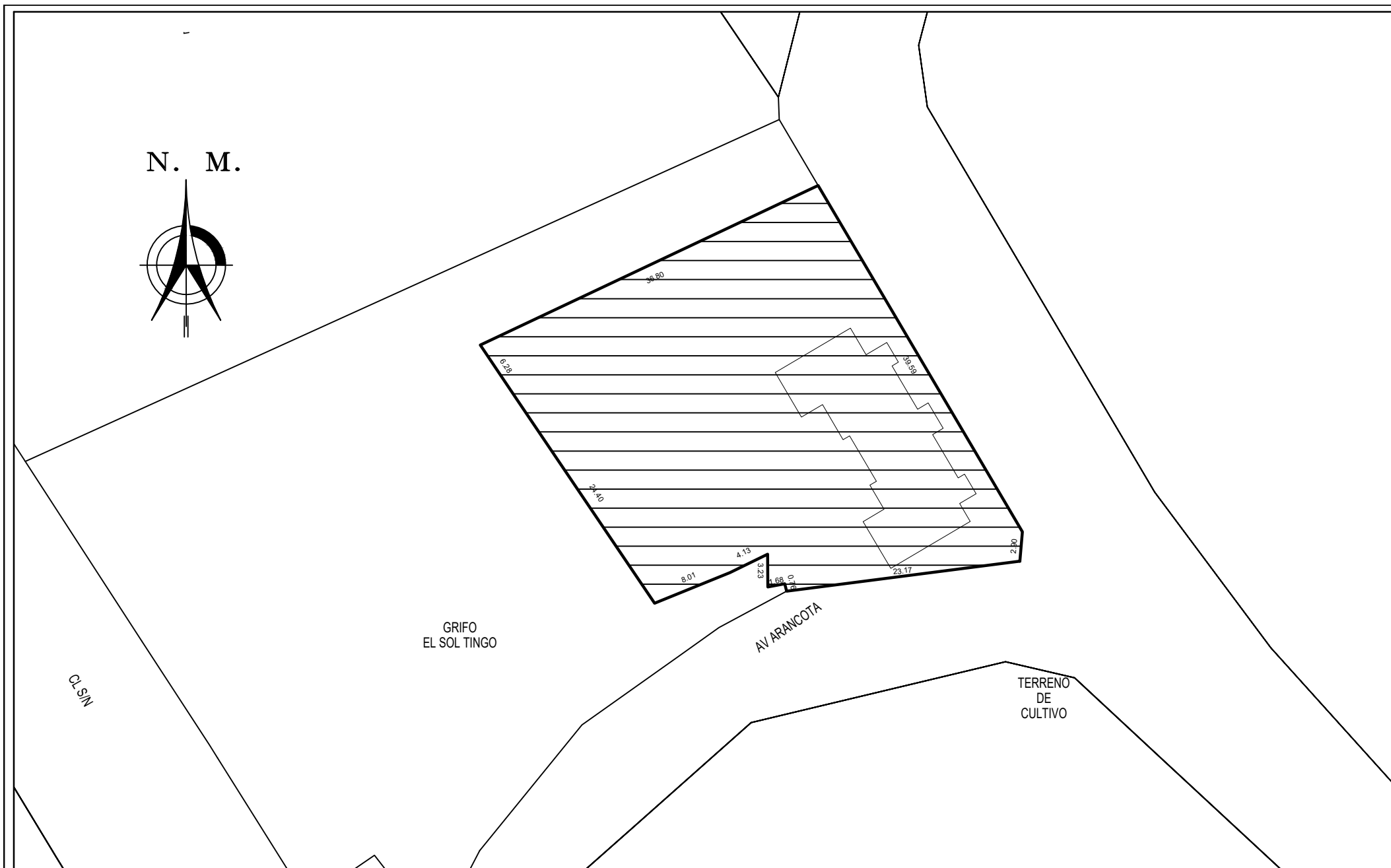
BIBLIOGRAFÍA

- VILLAREAL Genner (2006) “Interacción Sísmica Suelo – Estructura en edificaciones con Zapatas Aisladas” Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.
- VILLAREAL Genner (2007) “Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos” Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.
- VILLAREAL Genner (2017) “Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación”, Lima, Perú.
- GALICIA William y LEÓN Javier (2007) “Interacción Sísmica Suelo – Estructura En Edificaciones de Albañilería Confinada con Plateas De Cimentación”, Trujillo, Perú: Universidad Privada Antenor Orrego.
- VALDERRAMA Christian y MEZA José (2014) “Influencia de la Interacción Suelo – Estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada con Zapatas Aisladas”, Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- ROCCA Ricardo “Tendencias a Largo Plazo en Ingeniería Geotécnica”, Córdoba, Argentina: Universidad Nacional de Córdoba.
- OTÁLVARO Iván y NANCLARES Francisco (2009) “Elementos Para Obtener el Módulo de Reacción de Subrasante”, Medellín, Colombia.
- AGUDELO José (2015) “Breve resumen del Coeficiente de Balasto”, Granada, España:
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) (2016) Norma Técnica Peruana Vigente E.020 Cargas, Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) (2016) Norma Técnica Peruana Vigente E.030 Sismo Resistente, Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) (2016) Norma Técnica Peruana Vigente E.050 Cimentaciones, Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) (2016) Norma Técnica Peruana Vigente E.060 Concreto Armado, Lima, Perú.
- ACI 318 (XX) “American Concrete Institute”, Estados Unidos.
- Genner Villarreal Castro. (2017). Interacción Sísmica Suelo - Estructura en Edificaciones con Platea de Cimentación. Lima - Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Antonio Blanco Blasco. (2011). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima - Perú: capítulo de ingeniera Civil.

ANEXOS.

- I. PLANOS DE ARQUITECTURA
- II. PLANOS DE ESTRUCTURA
- III. ESTUDIO DE SUELOS





ESQUEMA DE LOCALIZACION

ESC / 1 : 10 000

ZONIFICACION: AREQUIPA

AREA DE ESTRUCTURACION URBANA: AREQUIPA

DEPARTAMENTO : AREQUIPA
 PROVINCIA : AREQUIPA
 DISTRITO : SACHACA
 NOMBRE DE VIA : AV ARANCOTA

PLANO DE UBICACION

ESC / 1 : 250

CUADRO NORMATIVO

CUADRO DE AREAS (m2)

PARAMETROS	NORMATIVO	PROYECTO
DENSIDAD NETA		
COEFICIENTE DE EDIFICACION		
% AREA LIBRE		
ALTURA MAXIMA		
RETIRO MINIMO	FRONTAL	
	LATERAL	
	POSTERIOR	
ALINIAMIENTO FACHADA		
Nº ESTACIONAMIENTO		

PISOS	AREAS DECLARADAS					
	EXISTENTE	DEMOLICIÓN	NUEVA	AMP./REM.	PARCIAL	TOTAL
SEMISOTANO						
PRIMER PISO						
SEGUNDO PISO						
TERCER PISO						
TOTAL PARCIAL						
AREA TECHADA:						
AREA LIBRE:						
AREA DEL TERRENO:						1282.00 m ²

FIRMA PROP: _____

FIRMA Y SELLO PROY: _____

PROYECTO: **EDIFICIO TINGO**

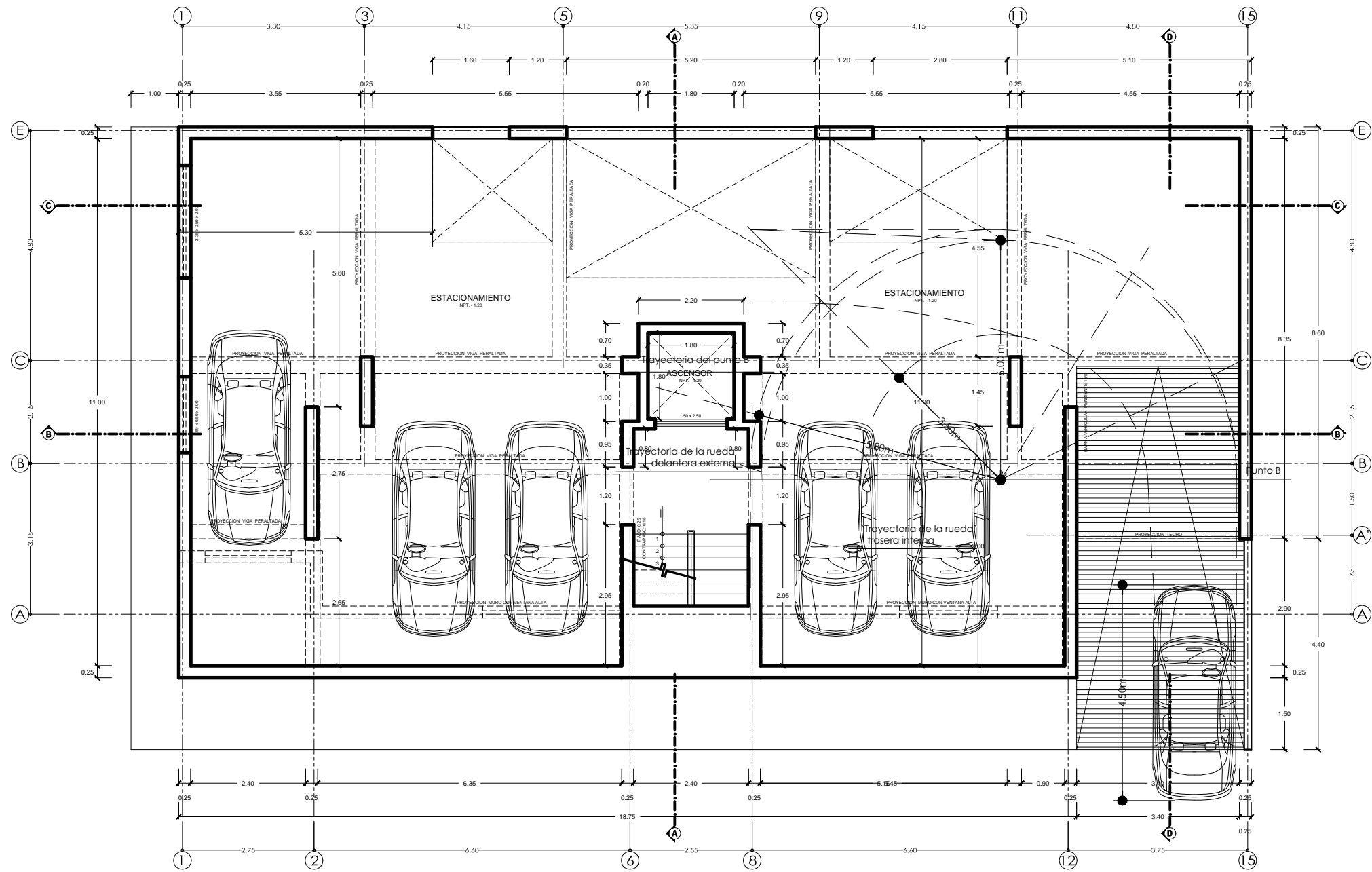
PROPIETARIO: _____

PLANO: LOCALIZACION Y UBICACION

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOVIEMBRE 2016

LAMINA: **U-01**

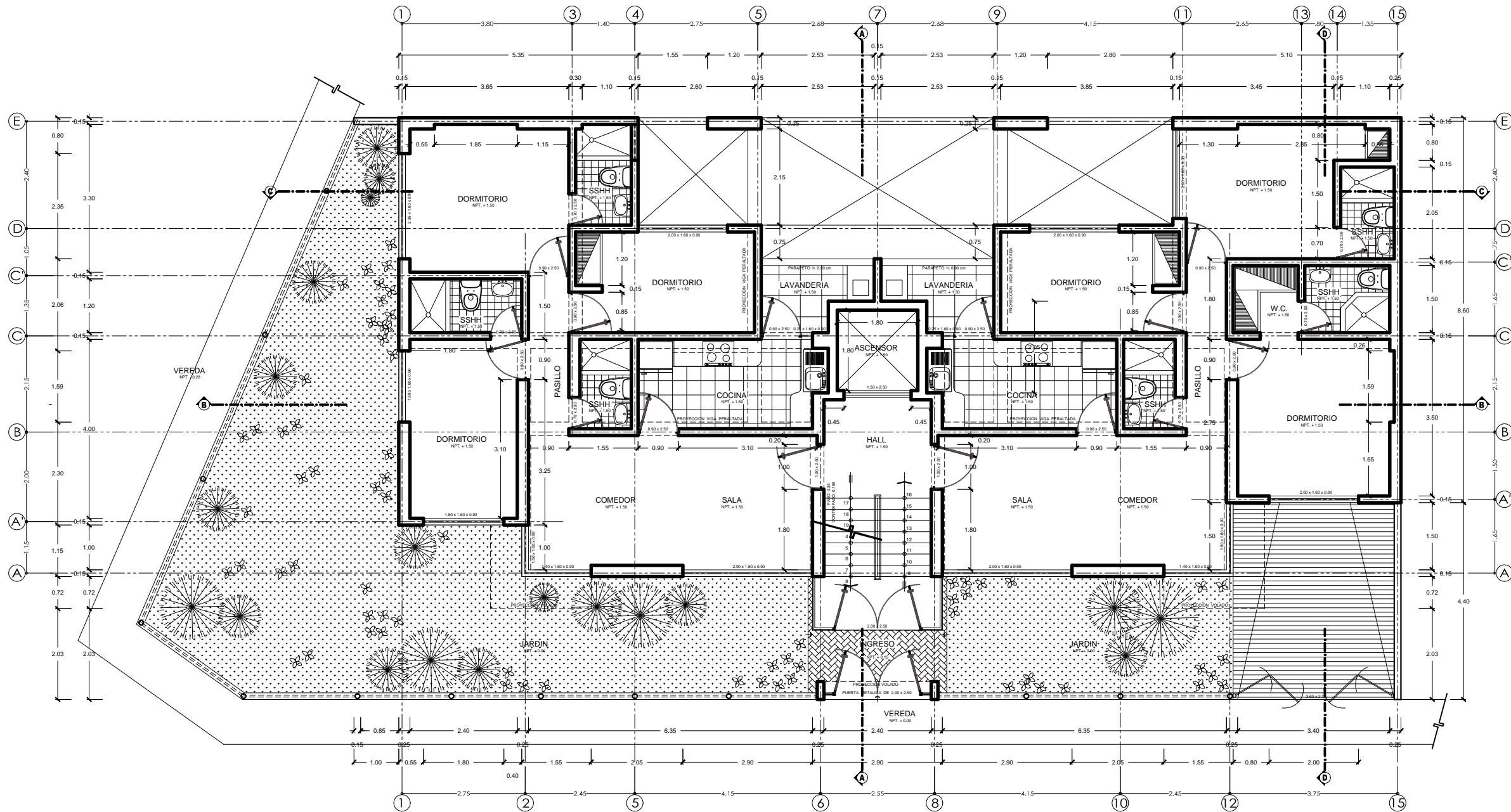


SEMIZOTANO

CLAVE DE VANOS

PUERTAS	ALTO X LARGO
VENTANAS	LARGO X ALTO X ALFEIZER

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA DISTRIBUCION	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-01

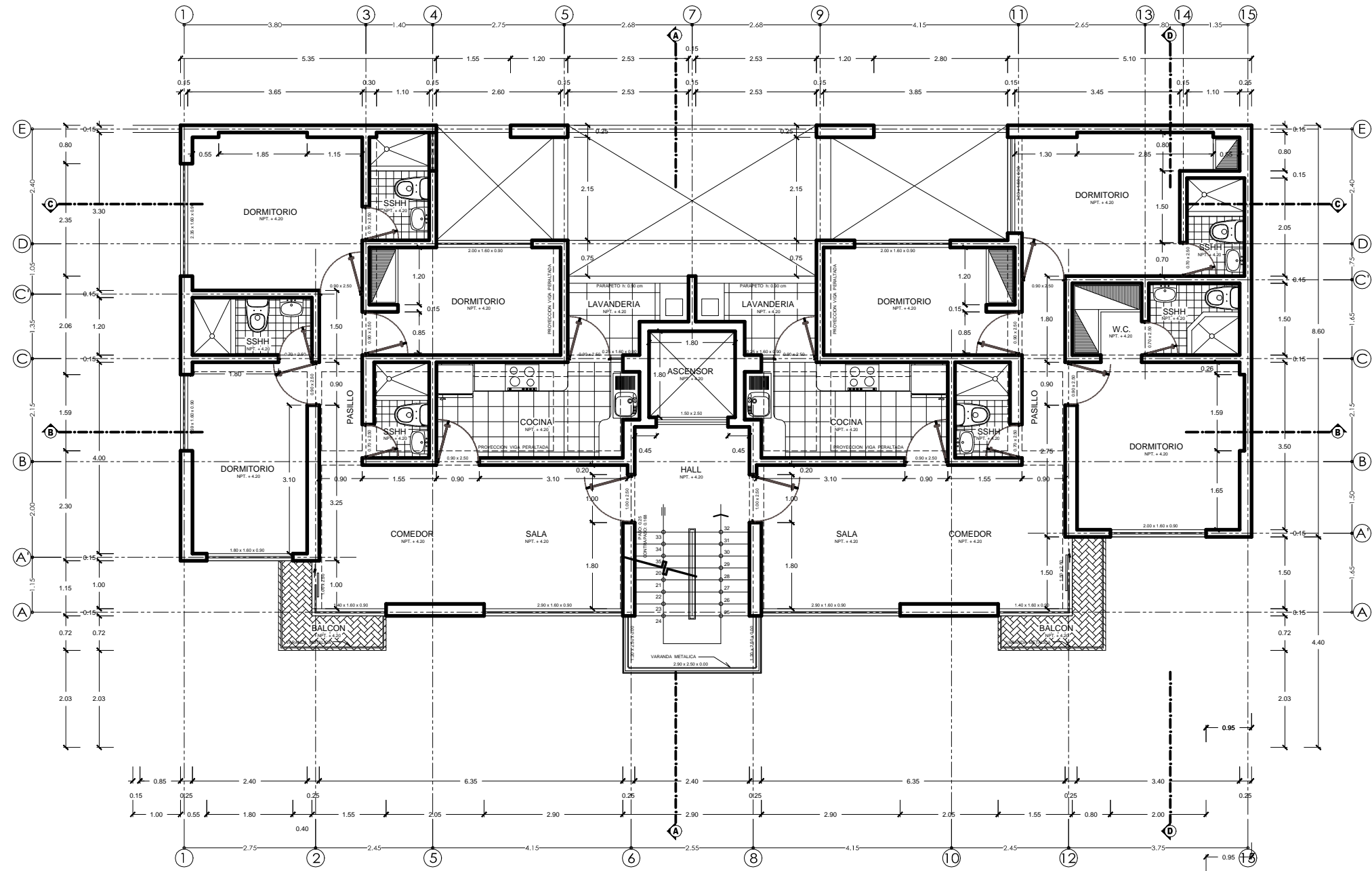


PRIMER PISO

CLAVE DE VANOS

PUERTAS	ALTO X LARGO
VENTANAS	LARGO X ALTO X ALFEIZER

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA DISTRIBUCION	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ: EDWIN FLORES LAZO CAP: 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-02

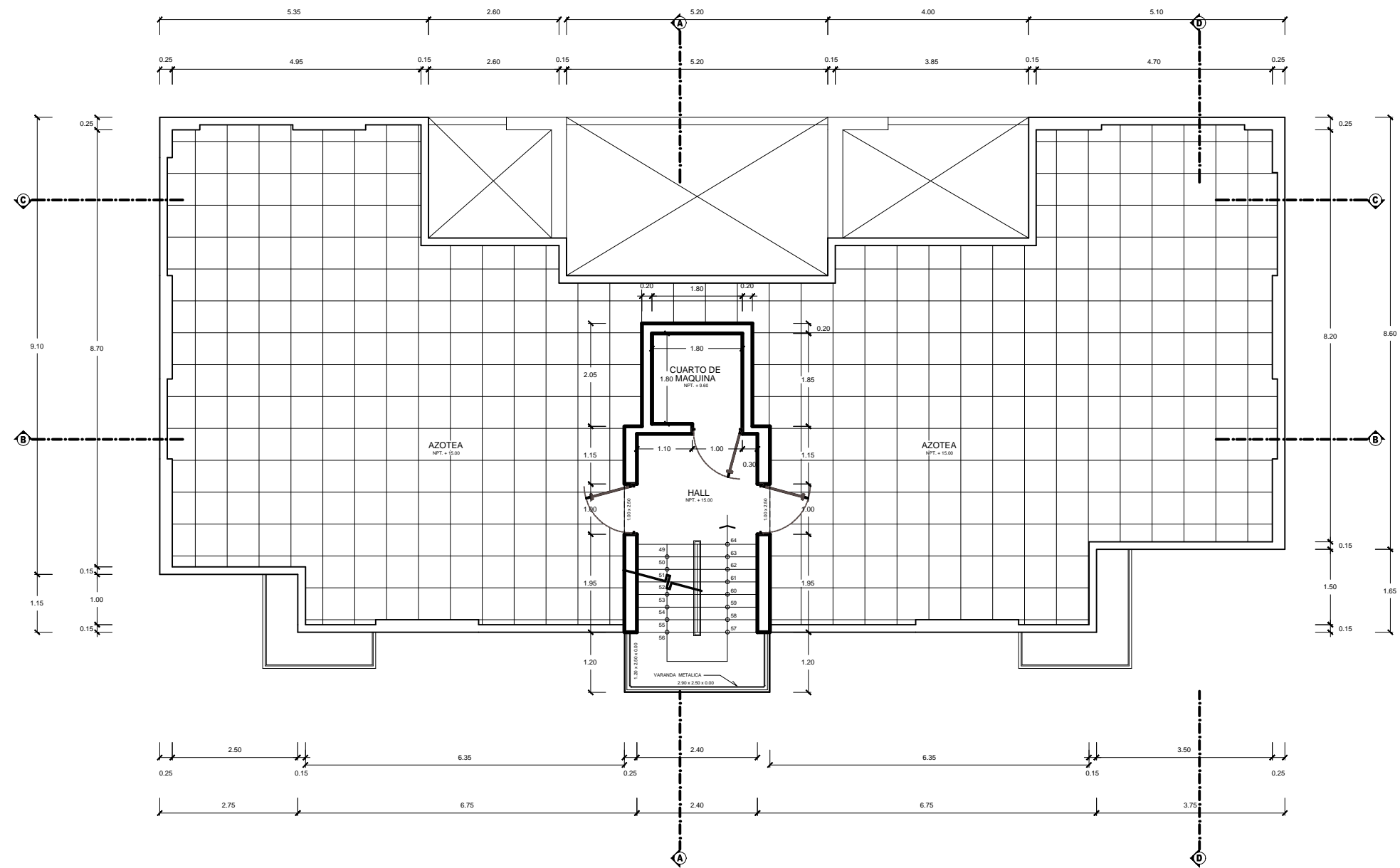


SEGUNDO - QUINTO PISO

CLAVE DE VANOS

PUERTAS	ALTO X LARGO
VENTANAS	LARGO X ALTO X ALFEIZER

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA DISTRIBUCION	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		A-03

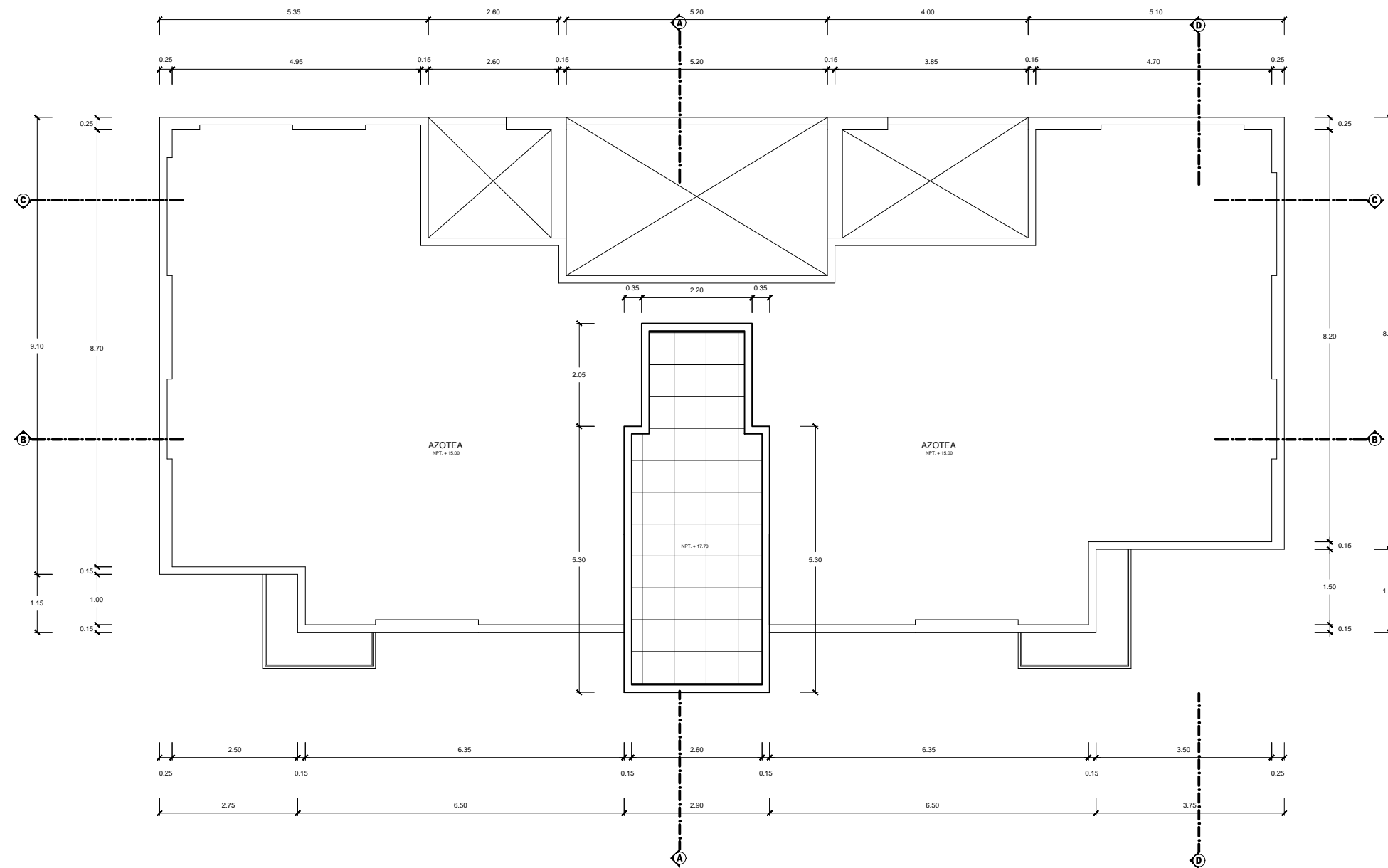


AZOTEA

CLAVE DE VANOS

PUERTAS	ALTO X LARGO
VENTANAS	LARGO X ALTO X ALFEIZER

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA DISTRIBUCION	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		A-04

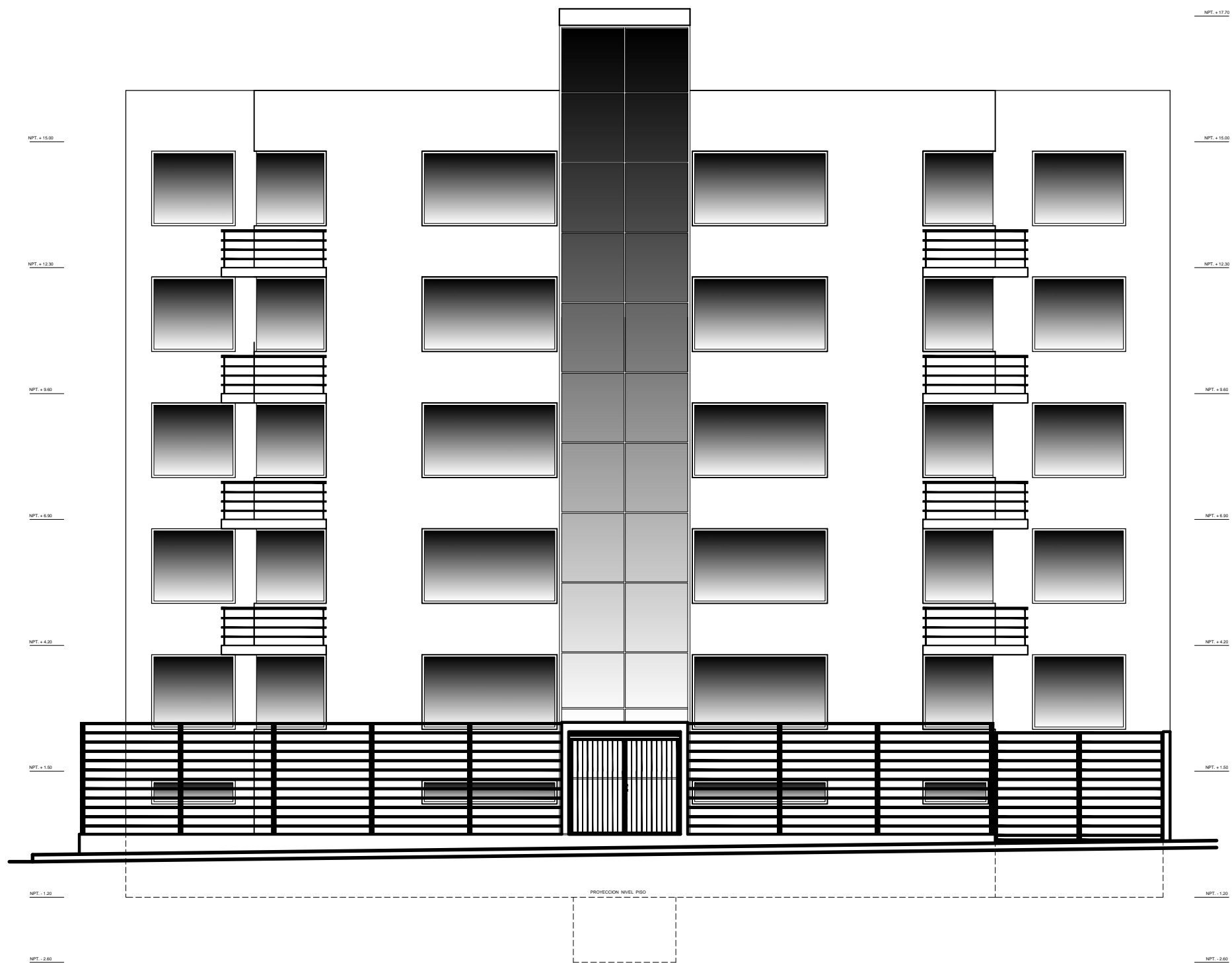


PLANTA DE TECHOS

CLAVE DE VANOS

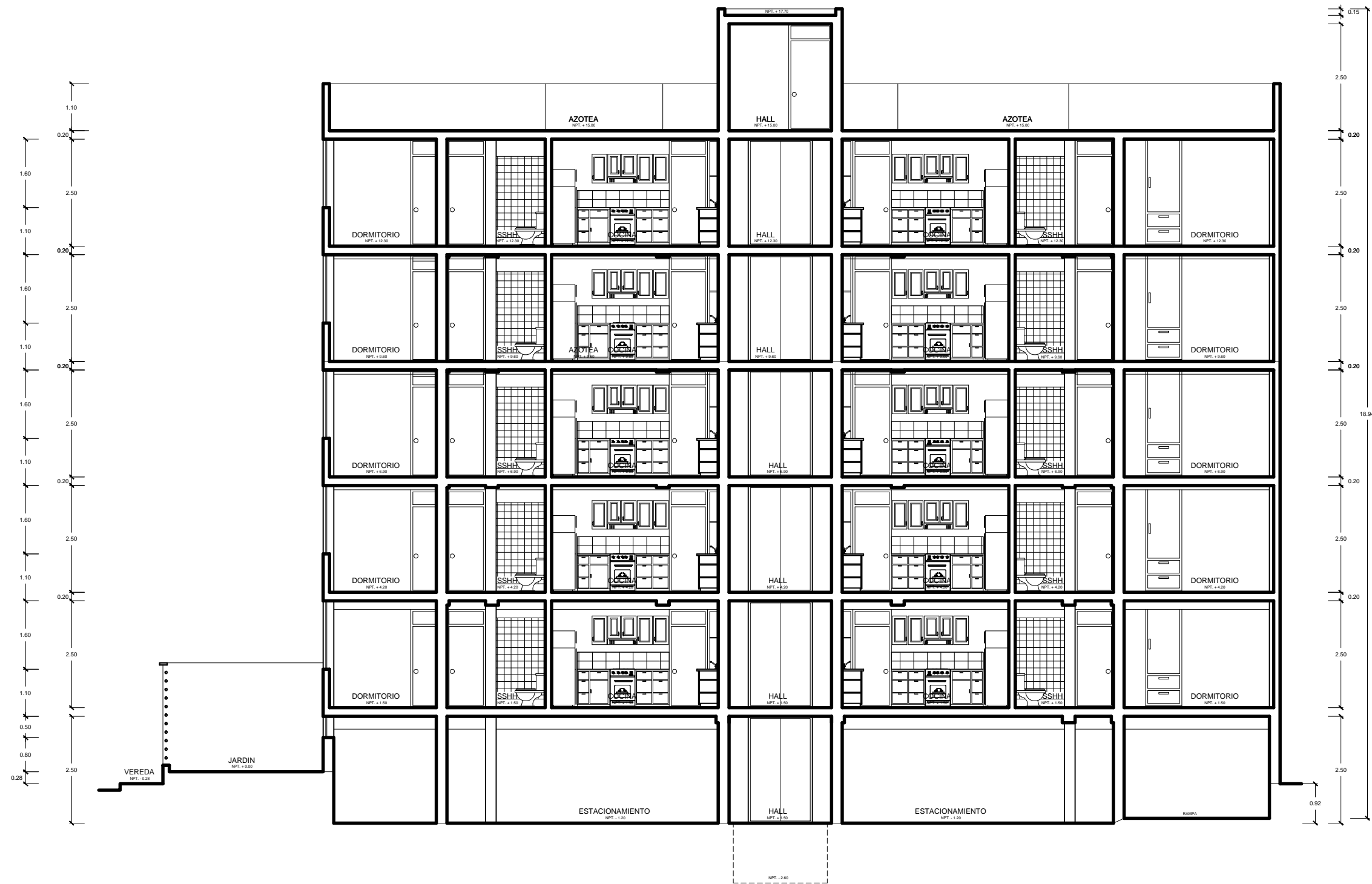
PUERTAS	ALTO X LARGO
VENTANAS	LARGO X ALTO X ALFEIZER

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA DISTRIBUCION	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ: EDWIN FLORES LAZO CAP: 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-05



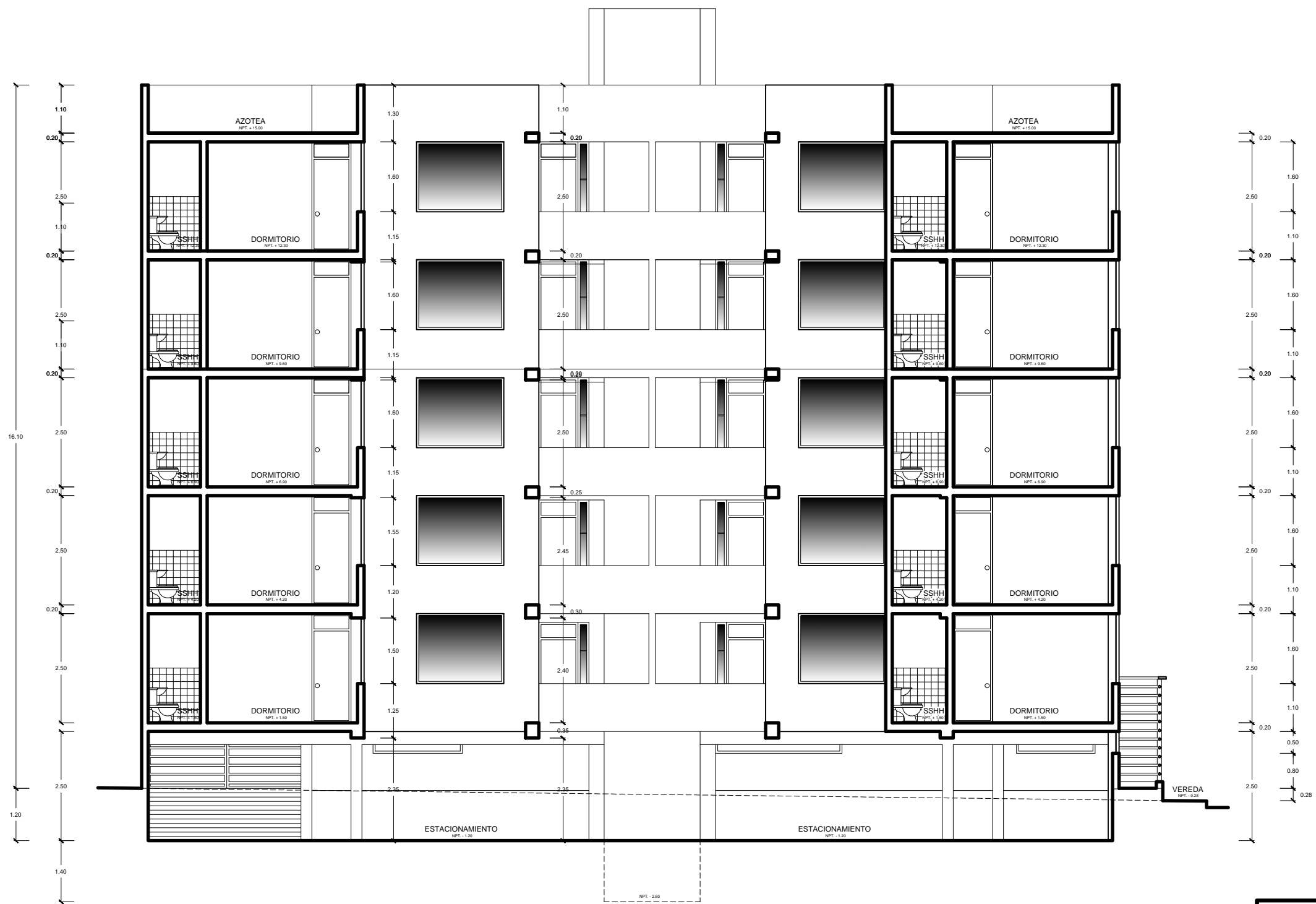
ELEVACION PRINCIPAL

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA CORTES Y ELEVACIONES	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-06



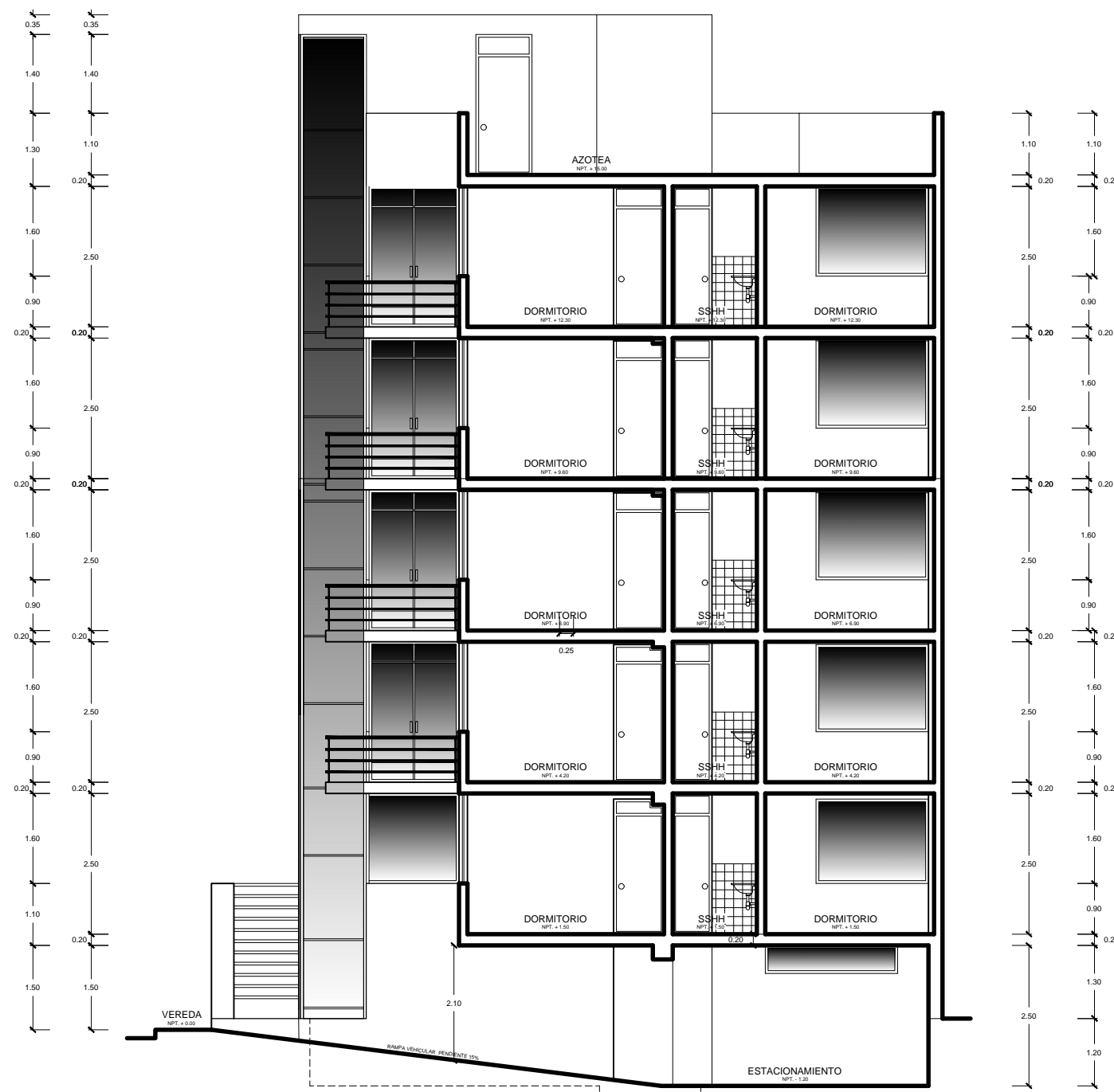
CORTE B - B

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA CORTES Y ELEVACIONES	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-08



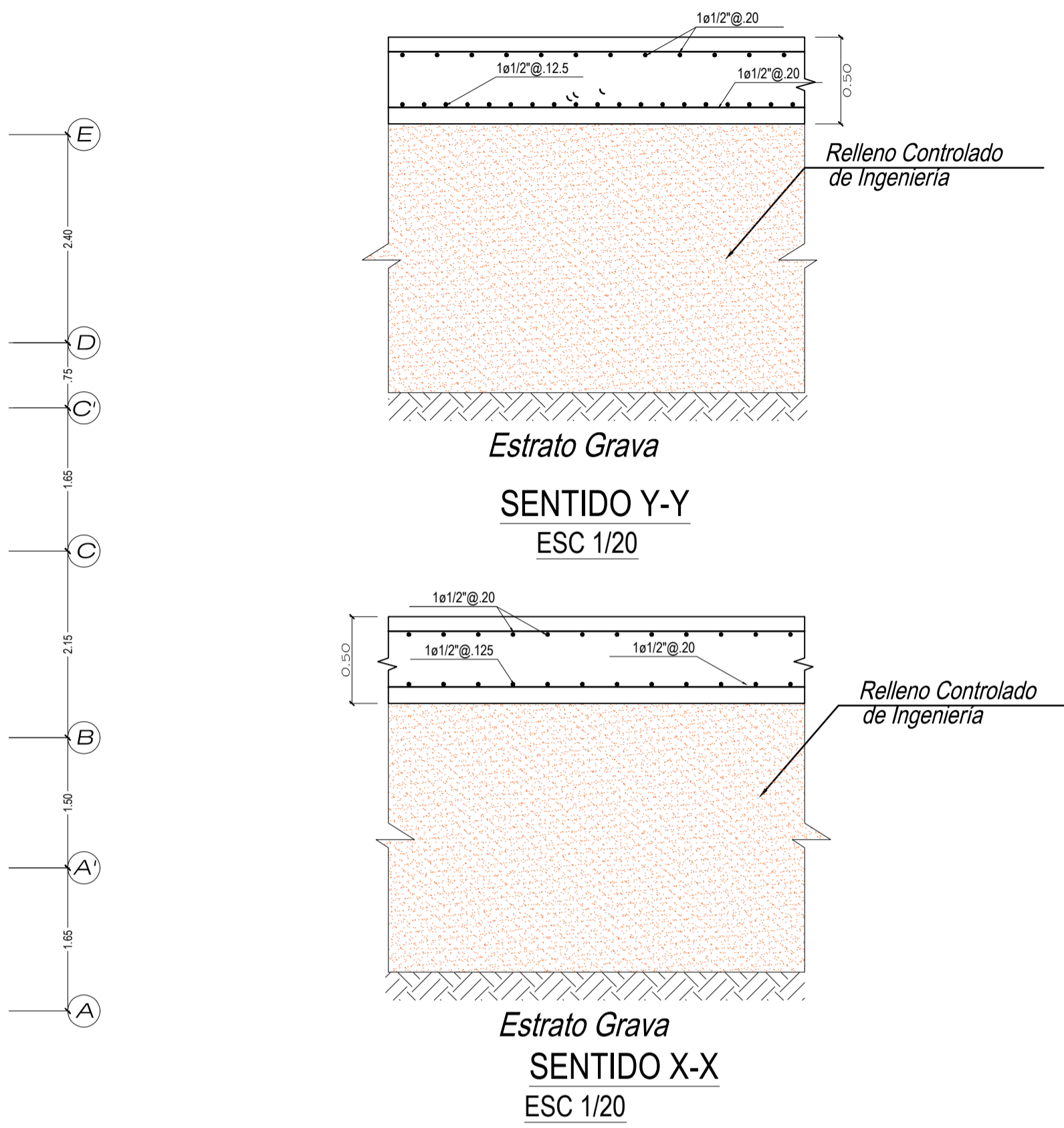
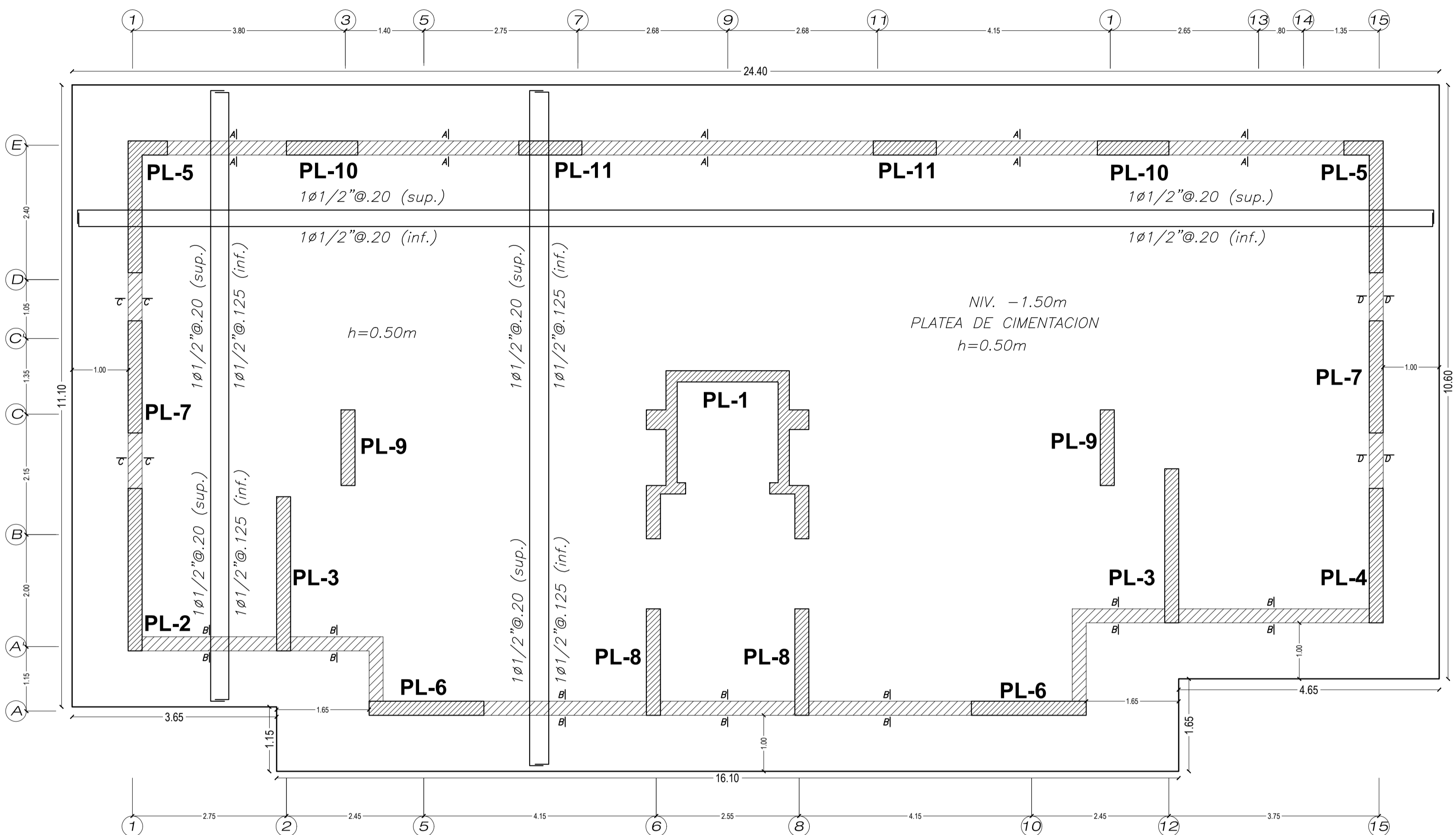
CORTE C - C

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA CORTES Y ELEVACIONES	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-09



CORTE D - D

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ARQUITECTURA CORTES Y ELEVACIONES	
TESISTAS:	BACH. JHEAN CARLOS CHULLO MERMA BACH. DIEGO ARMANDO RODRIGUEZ	
LUGAR:	AREQUIPA - SACHACA	
ARQ. EDWIN FLORES LAZO CAP. 14544	FECHA: DICIEMBRE 2017	ESCALA: 1/50
		LAMINA: A-10



ESPECIFICACIONES GENERALES
 $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 Dias
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 S/C= indicadas

RECUBRIMIENTOS

Columnas - Vigas	=4.0cm
Aligerado- Losas - Vigas chatas	=2.0cm
Zapatas	=8.0cm
Muros de Sótano	=4.0cm
Muros de Cisterna (Concreto y tarrajeo con impermeabilizante)	=4.0cm

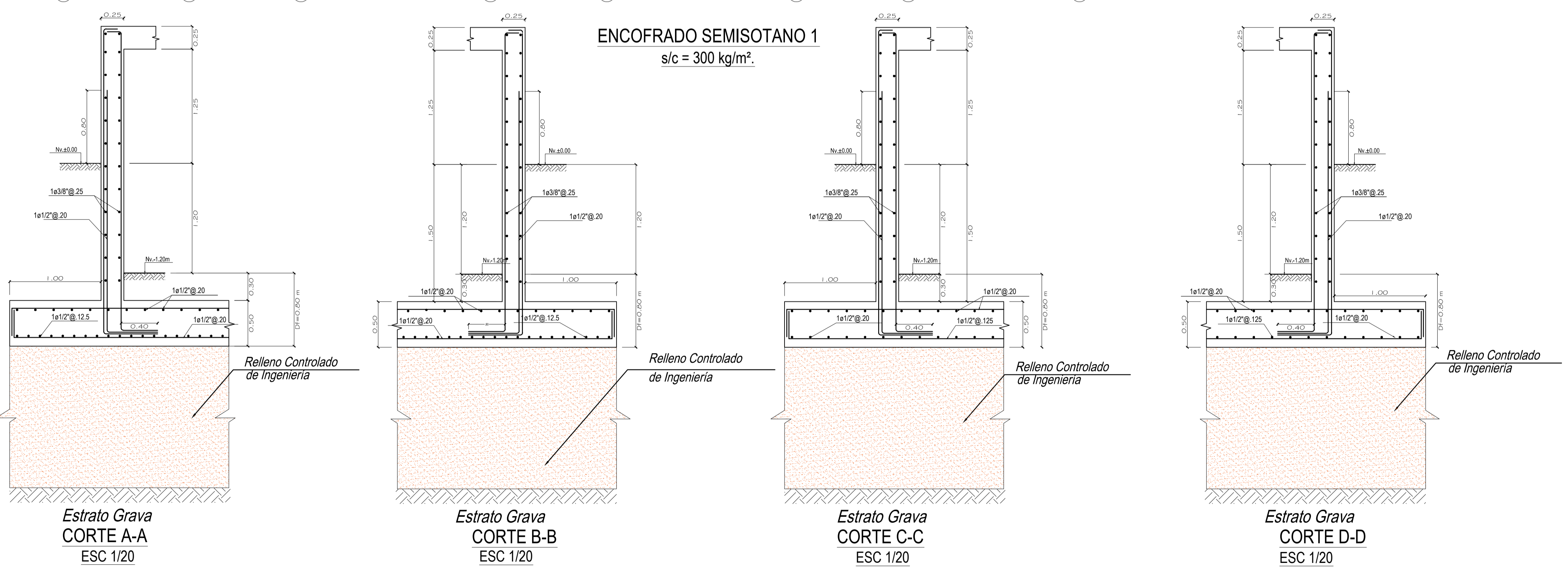
ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO
 $f'm=65 \text{ kg/cm}^2$
 Unidad de albañilería: Tipo Mecanizado
 Tipo de mortero =1:4 (Cemento:Arena)

NORMAS UTILIZADAS
 E.020 CARGAS
 E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
 E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
 E.060 CONCRETO ARMADO
 E.070 ALBAÑILERIA
 E.090 ESTRUCTURAS METALICAS

SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00	Z=0.35 U=1.00
S=1.2 Tp=1.0s Tl=1.6s	S=1.2 Tp=0.6s Tl=1.6s
Sistema Estructural Sismorresistente : Muros de corte	Sistema Estructural Sismorresistente : Muros de corte
C = 2.5	C = 2.5
Hn = 18.8 m	Hn = 18.8 m
Ct = 60	Ct = 60
T = 0.313 s	T = 0.313 s
R = 6	R = 6
Δúltimo nivel=0.8967cm	Δúltimo nivel=0.5034cm
δrelativo =.003213	δrelativo =.001958
V =171.11 Tnf	V =161.14 Tnf

ESTUDIO DE SUELOS
 $\sigma_t=1.17 \text{ kg/cm}^2$ (Ver Estudio de Suelos)
 $D_f=0.80 \text{ m}$ con respecto al nivel del Sótano (Ver Estudio de Suelos)
TIPO DE CIMENTACIONES
 - Platea de cimentacion

ENCOFRADO SEMISOTANO 1
 $s/c = 300 \text{ kg/m}^2$



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

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
 "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

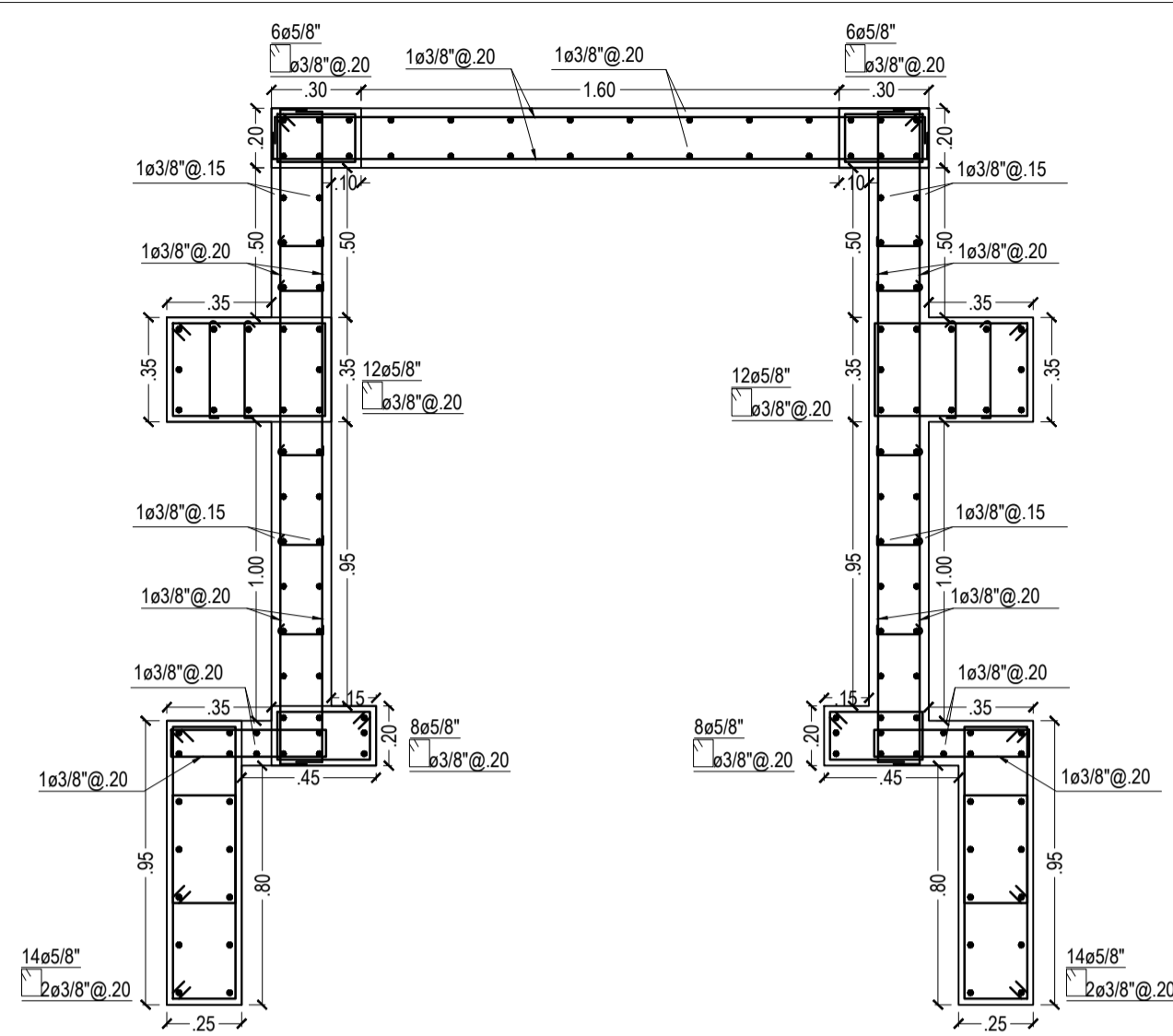
BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
 CHULLO MERIA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES - CORTES

ESCALA: 1/20

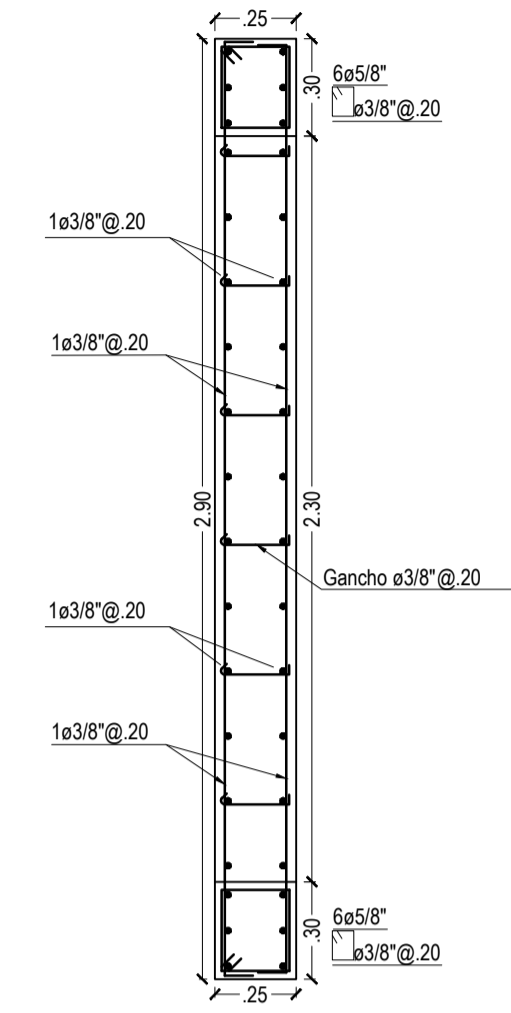
FECHA: DICIEMBRE 2017

LAMINA: **E-01**



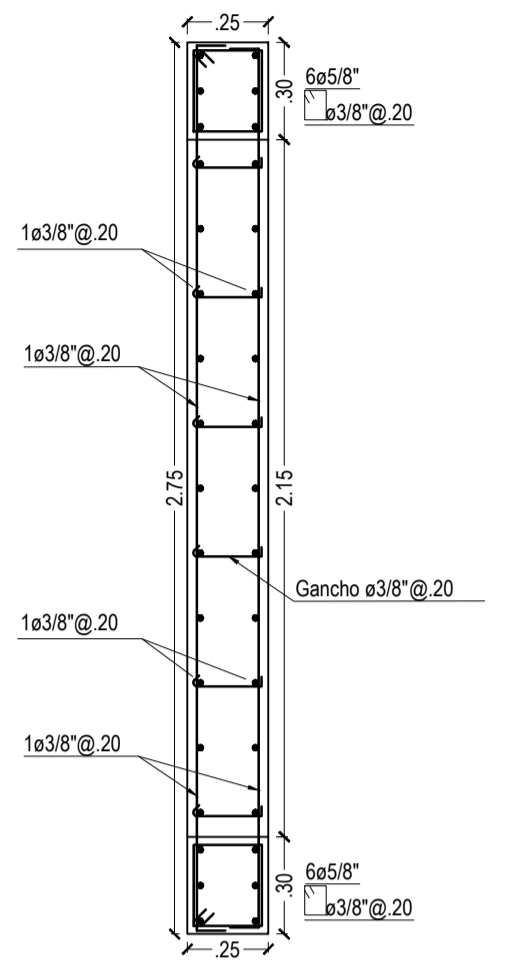
PLACA -1

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/20



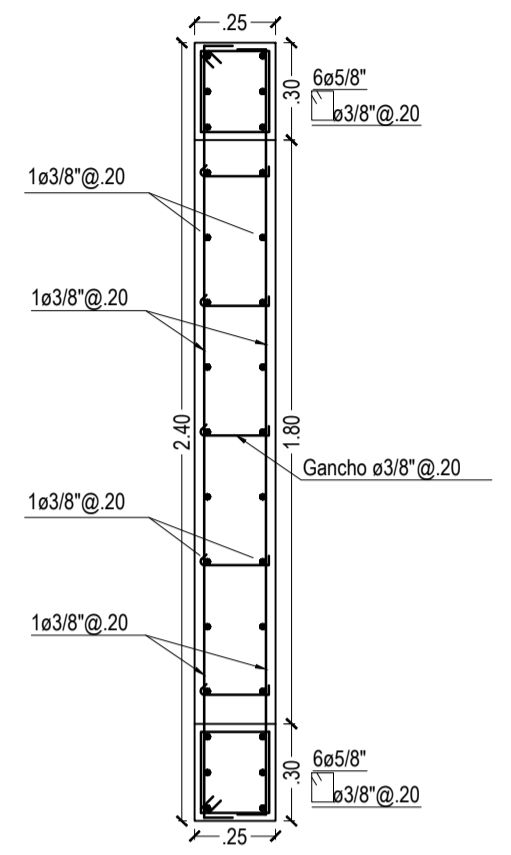
PLACA -2

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/20



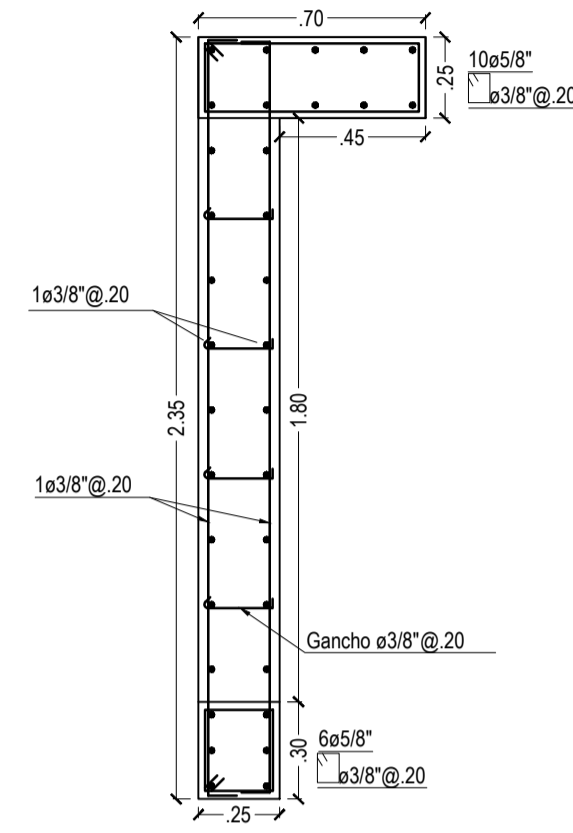
PLACA -3

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/20



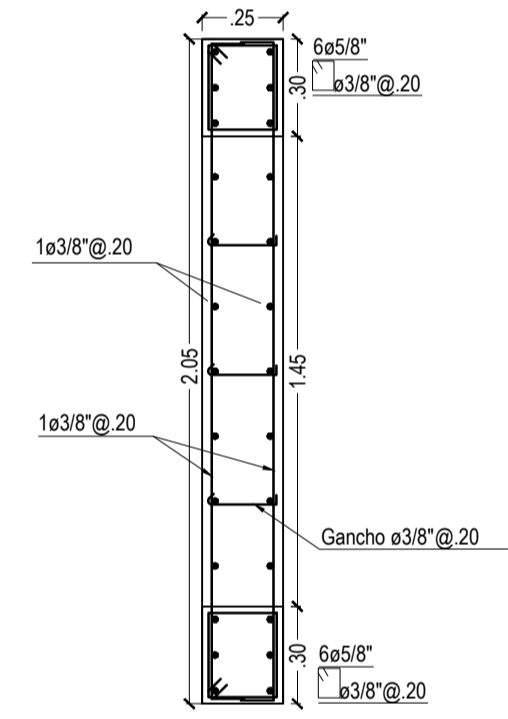
PLACA -4

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/20



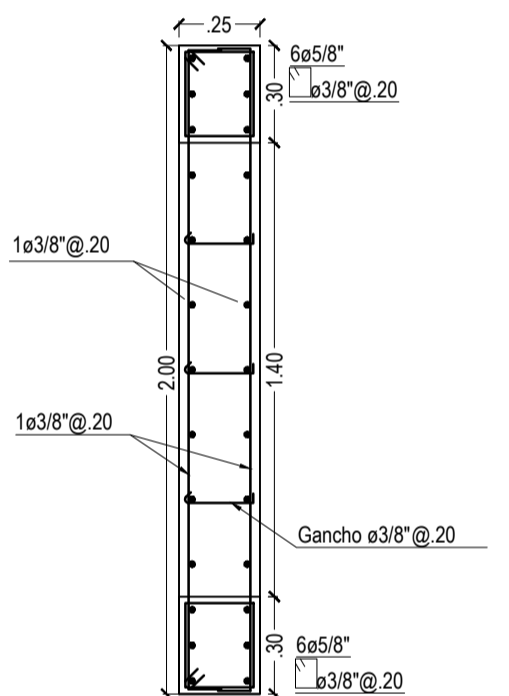
PLACA -5

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/20



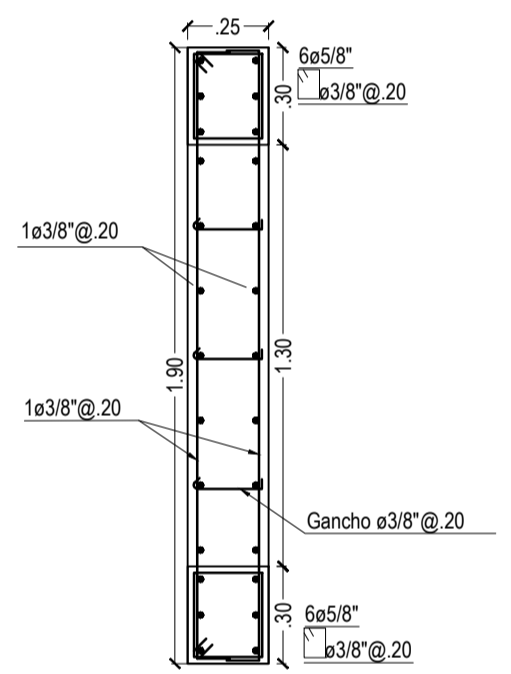
PLACA -6

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25



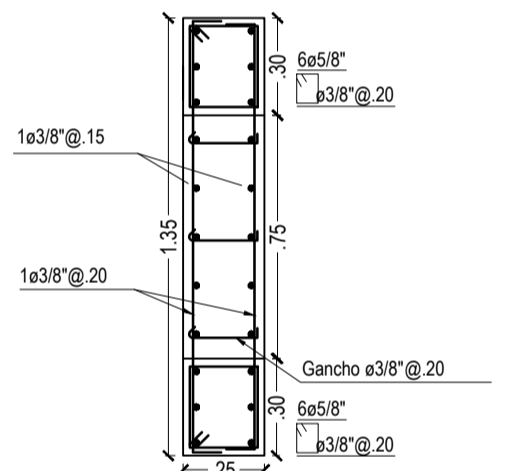
PLACA -7

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25



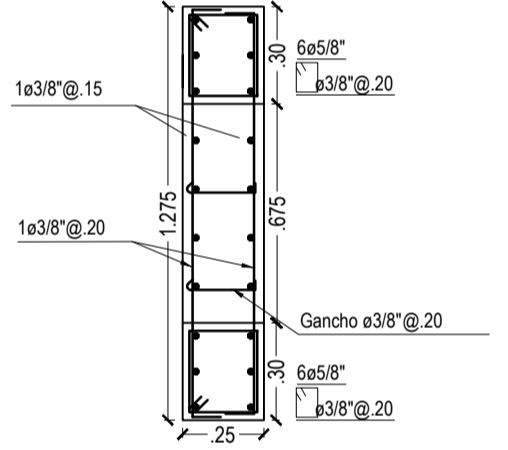
PLACA -8

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25



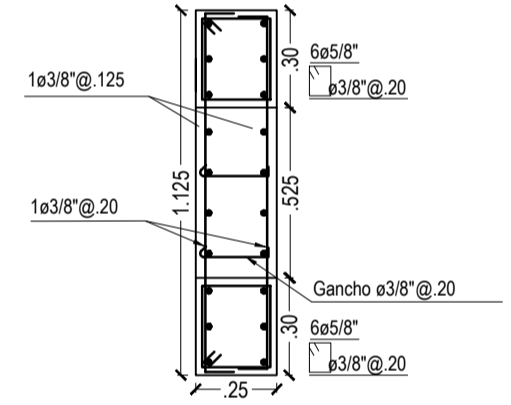
PLACA -9

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25



PLACA -10

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25

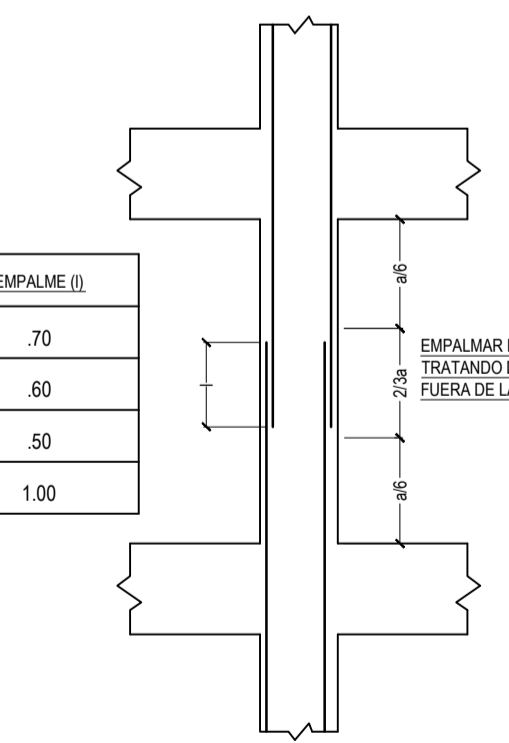


PLACA -11

Semisotano @ 5to Nivel
ESC:1/25

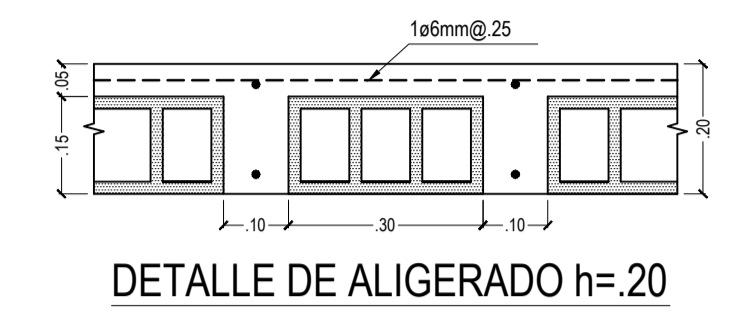
DETALLE DEL ARMADO DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

LONGITUD DE EMPALME (l)	
e3/4"	.70
e5/8"	.60
e1/2"	.50
e1"	1.00



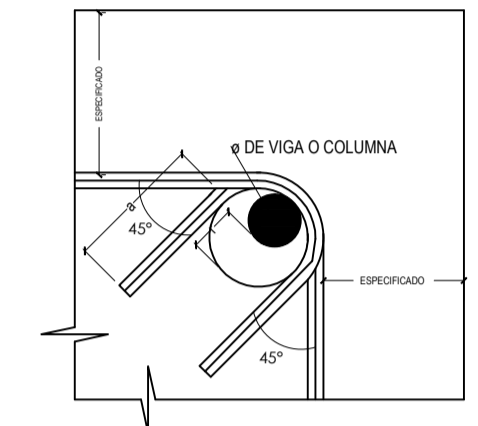
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

ESC:1/25



DETALLE DE ALIGERADO h= .20

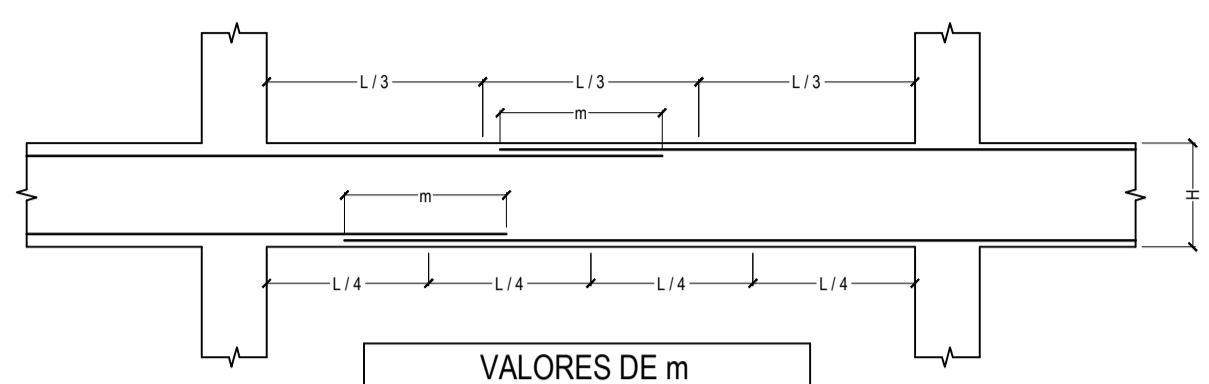
ESC:1/10



Ø	r	a
6mm	2cm	7.5cm
8mm	2.5cm	8cm
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS

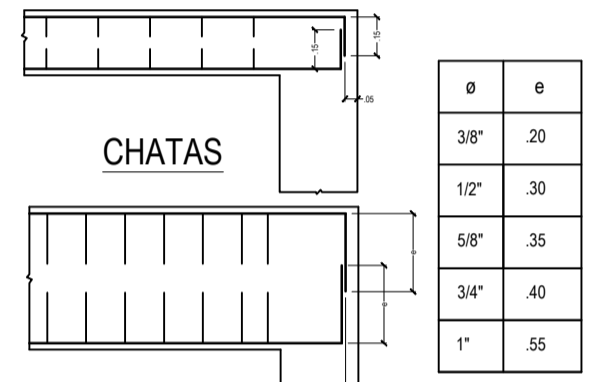
ESC:1/25



VALORES DE m		
Ø	Reforzo inferior	Reforzo superior
	H cualquiera	H<30
3/8"	.40	.40
1/2"	.40	.45
5/8"	.50	.45
3/4"	.65	.50

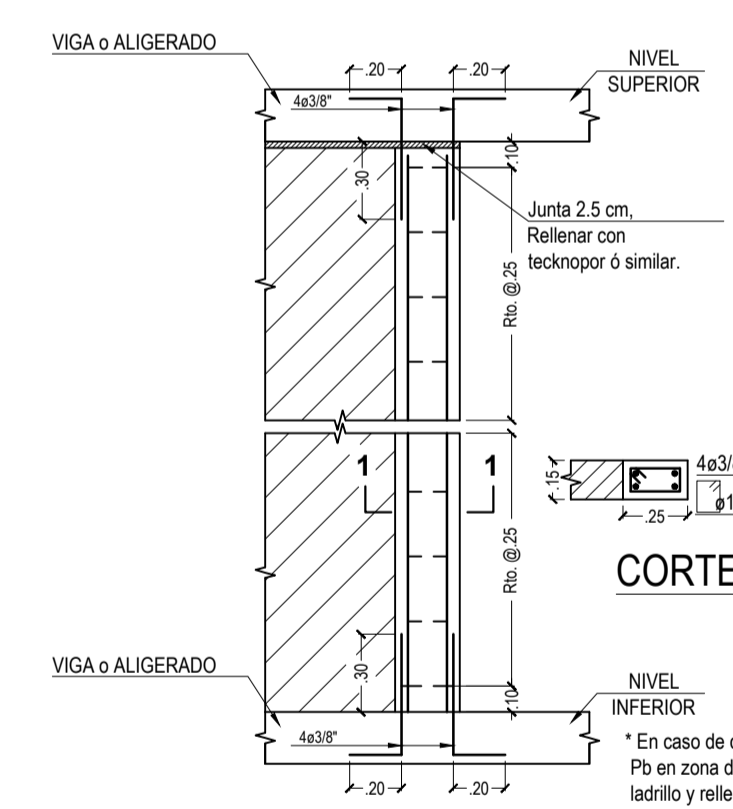
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

ESC:1/25



ANCLAJE DE VIGAS

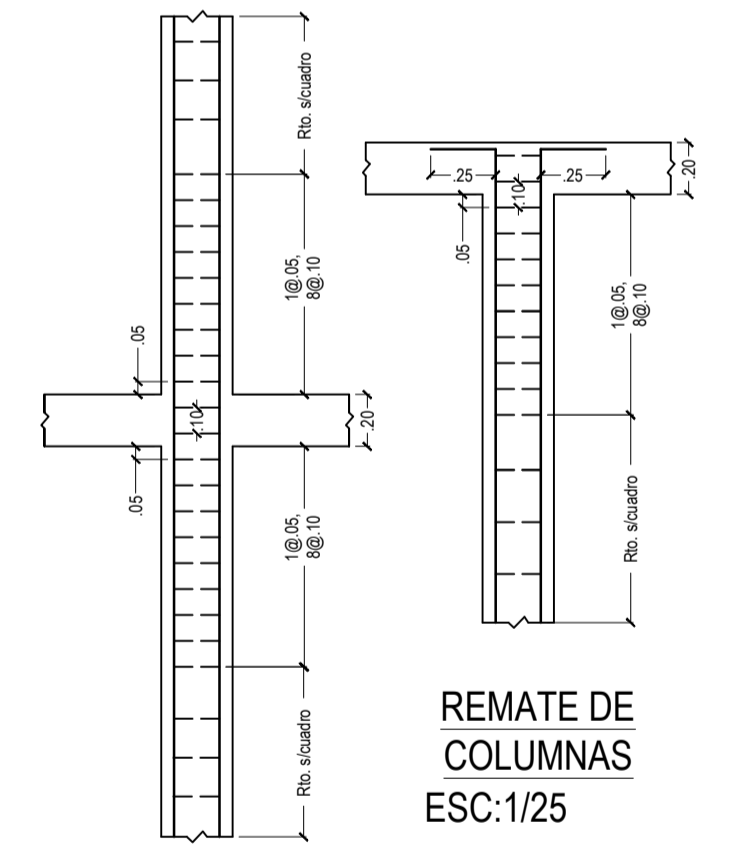
ESC:1/25



COLUMNA Pa

(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecnopor o similar).

ESC:1/25



REMATE DE COLUMNAS

ESC:1/25

ENCUENTRO DE COLUMNAS

ESC:1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

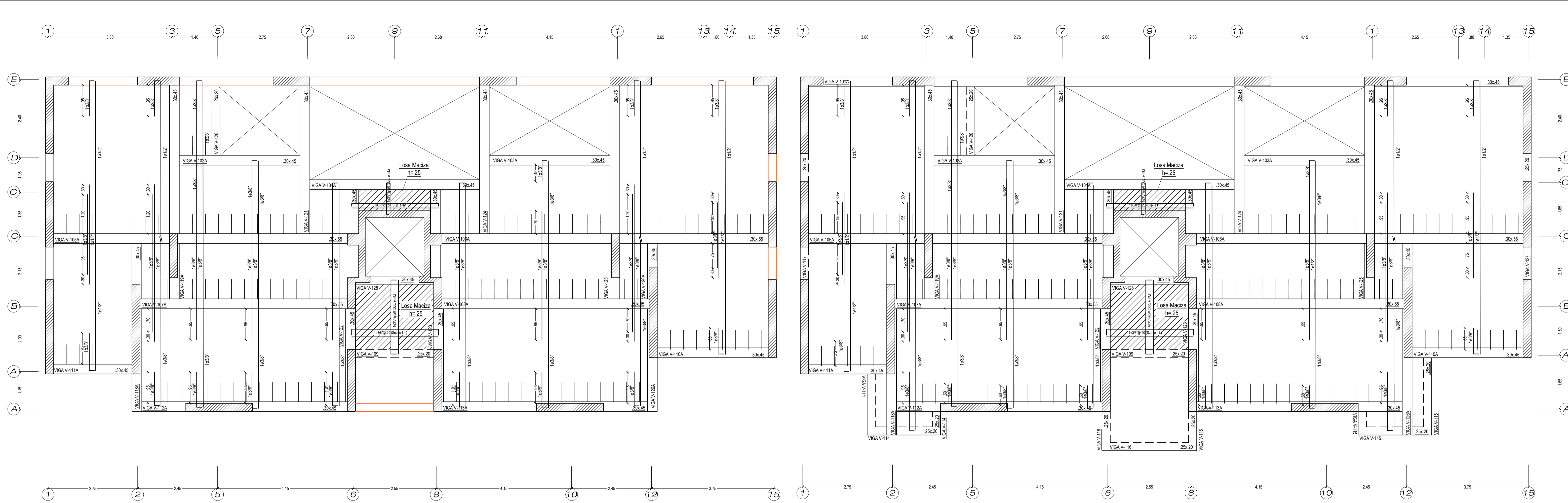
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

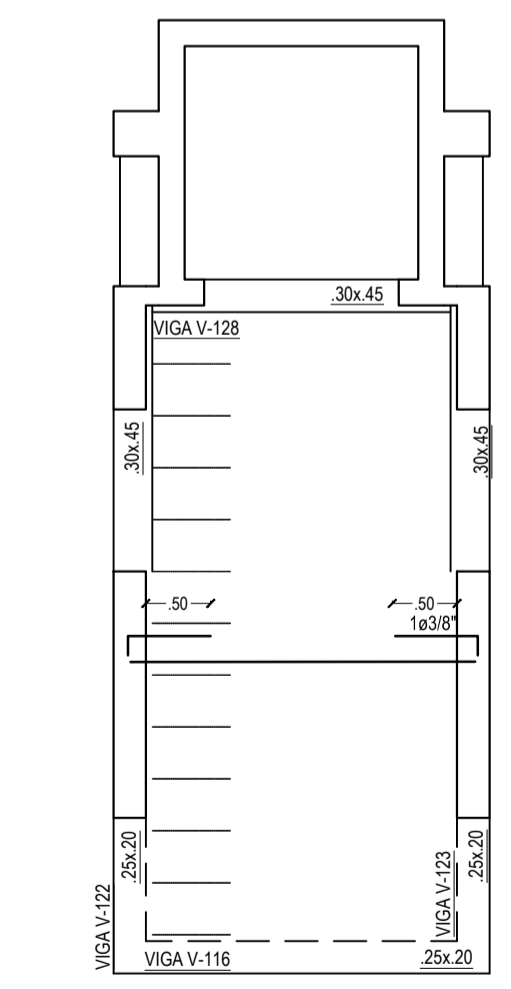
PLANO: ESTRUCTURAS - PLACAS - DETALLES

ESCALA: 1/25 FECHA: DICIEMBRE 2017

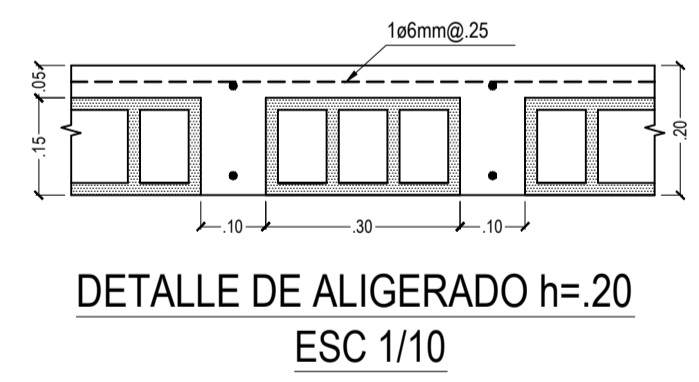


ENCOFRADO PRIMER PISO
 $s/c = 200 \text{ kg/m}^2$
 ESC 1/50

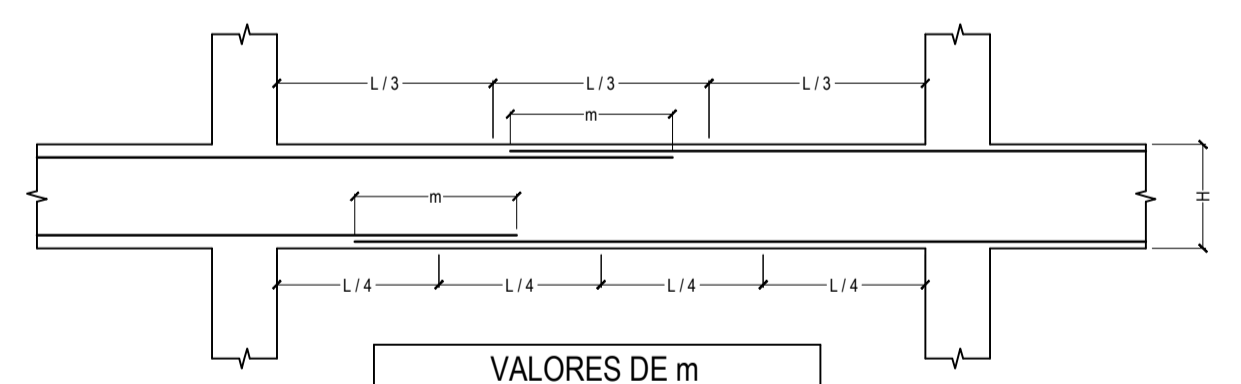
ENCOFRADO SEGUNDO Y TERCER PISO
 $s/c = 200 \text{ kg/m}^2$
 ESC 1/50



LOSA ESCALERAS
 ESC 1/50

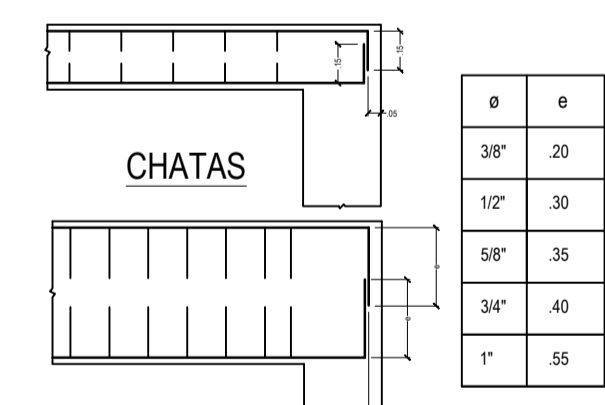


DETALLE DE ALIGERADO h=20
 ESC 1/10



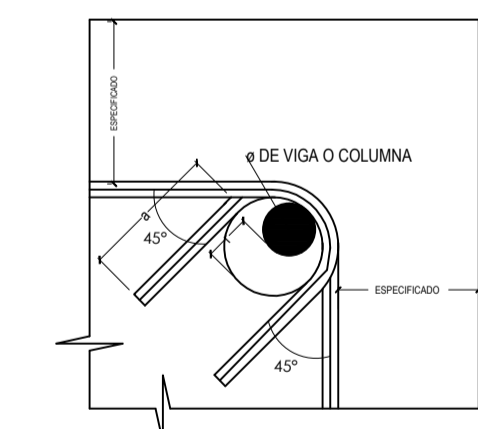
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
 ESC 1/25

VALORES DE m		
Ø	Reinforo inferior	Reinforo superior
	H cualquiera	H<30
3/8"	.40	.40 .45
1/2"	.40	.40 .45
5/8"	.50	.45 .60
3/4"	.65	.50 .70



ANCLAJE DE VIGAS
 ESC 1/25

Ø	e
3/8"	20
1/2"	30
5/8"	35
3/4"	40
1"	55



DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS
 ESC 1/25

Ø	r	a
6mm	2cm	7.5cm
8mm	2.5cm	8cm
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00 S=1.2 Tp=1.0s Tl=1.6s	Z=0.35 U=1.00 S=1.2 Tp=0.6s Tl=1.6s
Sistema Estructural Sismorresistente : Muros de corte C = 2.5 Hn = 18.8 m Ct = 60 T = 0.313 s R = 6 Δúltimo nivel=0.8967cm δrelativo = 0.03213 V = 171.11 Tnf	Sistema Estructural Sismorresistente : Muros de corte C = 2.5 Hn = 18.8 m Ct = 60 T = 0.313 s R = 6 Δúltimo nivel=0.5034cm δrelativo = 0.01958 V = 161.14 Tnf

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

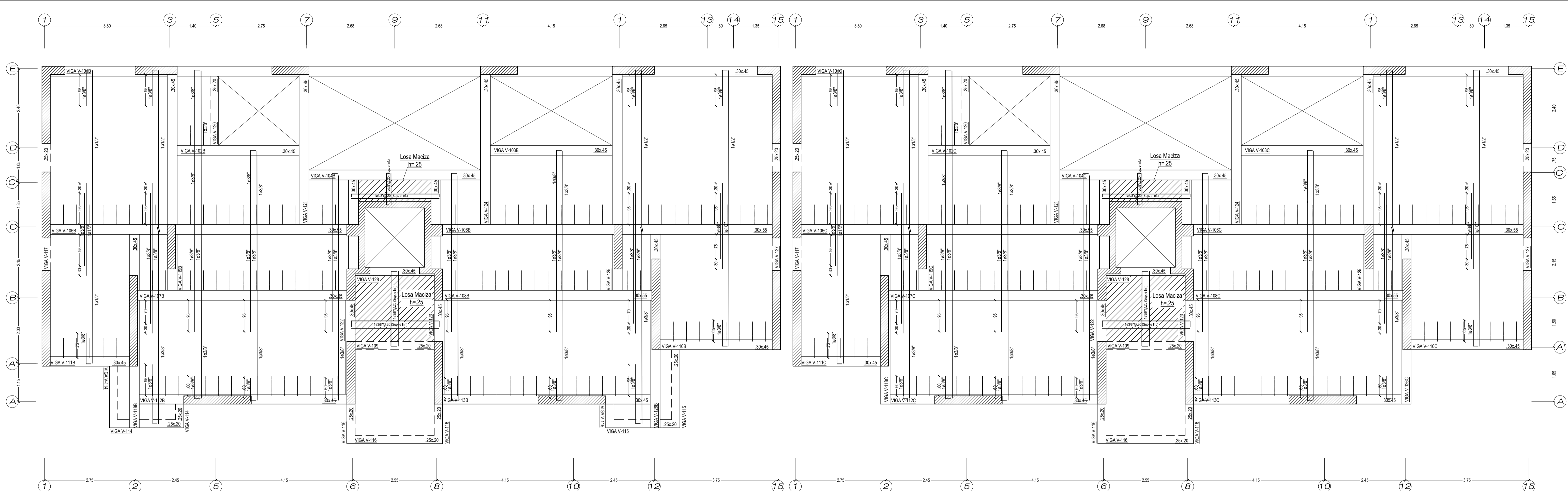
BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
 CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - ENCOFRADO 1- 2 y 3 PISO - DETALLES

ESCALA: 1/50 - 1/25

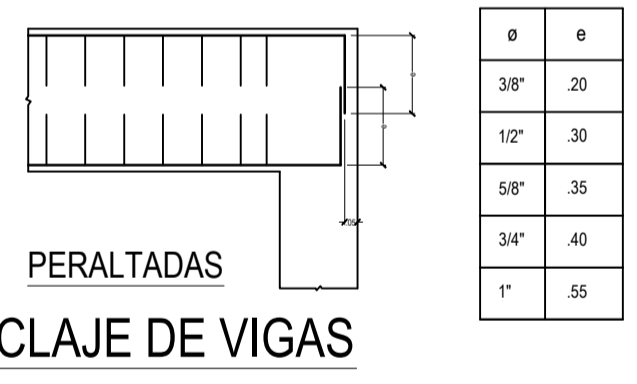
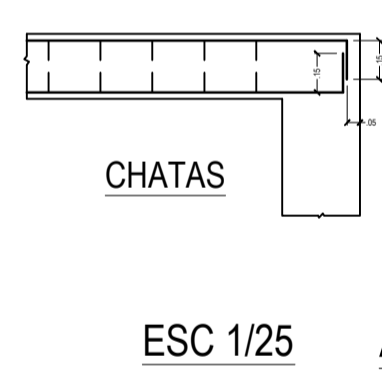
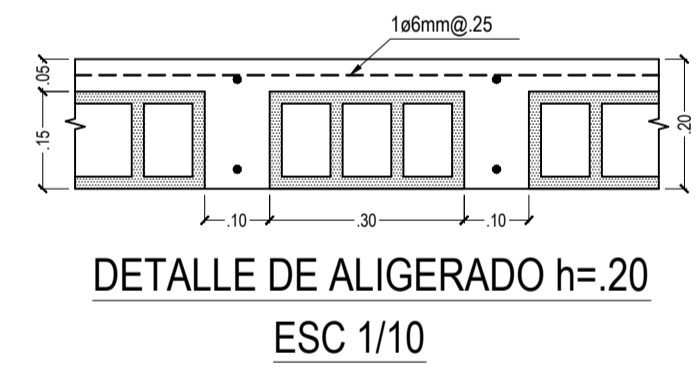
FECHA: DICIEMBRE 2017

LAMINA: **E-03**

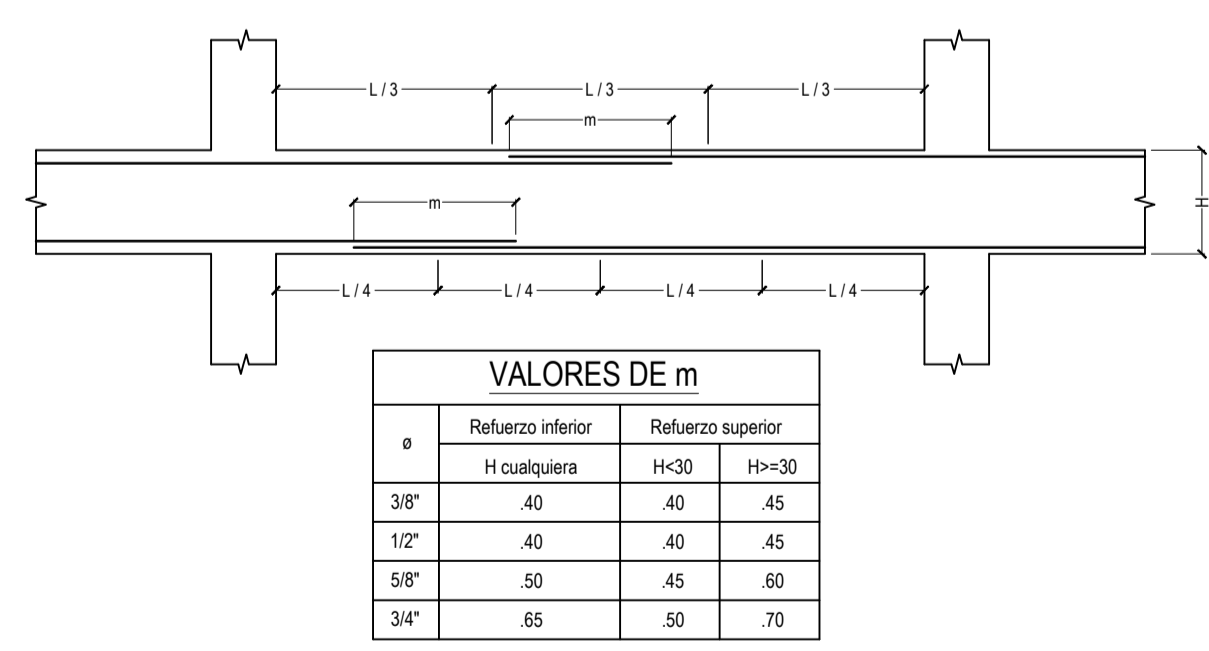


ENCOFRADO CUARTO Y QUINTO PISO
 $s/c = 200 \text{ kg/m}^2$
 ESC 1/50

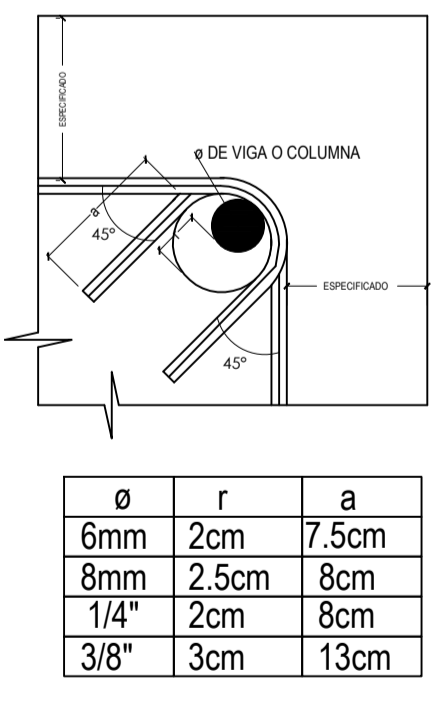
ENCOFRADO SEXTO PISO
 $s/c = 200 \text{ kg/m}^2$
 ESC 1/50



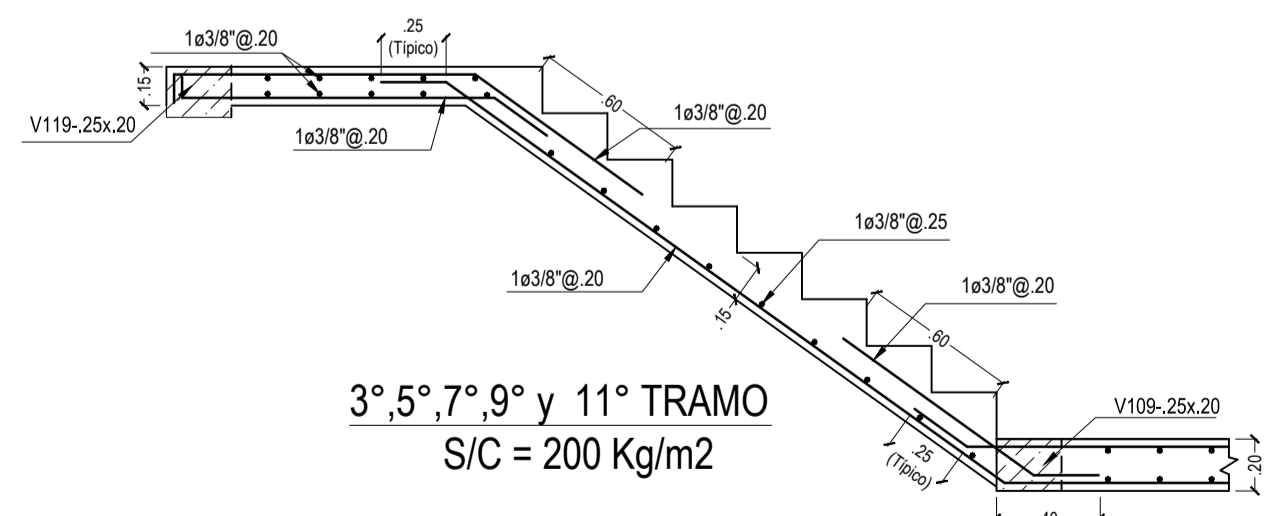
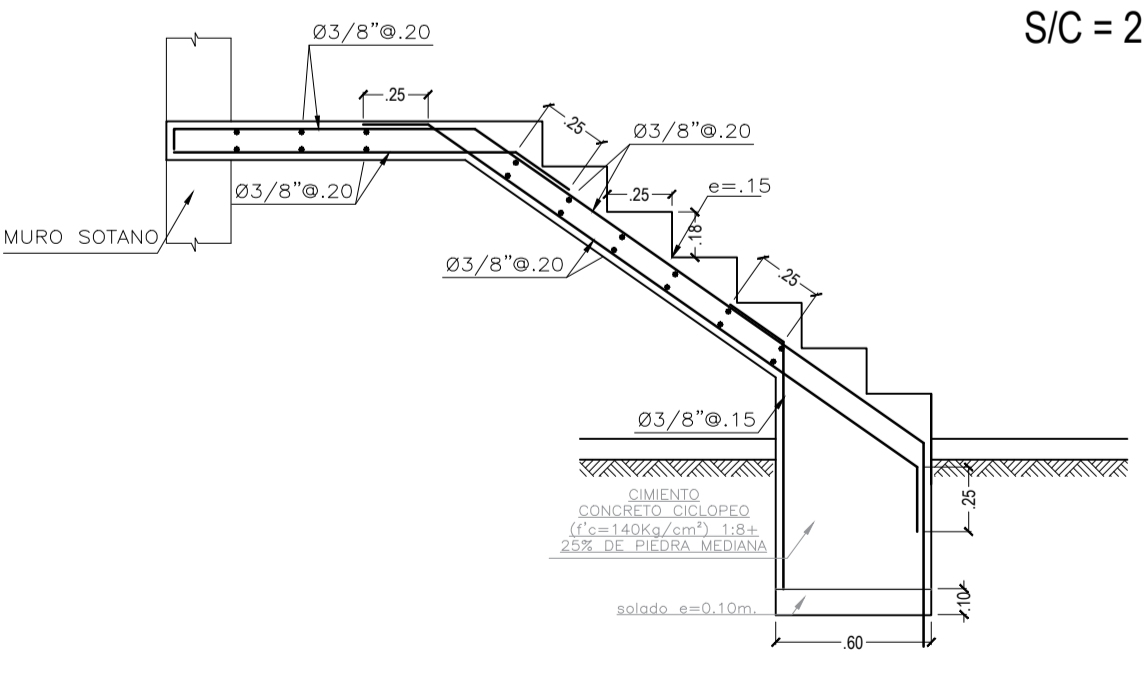
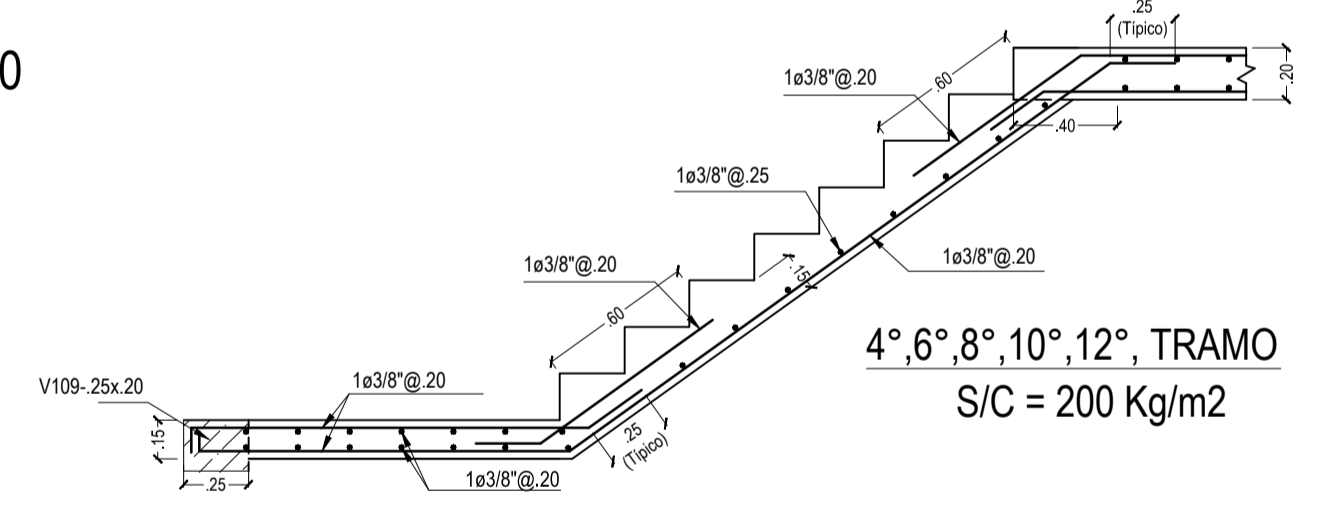
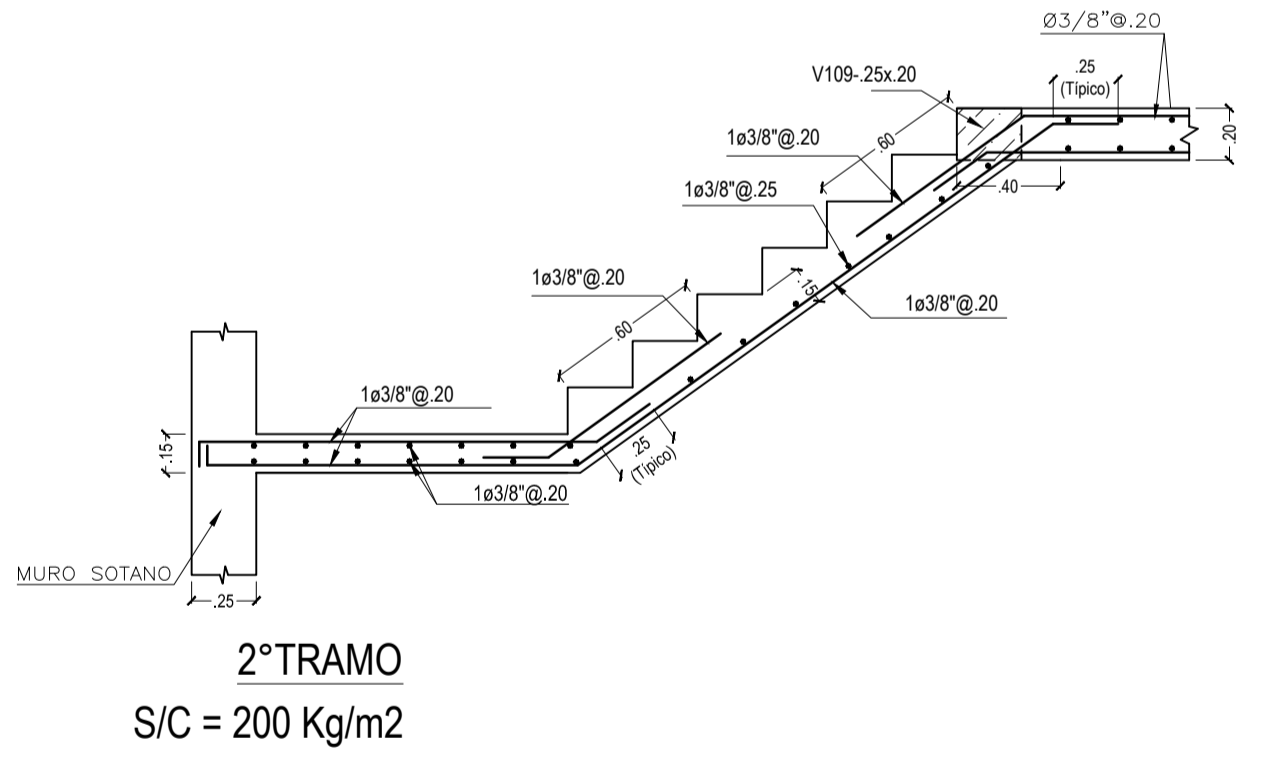
Ø	e
3/8"	20
1/2"	30
5/8"	35
3/4"	40
1"	55



VALORES DE m		
Ø	Reforzo inferior	Reforzo superior
	H cualquiera	H<30
3/8"	40	40
1/2"	40	40
5/8"	50	45
3/4"	65	50



Ø	r	a
6mm	2cm	7.5cm
8mm	2.5cm	8cm
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm



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

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

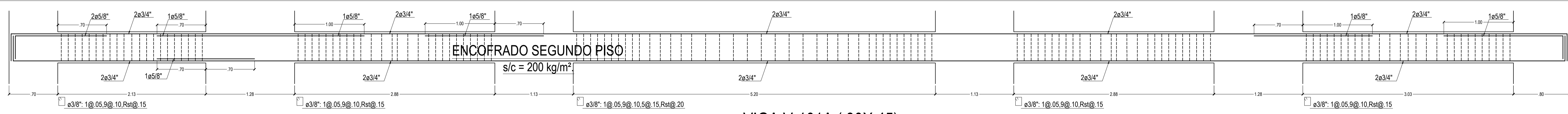
BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
 CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - ENCOFRADO 4 - 5 y 6 PISO - DETALLES

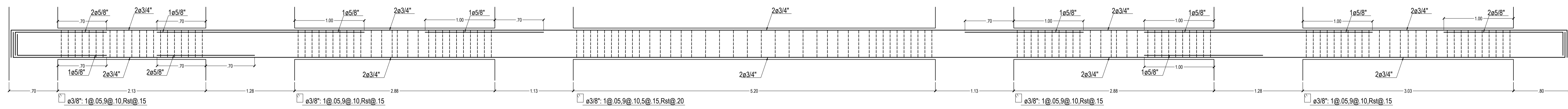
ESCALA: 1/50 - 1/25

FECHA: DICIEMBRE 2017

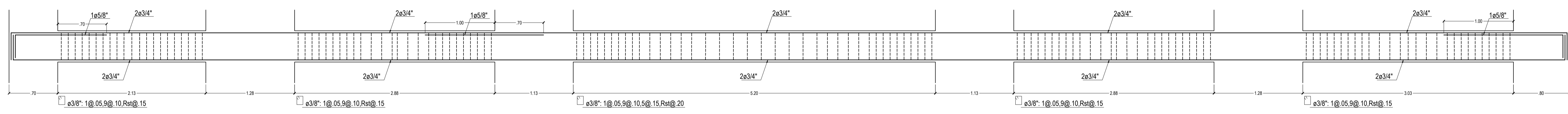
LAMINA: **E-04**



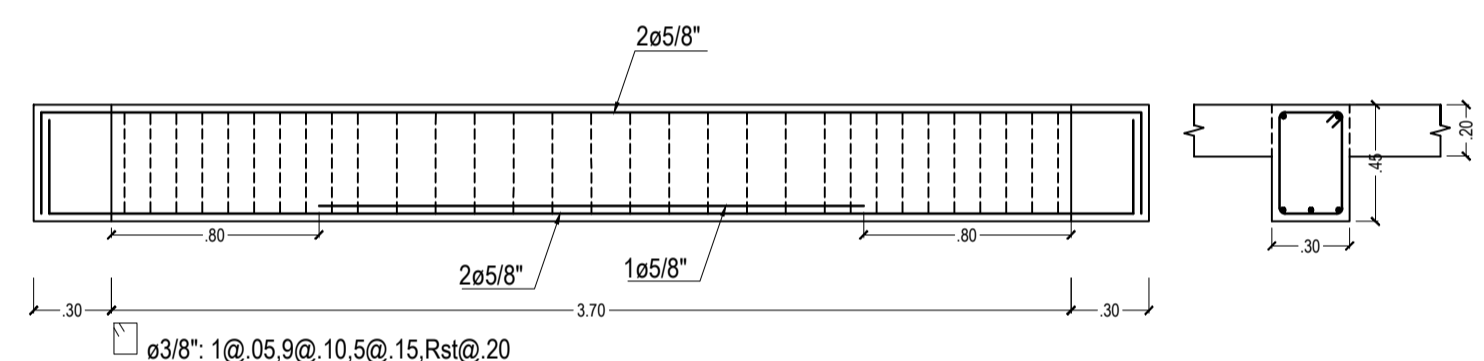
VIGA V-101A (.30X.45)



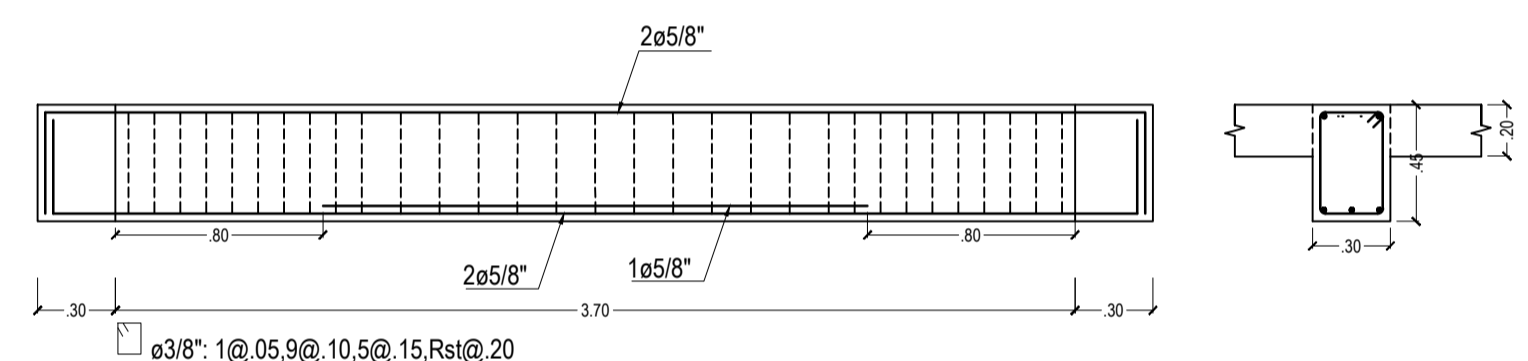
VIGA V-101B (.30X.45)



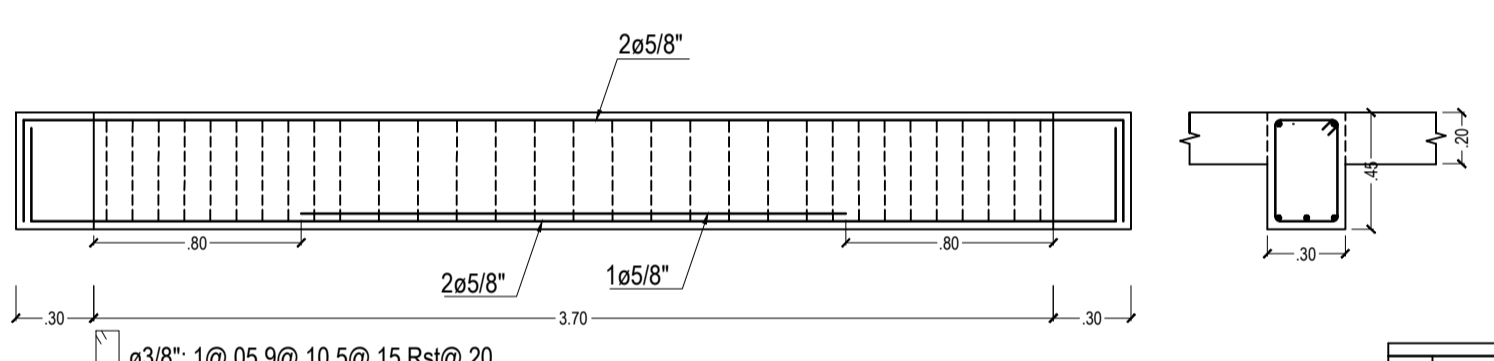
VIGA V-101C (.30X.45)



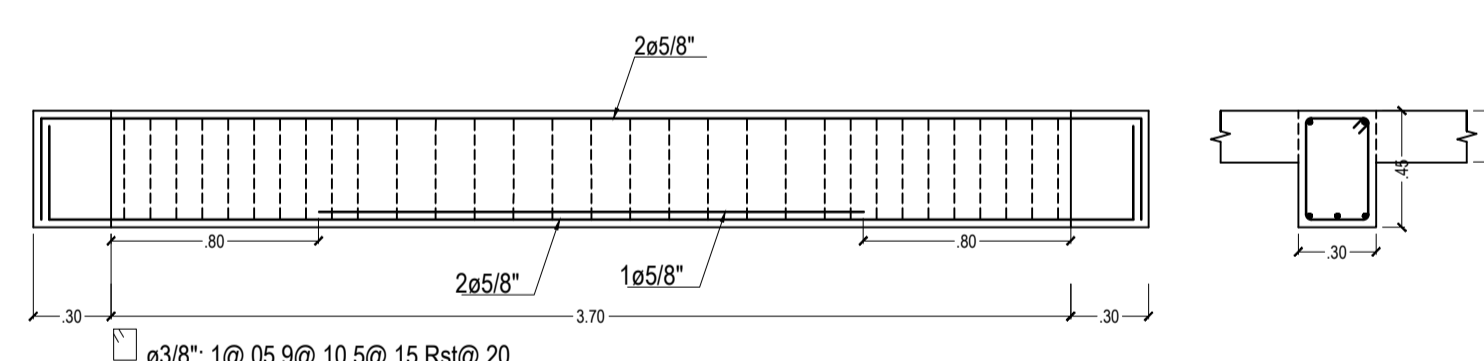
VIGA V-102A (.30X.45)



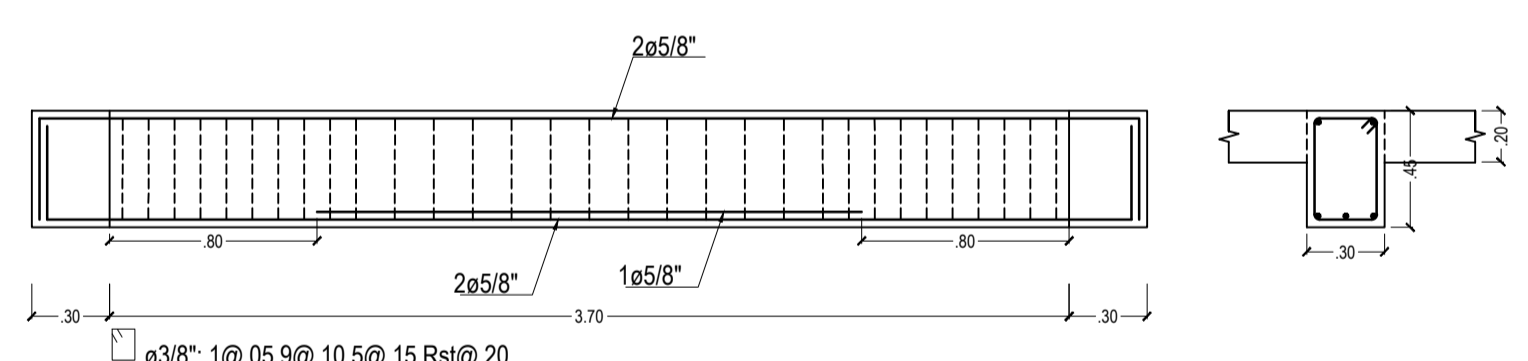
VIGA V-102B (.30X.45)



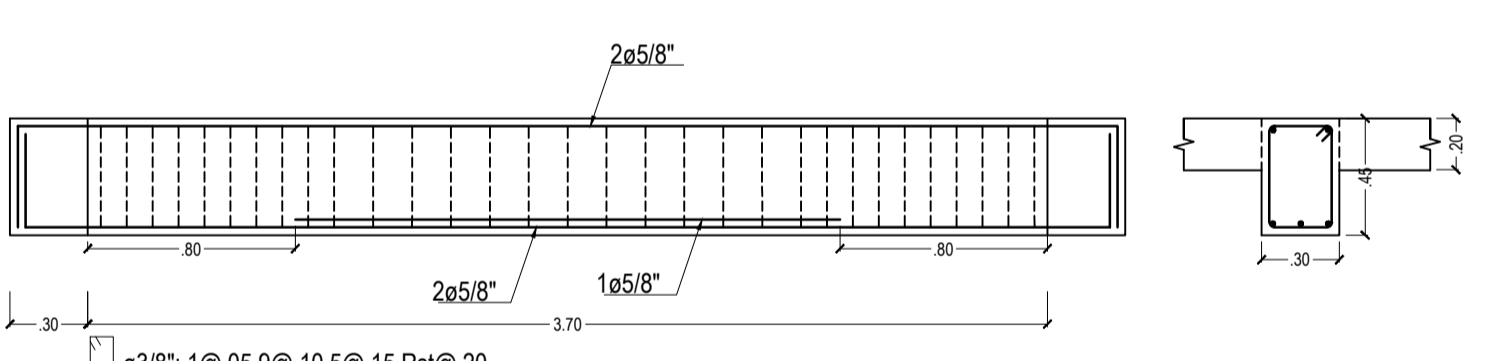
VIGA V-102C (.30X.45)



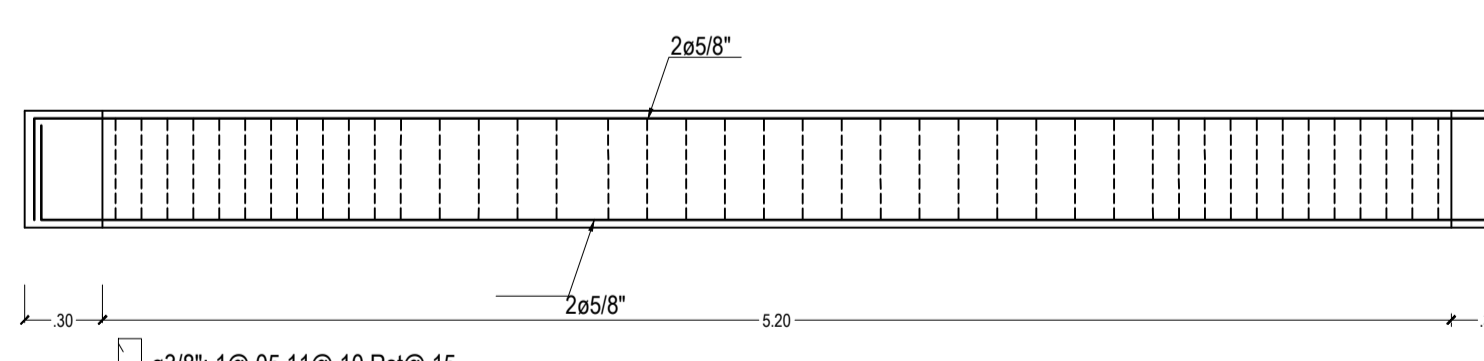
VIGA V-103A (.30X.45)



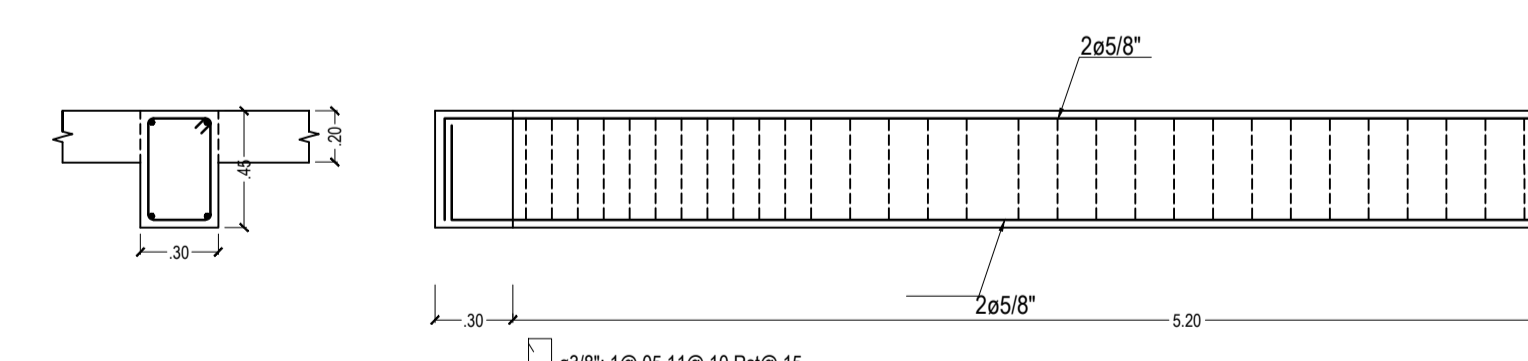
VIGA V-103B (.30X.45)



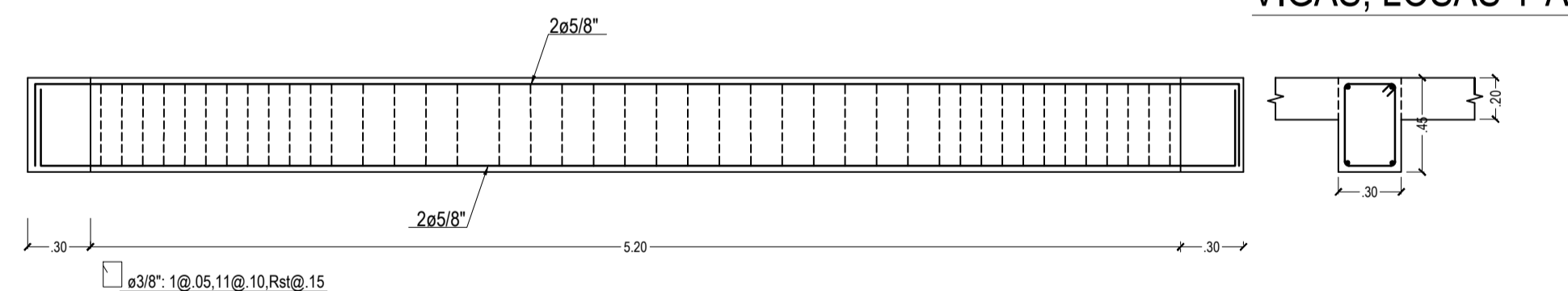
VIGA V-103C (.30X.45)



VIGA V-104A (.30X.45)



VIGA V-104B (.30X.45)



VIGA V-104C (.30X.45)

ANCLAJE DE VIGAS

VALORES DE m			
a	Refuerzo inferior		Refuerzo superior
	H cualquier	H<35	H>35
3/8"	30	30	40
1/2"	40	40	50
5/8"	50	50	70
3/4"	60	60	80
1"	1.00	1.00	1.30

PERALTADAS

CHATAS

ANCLAJE DE VIGAS

NOTA:
 1) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 11) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS CON LAS MEDIDAS ESPECIFICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
 "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

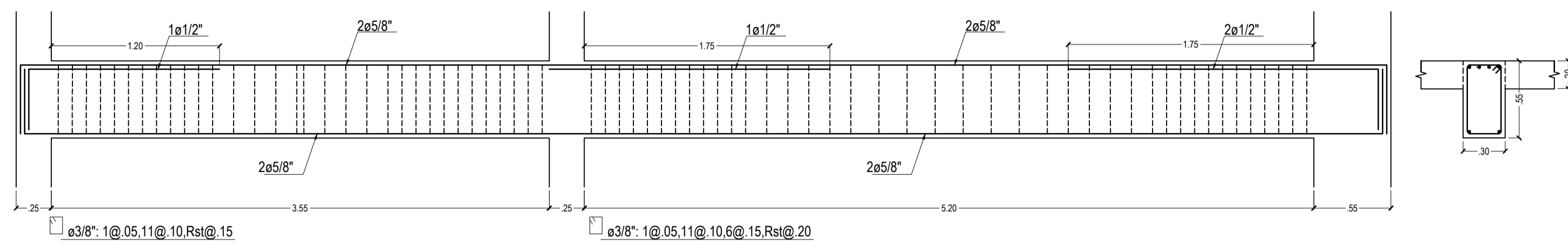
BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
 CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS (I)

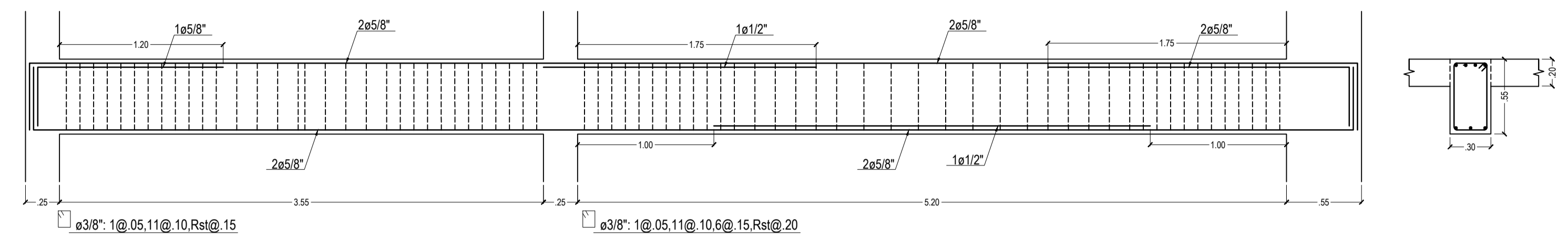
ESCALA: 1/20

FECHA: DICIEMBRE 2017

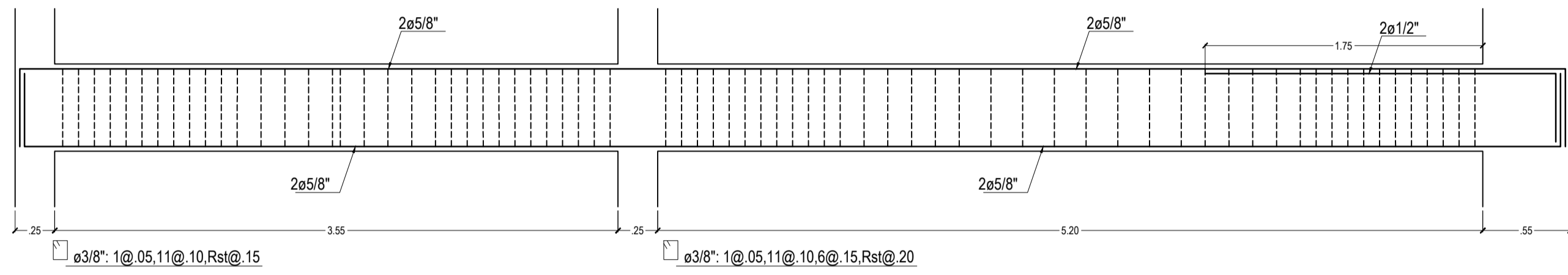
LAMINA:
E-05



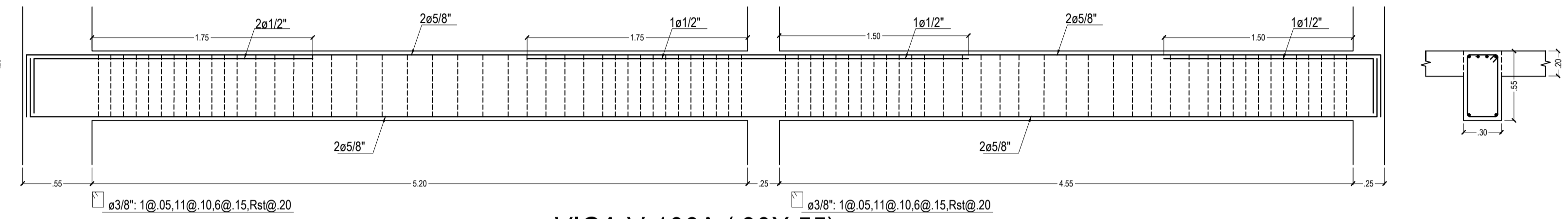
VIGA V-105A (.30X.55)



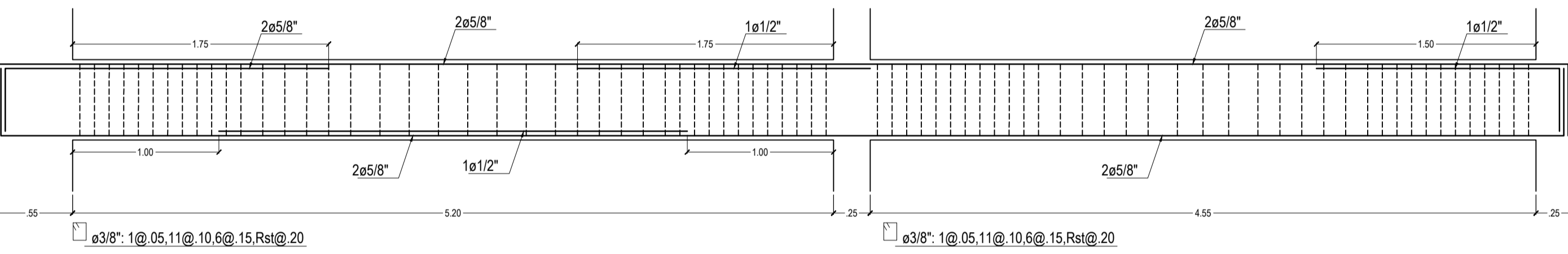
VIGA V-105B (.30X.55)



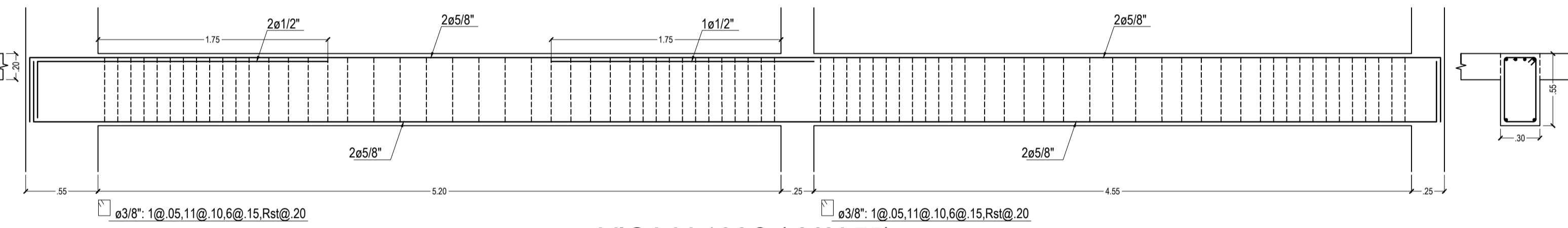
VIGA V-105C (.30X.55)



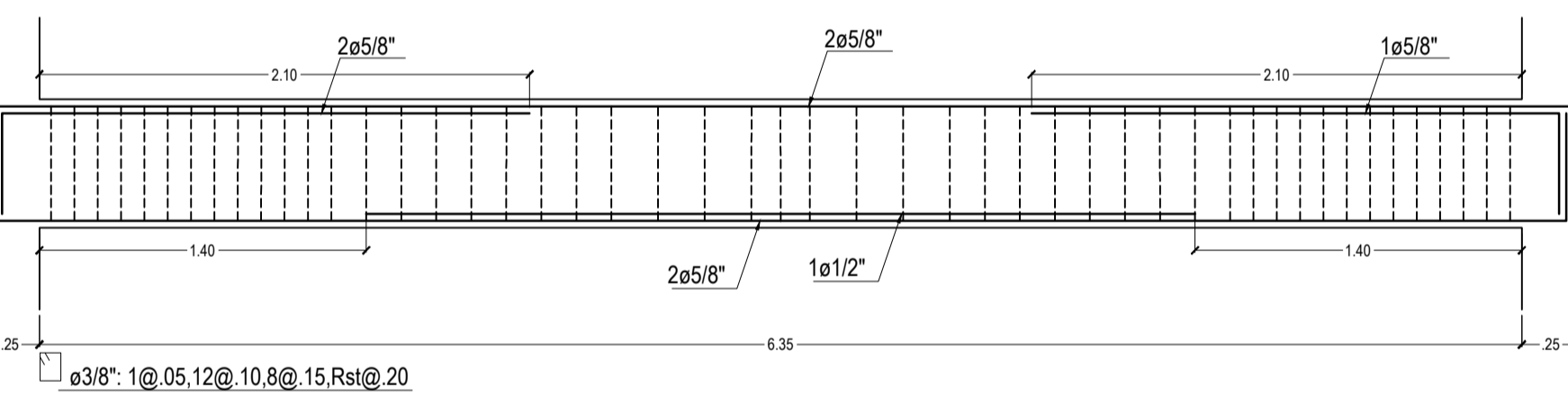
VIGA V-106A (.30X.55)



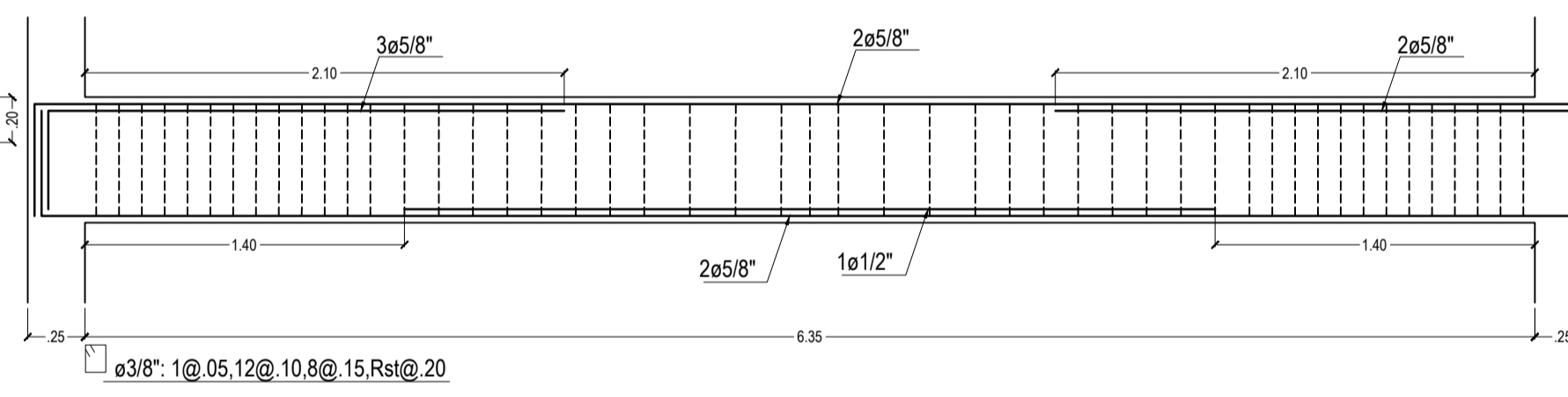
VIGA V-106B (.30X.55)



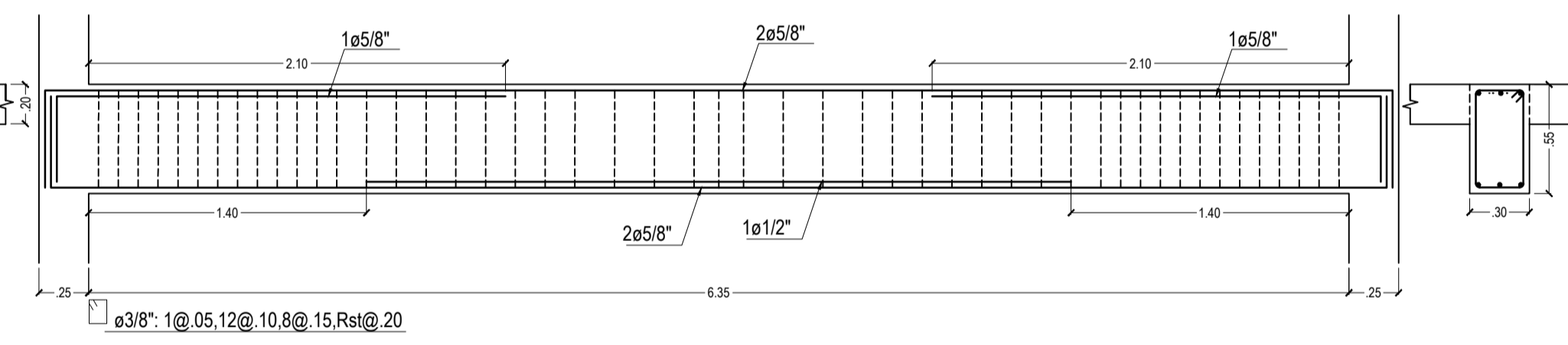
VIGA V-106C (.30X.55)



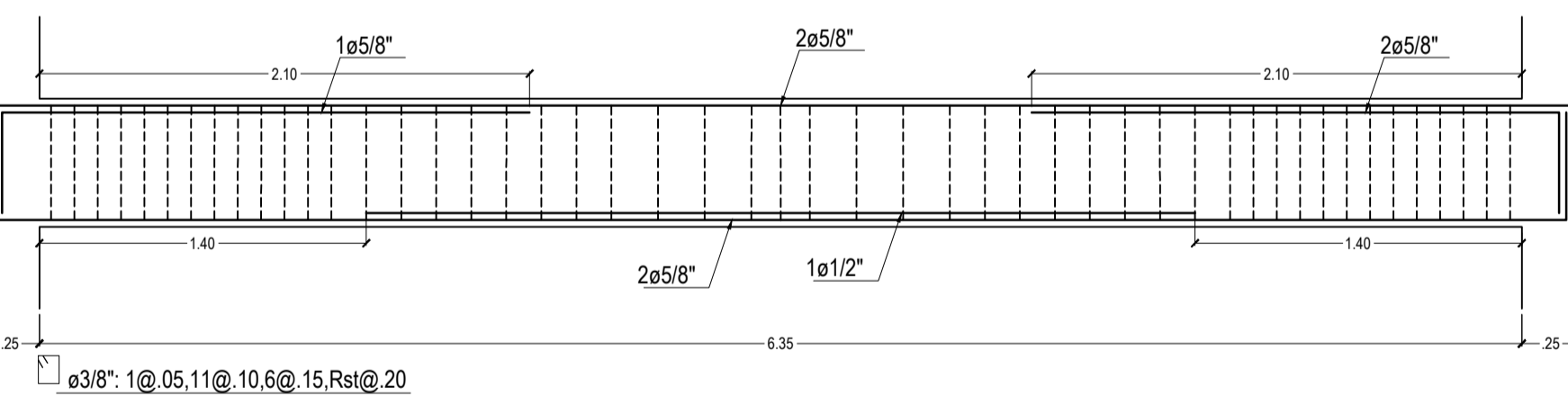
VIGA V-107A (.30X.55)



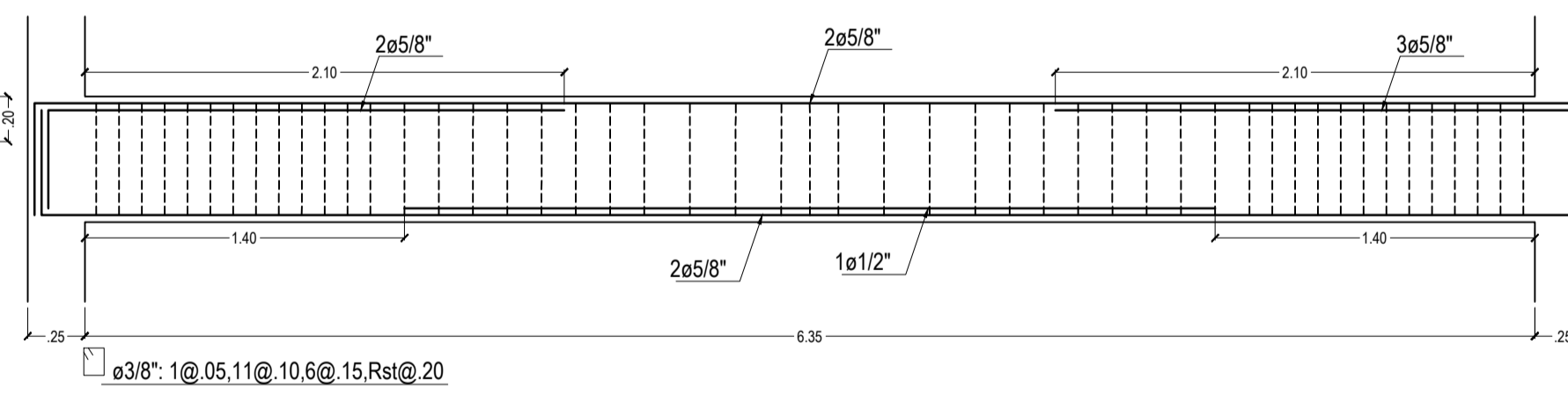
VIGA V-107B (.30X.55)



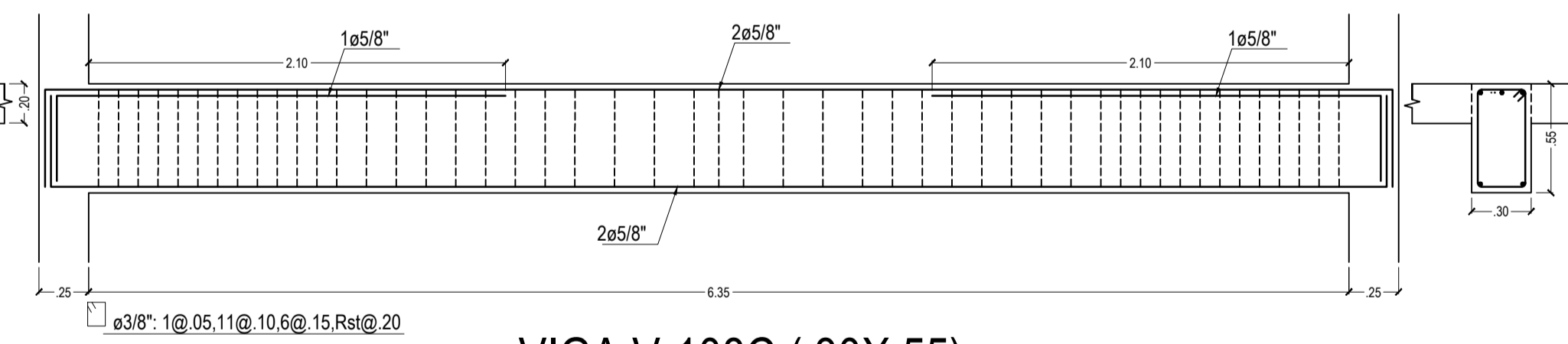
VIGA V-107C (.30X.55)



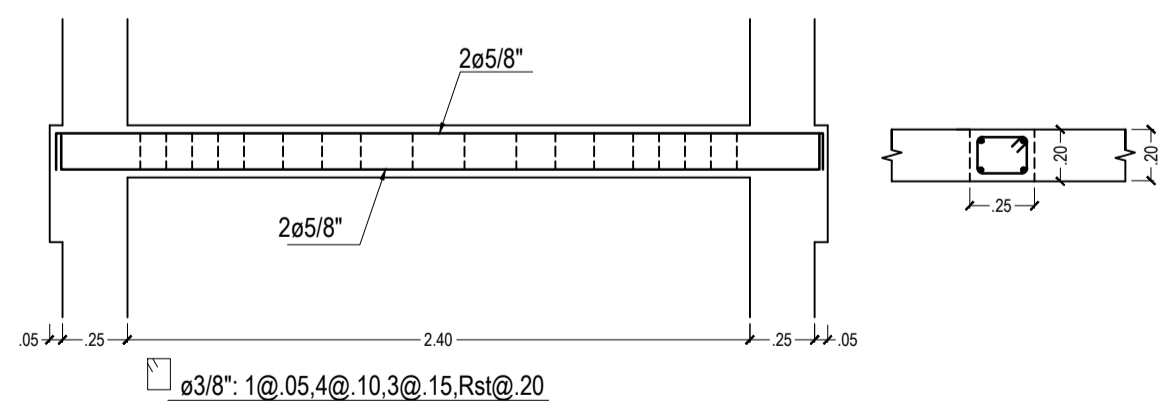
VIGA V-108A (.30X.55)



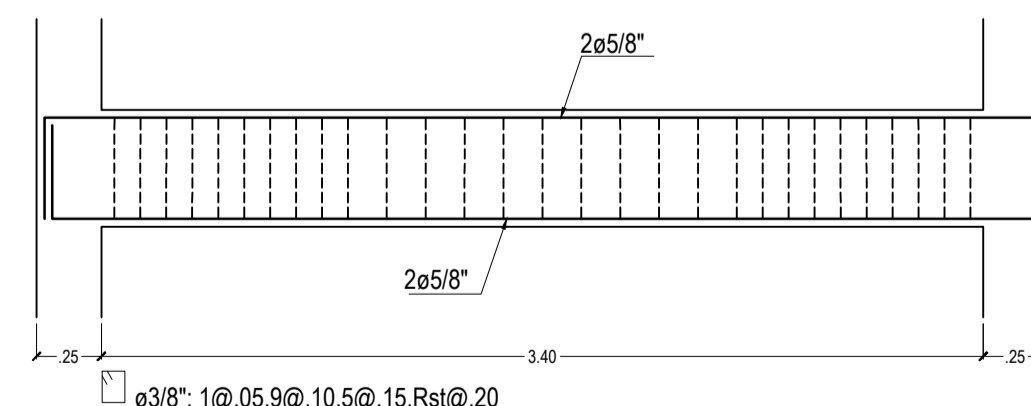
VIGA V-108B (.30X.55)



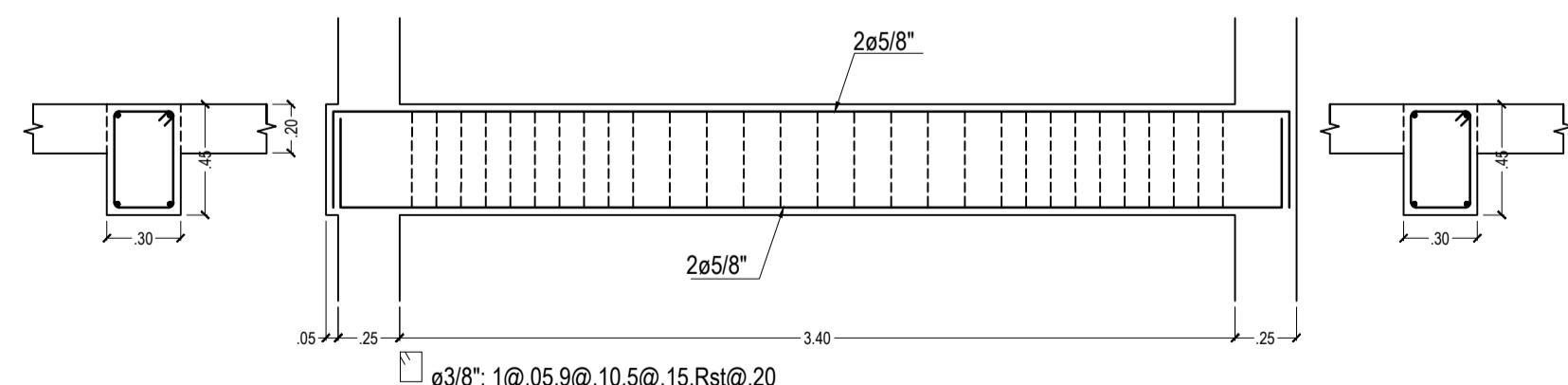
VIGA V-108C (.30X.55)



VIGA V-109 (.25X.20)



VIGA V-110A (.30X.45)



VIGA V-110B (.30X.45)

PERALTADAS

Ø	Ø
1/2"	25
5/8"	30
3/4"	35
1"	45

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

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

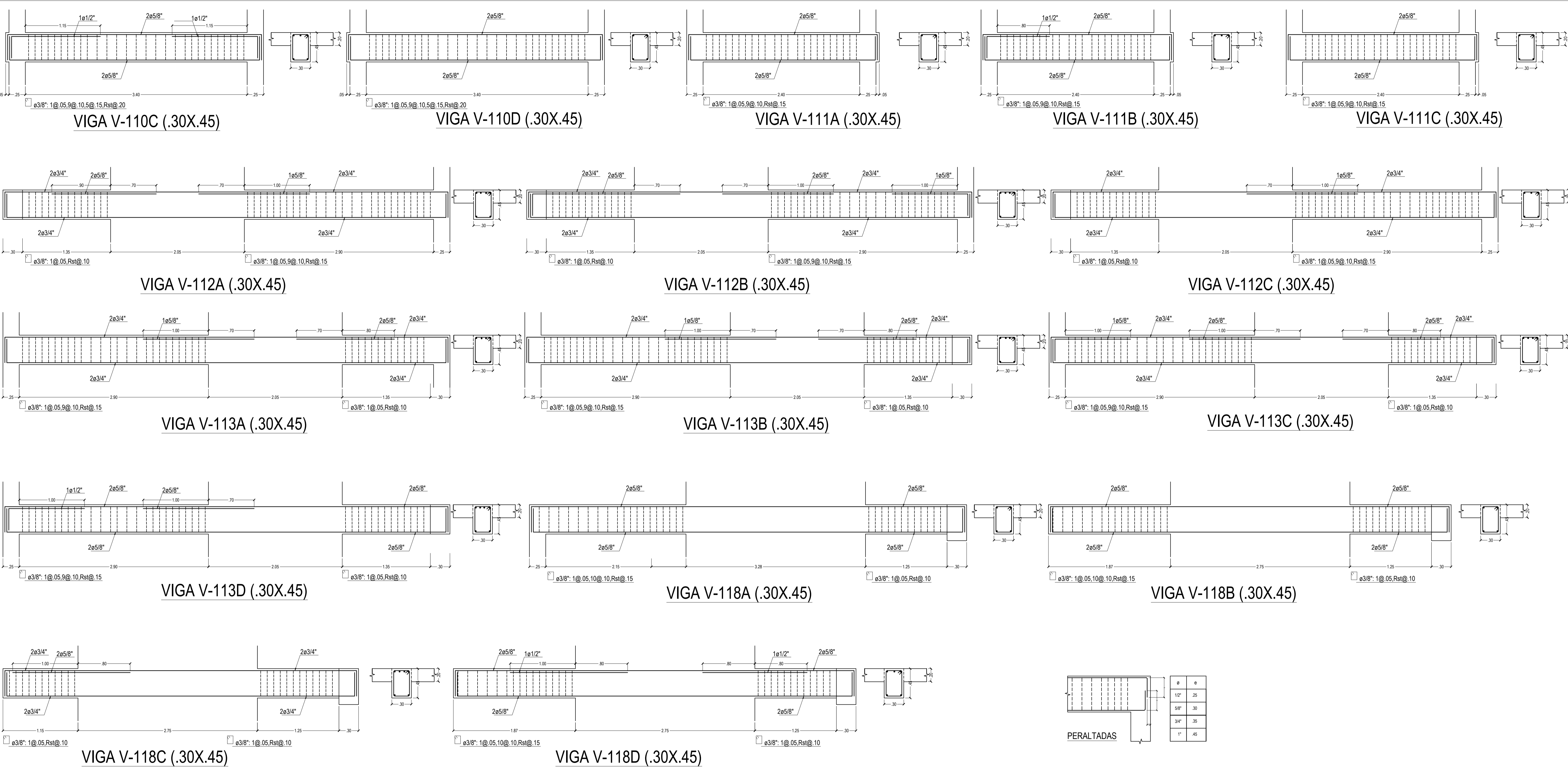
BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS (II)

ESCALA: 1/20

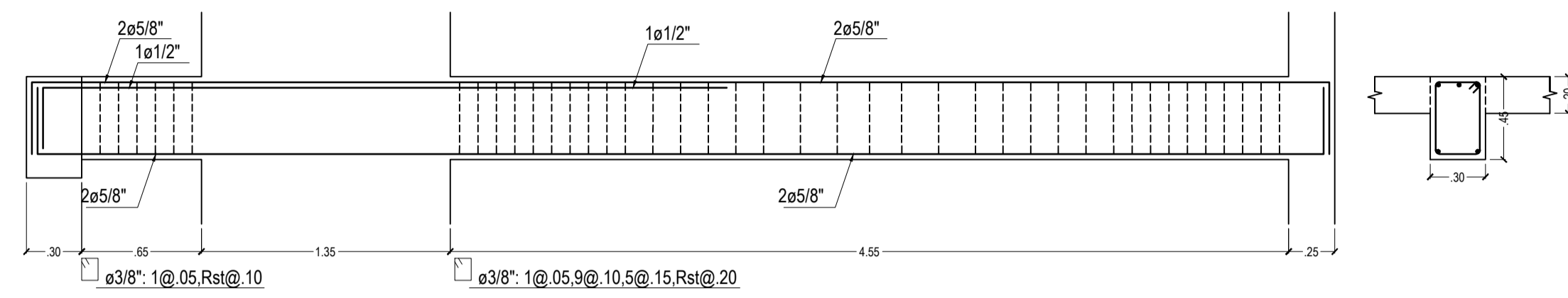
FECHA: DICIEMBRE 2017

LAMINA:
E-06

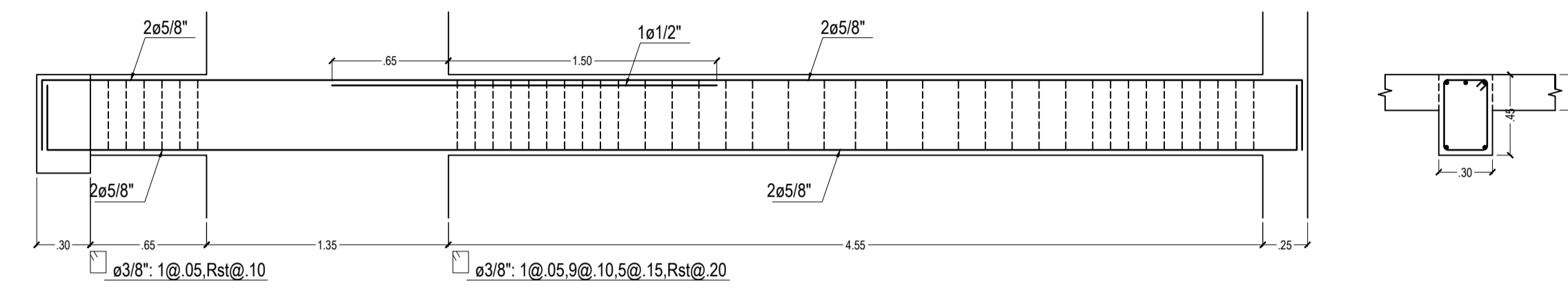


PERALTADAS

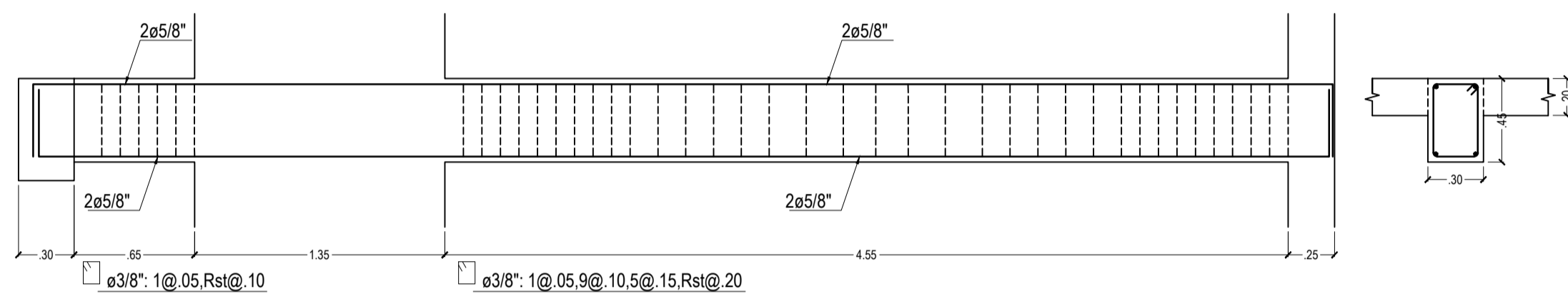
Ø	e
1/2"	25
5/8"	30
3/4"	35
1"	45



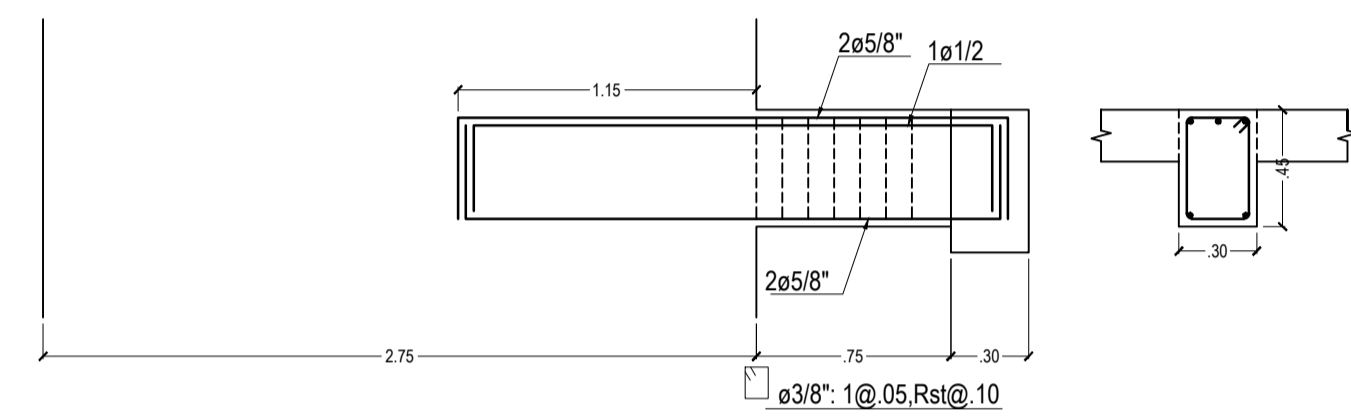
VIGA V-119A (.30X.45)



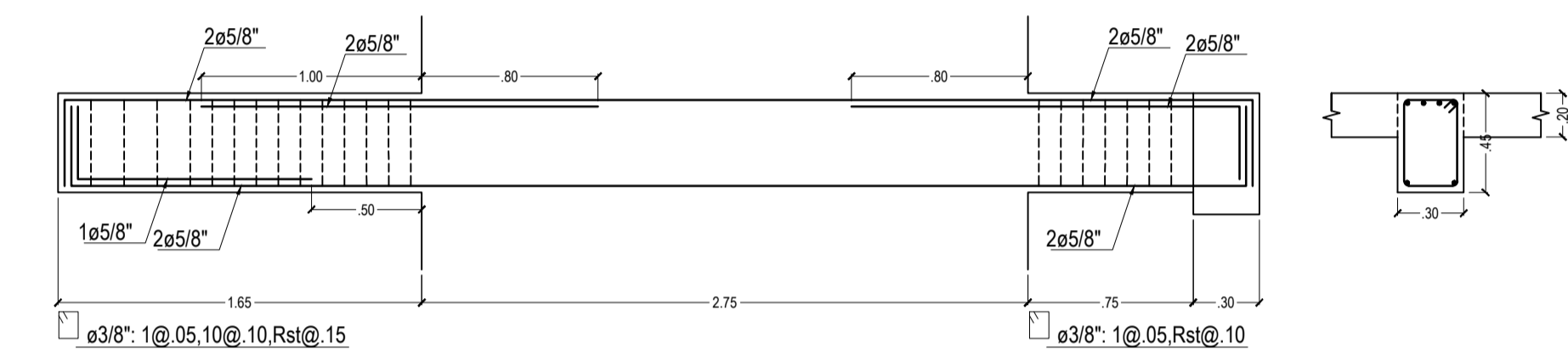
VIGA V-119B (.30X.45)



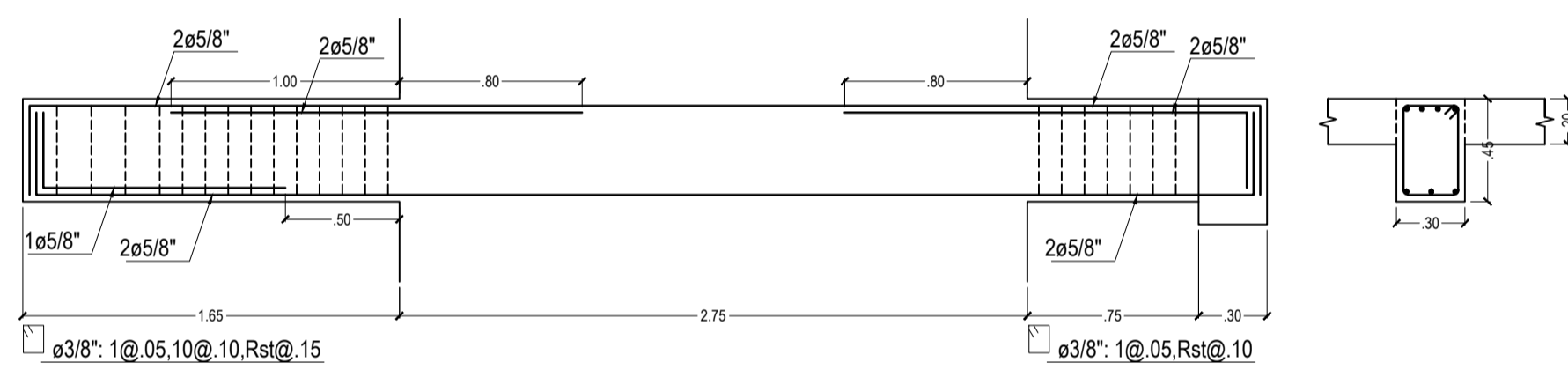
VIGA V-119C (.30X.45)



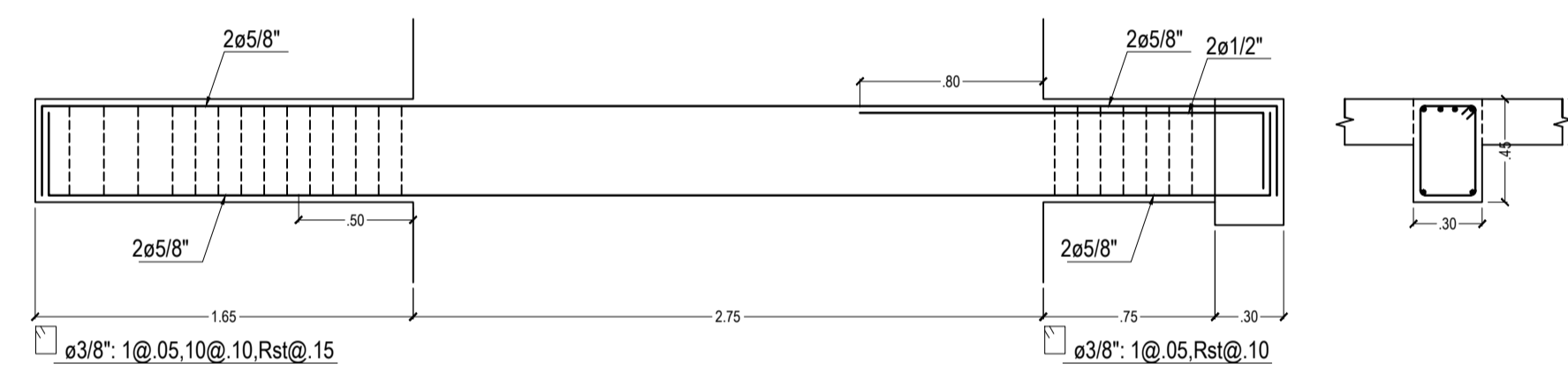
VIGA V-126A (.30X.45)



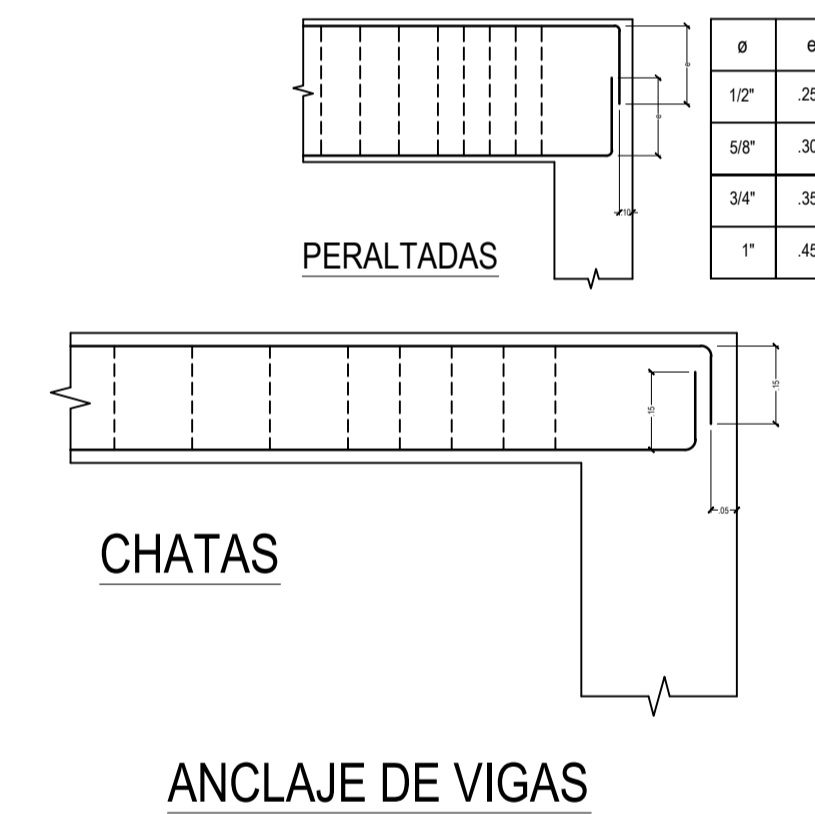
VIGA V-126B (.30X.45)



VIGA V-126C (.30X.45)



VIGA V-126D (.30X.45)

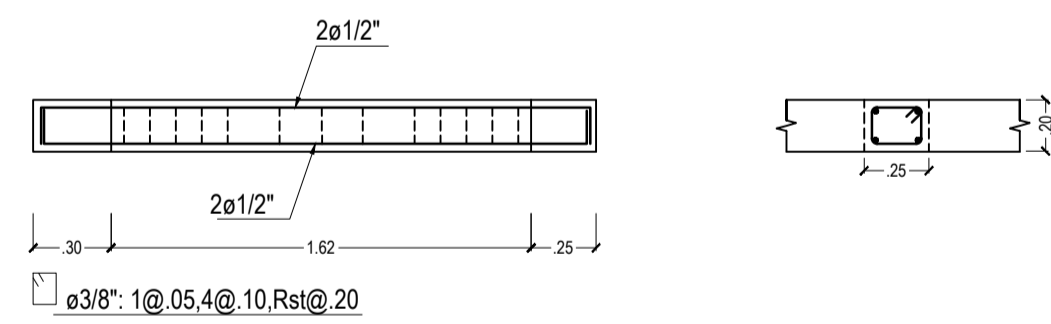


ANCLAJE DE VIGAS

a	VALORES DE m	
	Reinzo inferior	Reinzo superior
H cualquiera	H=35	H=35
3/8"	30	30
1/2"	40	40
5/8"	50	50
3/4"	60	60
1"	80	80

NOTA:
 1) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 2) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS CON LAS MEDIDAS ESPECIFICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



VIGA V-126-V115-V116-117 (.25X.20)

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

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
 "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO TINGO CON INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA CON UN SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES"

BACHILLER: QUISPE RODRIGUEZ, DIEGO ARMANDO
 CHULLO MERMA, JHEAN CARLOS

PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS (IV)

ESCALA: 1/20

FECHA: DICIEMBRE 2017

LAMINA:
E-08



INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE
SUELOS

PROYECTO

“EDIFICIO TINGO EN EL
DISTRITO DE SACHACA EN LA
CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE
AREQUIPA”

Mayo del 2017

PROYECTO:

“EDIFICIO TINGO EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA”

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente informe técnico tiene por finalidad determinar la capacidad portante de las estructuras de cimentación, en el cual se emplaza la cimentación del Proyecto “Edificio Tingo en el Distrito de Sachaca en la Ciudad y Departamento de Arequipa”.

Para tal fin se han realizado trabajos de campo y laboratorio:

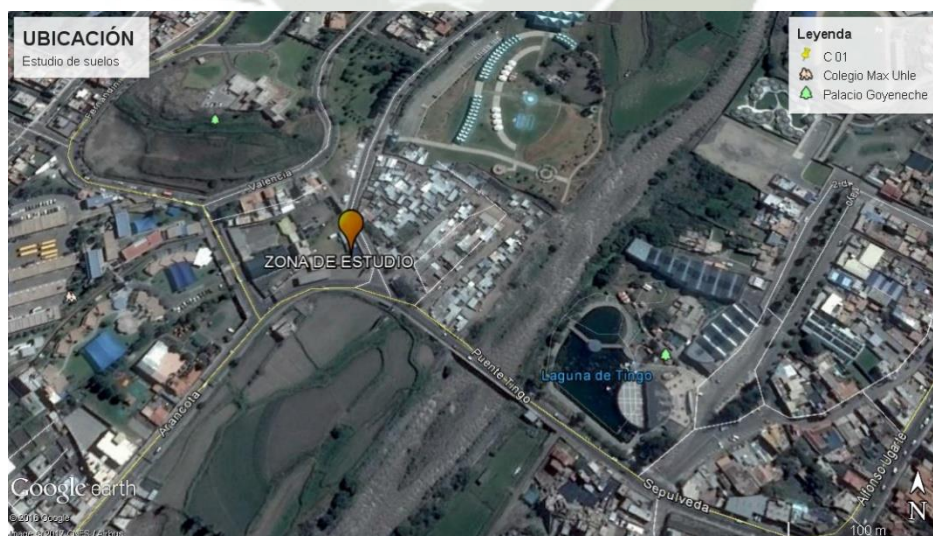
- El primero con reconocimiento del lugar, excavación de calicatas de exploración, muestreo y registro de exploración.
- El segundo con ensayos de laboratorio cuasi inalteradas, caracterización geotécnica y determinación de parámetros de diseño para las estructuras de cimentación; capacidad portante admisible, asentamiento diferencial, entre otros.

Para la realización del presente estudio de suelos se tomará como referencia la Norma Técnica E- 050 Suelos y Cimentaciones del RNE.

2. INFORMACIÓN PREVIA

- **Ubicación del proyecto:**

El Proyecto “Edificio Tingo en el Distrito de Sachaca en la Ciudad y Departamento de Arequipa”, que se ubica en la Av. Arancota 101A (Primera cuadra) - Sachaca – Arequipa.



- **Descripción de la estructura:**

El Proyecto contempla la construcción de una vivienda unifamiliar, estructurado mediante un sistema de aporticado. Que cubre un área de 257.60 m².

Nº de Pisos : 5 Pisos y 1 semisótano
Sistema Estructural : Aporticado
Tipo de cimentación : Zapatas aisladas

3. MARCO GEOLÓGICO

Geología:

La geología de la zona del estudio es de origen de serie “Reciente”, perteneciente al periodo “Cuaternario” y a la era “Cenozoica”. Se observa que en la Zona Predominan depósitos del tipo Aluvional.

En las cercanías de la zona de estudio, estos depósitos Aluviales yacen en “Inconformidad” con la roca intrusiva Gabrodiorita (KTi-gbdi) que tienen un emplazamiento que comienza a “Inicios del Cretácico Superior” y culmina a “Mediados del Cretácico Superior”. Por la distribución de la roca en mención, se puede suponer, que antiguamente constituían un cuerpo alargado de dimensiones considerables y con una dirección Noroeste. La roca en cuestión, en superficie fresca es de color gris oscuro y gris verdoso por alteración, y algo rojiza por intemperismo. Los depósitos aluviales en la zona de estudio yacen también en “Discordancia” con los Depósitos de Flujos de Barro (Q-fb) que es de origen de serie “Reciente”, pertenecientes al periodo “Cuaternario” y a la Era “Cenozoica”.

A continuación se detalla el depósito en el cual se ubica la zona de estudio:

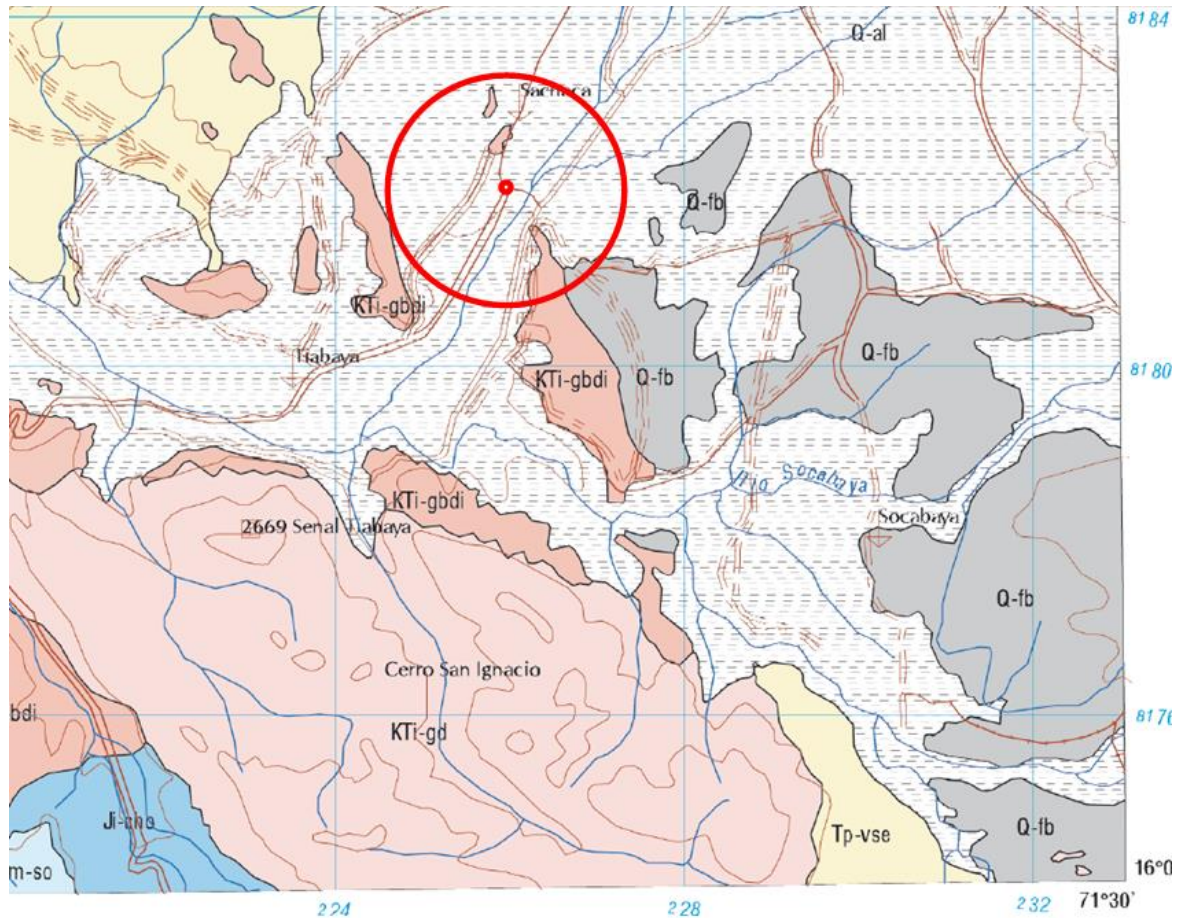
Depósitos Aluviales Recientes (Q-al)

Los depósitos de esta clase, son el resultado de la deposición de material proveniente de aluviones, los cuales fueron provocados por intensas lluvias y flujos de agua, estos depósitos constituyen el suelo de la mayor parte de las llanuras y depresiones. También se encuentran ocupando el lecho de las laderas de los diferentes ríos, riachuelos y quebradas; En el caso de esta zona de estudio en Tingo se ubica cerca de las laderas del río Chili.

El material consiste principalmente de arenas y limos regularmente consolidados, en los cuales se observan clastos de diferentes tamaños pero en muy escasa cantidad (clastos de entre ½” y 6”); los clastos encontrados en el suelo de arenas y limos son Redondeados a Sub-redondeados, esto dependerá de la distancia que fueron transportados hasta su deposición; a mayor distancia de transporte, mayor será la redondez y a menor distancia de transporte, mayor será la angulosidad. Podemos deducir que el material encontrado en la zona de estudio ha sufrido mediana a larga distancia de transporte hasta su deposición, además podemos corroborar esto por la cercanía del Río Chili.

La potencia de este tipo de depósito es variable, dependiendo del carácter de la deposición y la configuración topográfica de la superficie (Relieve) sobre la cual se han depositado.

Gráfico **: Mapa geológico del Cuadrángulo de Arequipa (Fuente: Mapa geológico – INGEMMET)



Un punto a tomar en cuenta en la zona de estudio es el descubrimiento de Nivel Freático muy cercano a la superficie (a 2.10m de la superficie), se manejan 2 hipótesis sobre la existencia de este nivel freático:

- Como primer causante de esta problemática, podríamos decir que se deba a la proximidad de la zona de estudio hacia el Rio Chili (tanto en la distancia del Rio chili hacia el punto de estudio, que se estima que sea entre 100-150m; como en la distancia de separación del nivel de superficie de la zona de estudio y el nivel del agua del Rio Chili, que se estima que sea de entre 5-10 m).
- Y como segundo causante de esta problemática, podríamos decir que se deba a la existencia de un manantial muy cercano a la zona de estudio, ò a la filtración de agua de zonas elevadas adyacentes a la zona de estudio, en el cual por un gradiente hidráulico del agua en el suelo, el agua discurre con facilidad por la permeabilidad del suelo.

Geológicamente el Suelo estudiado es proveniente de un depósito aluvial, conformado por arenas y limos, los cuales tienen clastos Redondeados a Sub-redondeados, sin plasticidad y con regular compacidad. Por lo general el suelo de la zona presenta propiedades homogéneas, estas propiedades le confiere al suelo regulares compacidades relativas que representan una adecuada capacidad de soporte.

4. EXPLORACIÓN DE CAMPO

En campo se excavó una calicata de aproximadamente 1.20 m x 1.00 m, se procedió a hacer el muestreo y la identificación del material por medio de una descripción visual manual, los demás ensayos se analizaron en el laboratorio TechLab.

CALICATA	COORDENADAS (UTM)
C-01	8181657 N , 225994 E



5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el objeto de identificar y clasificar el material de fundación conforme a sus propiedades físico - mecánicas, se han efectuado los siguientes ensayos de Laboratorio:

ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA
Análisis Granulométrico de suelos	NTP 339.128 (ASTM D422)
Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Descripción visual-Manual	NTP 339.150 (ASTM D2488)
Corte Directo	NTP 339.171 (ASTM D3080)
Límites de Atterberg	NTP 339.129 (ASTM D4318)

Para establecer criterios de control sobre las muestras, se ha planteado seguir las normas y procedimientos de la Norma Técnica Peruana (N.T.P) y de la American Society For Testing and Materiales (A.S.T.M).

Se adjunta ensayos correspondientes.

6. PERFIL DEL SUELO

En base a la excavación de sondeos de exploración, muestreo y registro de exploración y posterior reconocimiento geotécnico se han establecido las siguientes características para cada uno de los dos estratos identificados:

- ESTRATO 1:

Conformado por arena pobremente graduada con presencia de limos y gravas de tamaño menor a 3" de forma subredondeada y Subangulosa, suelo no plástico, color marrón oscuro, medianamente húmedo, de consistencia firme, compacidad media y alcanza una profundidad promedio de 2.10 m. desde la cual ya se empieza a apreciar el nivel freático.

Se adjunta plano de perfil estratigráfico correspondiente.

La descripción de la calicata es la que sigue:

- CALICATA 1:

PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN SUCS	OBSERVACIONES
DE	A			
0.00	1.10	Arena Limosa	SM Arena Limosa SM , de consistencia inicial firme, cementación moderada, humedad media, color marrón oscuro, no presenta Olor, Material no plástico	$D_{\max} = 1.401 \text{ g/cm}^3$ $D_{\min} = 1.245 \text{ g/cm}^3$ $w = 18.4$ $F = 12.4 \%$
1.10	2.10	Arena pobremente graduada	SP Arena pobremente graduada SP , de consistencia inicial firme, cementación moderada, humedad media, color marrón oscuro, no presenta Olor, Material no plástico	$D_{\max} = 1.454 \text{ g/cm}^3$ $D_{\min} = 1.221 \text{ g/cm}^3$ $w = 31.4$ $F = 4.0 \%$
2.10	2.40	-	-	Presencia de nivel freático

7. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

En el sondeo efectuado, se pudo observar que a partir del nivel 2.10m por debajo del terreno natural se aprecia el nivel freático.



8. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- Capacidad Portante Admisible

Basándose en el muestreo de campo, registro de exploración y en la columna estratigráfica determinada, así como en las características de la estructura a construir, se asume inicialmente cimentar las estructuras a una profundidad de 1.30 m, apoyándose sobre arena pobremente graduada con grava de compacidad media (Estrato I).

Se ha determinado la carga de rotura al corte para las estructuras a emplazarse en la cercanía de la ubicación de la calicata ejecutada, considerado zapata rectangular y cimiento corrido, apoyados en el Estrato I, para un factor de seguridad de 3, por el Mecanismo de Meyerhoff, se tiene:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

Q_{adm} : Capacidad admisible del terreno (kgf/cm²)

γ : Densidad Natural del terreno (gf/cm³)

D_f : Profundidad de desplante de la estructura (cm)

Factores de capacidad de carga

N_q : Factor unidimensional de capacidad de carga, pendiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna, considera la influencia del peso de suelos.

N_γ : factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga, función del ángulo de fricción la sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área D_f del suelo que rodea la zapata.

N_c : Factor de seguridad de forma

FS : Factor de seguridad; $FS=3$

Factores de forma

F_c, F_γ, F_q : Originados mediante las dimensiones de estribos

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN

Se ha realizado el ensayo de corte directo en el laboratorio, para el caso más desfavorable se tiene:

$$\phi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

POR EL MECANISMO DE MEYERHOFF: ($\phi > 0^\circ$)

Consideraciones

Zapata rectangular : $B_{\min} = 1.5 \text{ m.}$ $L_{\min} = 1.5 \text{ m.}$

Profundidad de Desplante Efectiva : 0.8 m.

Peso unitario del suelo : 1.33 g/cm³

Ángulo de Rozamiento (ϕ) : 31 °

Cohesión efectiva : 0 kg/cm²

B'	1.5	m.
Q	0.11	Kg/cm ²
$\gamma B'$	0.2	Kg/cm ²

N_q	20.63
N_c	32.67
N_γ	18.56

F_{qs}	1.31
F_{cs}	1.62
$F_{\gamma s}$	1.31

F_{qd}	1.09
F_{cd}	1.19
$F_{\gamma d}$	1.09

$$Q_u = 5.89\text{kg/cm}^2$$

$$Q_{\text{admisible}} = 1.54\text{kg/cm}^2$$

Variación de la Capacidad portante admisible con la profundidad
y las dimensiones de la zapata

Profundidad de Desplante (D_f)	q_{ad} (Kg/cm ²)		
	Zapata aislada (1.2m. x 1.2m.)	Zapata aislada (1.5m. x 1.5m.)	Zapata aislada (2.0m. x 2.0m.)
0.8 m.	1.49	1.54	1.64
1.3 m.	1.86	1.88	1.95
1.8 m.	2.27	2.25	2.3

Profundidad de Desplante (D_f)	q_{ad} (Kg/cm ²)		
	Cimiento Corrido (L x 0.6)	Cimiento Corrido (L x 0.75)	Cimiento Corrido (L x 0.9)
0.8 m.	1.16	1.17	1.18
1.2 m.	1.47	1.45	1.46

- **Cálculo de asentamientos para zapata aislada**

A continuación se procede a determinar:

- El asentamiento diferencial producido por la carga máxima admisible del terreno por resistencia y su distorsión angular.
- La presión admisible que tendría que aplicarse para causar una distorsión angular crítica (0,007 para Concreto)

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p ; s = (s_0) (c_w)$$

(asentamiento elástico producido por una carga q)

$$L = 1.5 \text{ cm} ; B = 1.5 \text{ cm}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{m} \right) + \ln \left(\sqrt{1+m^2}+m \right) \right] ; m = \frac{L}{B}$$

$$I_p = 0.56$$

$$q = 1.54 \text{ Kg/cm}^2 ; E_s = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \nu = 0.3$$

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p ; I_p = 0.56 ; c_w = 1.93$$

$$s_0 = 0.86 \text{ cm}$$

$$s = (0.86) (1.93) \text{ cm} = 1.66 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.75s ; \alpha = \frac{\delta}{L} \text{ (distorsión angular)}$$

$$\delta = 1.25 \text{ cm} ; \alpha = (1.25 \text{ cm}) / (300 \text{ cm}) = 0.0042$$

$\alpha < 0.007$, distorsión angular máxima admisible para Concreto

- La presión que tendría que aplicarse para causar una distorsión angular crítica bajo las condiciones consideradas, se detallan:

$$q = 3.3 \text{ Kg/cm}^2 ; E_s = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \nu = 0.3$$

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p \quad ; \quad I_p = 0.56 \quad ; \quad c_w = 1.93$$

$$s_0 = 1.44 \text{ cm}$$

$$s = (1.44) (1.93) \text{ cm} = 2.7792 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.75s \quad ; \quad \alpha = \frac{\delta}{L} \text{ (distorsión angular)}$$

$$\delta = 2.08 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha = (2.08 \text{ cm}) / (300 \text{ cm}) = 0.0069$$

$$\sigma = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$$

(presión que causa la distorsión angular de 0,007)

$$Q_{adm} < 3.3 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Cálculo de asentamientos para cimiento corrido**

A continuación se procede a determinar:

- El asentamiento diferencial producido por la carga máxima admisible del terreno por resistencia y su distorsión angular.
- La presión admisible que tendría que aplicarse para causar una distorsión angular crítica (0,005 para Albañilería)

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p \quad ; \quad s = (s_0) (c_w)$$

(asentamiento elástico producido por una carga q)

$$L = 3 \text{ cm} ; B = 0.75 \text{ cm}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{m} \right) + \ln \left(\sqrt{1+m^2} + m \right) \right] ; m = \frac{L}{B}$$

$$I_p = 0.98$$

$$q = 1.45 \text{ Kg/cm}^2 ; E_s = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \nu = 0.3$$

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p ; I_p = 0.98 ; c_w = 2$$

$$s_0 = 0.7 \text{ cm}$$

$$s = (0.7) (2) \text{ cm} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.75s ; \alpha = \frac{\delta}{L} \text{ (distorsión angular)}$$

$$\delta = 1.05 \text{ cm} ; \alpha = (1.05 \text{ cm}) / (300 \text{ cm}) = 0.0035$$

$\alpha < 0.005$, distorsión angular máxima admisible para Albañilería

- La presión que tendría que aplicarse para causar una distorsión angular crítica bajo las condiciones consideradas, se detallan:

$$q = 2.7 \text{ Kg/cm}^2 ; E_s = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \nu = 0.3$$

$$s_0 = 2qB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p ; I_p = 0.98 ; c_w = 2$$

$$s_0 = 1.03 \text{ cm}$$

$$s = (1.03) (2) \text{ cm} = 2.06 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.75s \quad ; \quad \alpha = \frac{\delta}{L} \text{ (distorsión angular)}$$

$$\delta = 1.55 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha = (1.55 \text{ cm}) / (300 \text{ cm}) = 0.0051$$

$$\sigma = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

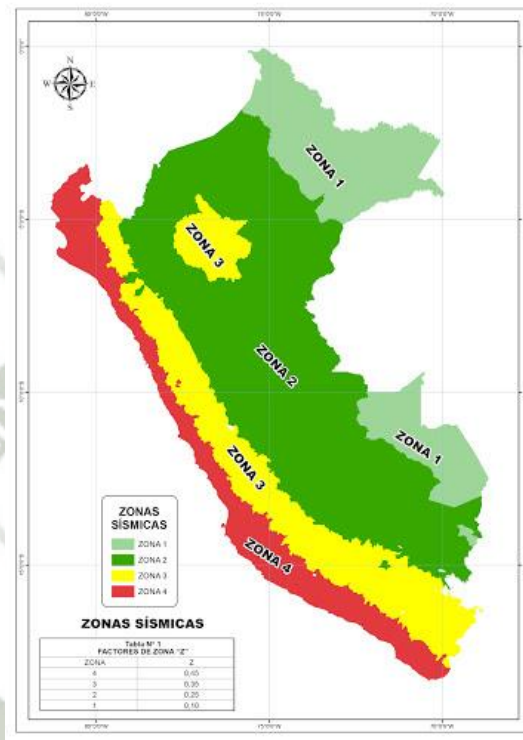
(presión que causa la distorsión angular de 0,005)

$$Q_{adm} < 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$



9. EFECTO DEL SISMO

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura. La zonificación propuesta en la norma E. 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica.



Parámetros de diseño Sismorresistente según la norma E. 030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor de Zona (Z)	0.35 (Zona 3)
Tipo de Suelo	S3
Factor de Amplificación del Suelo (S)	1.20
Periodo T_p (s)	0.6
Periodo T_1 (s)	1.0
Factor de Uso	1.6

10. CONCLUSIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

1.- Tipo de cimentación : Zapatas Aisladas y Cimiento Corrido

2.- Estrato de Apoyo de la cimentación : ESTRATO II

3.- Parámetros de diseño

A.- Profundidad de desplante : Df = 0.80 m

Con respecto al nivel de fondo del Semisótano.

B.- La capacidad portante mínima admisible es de:

Zapata rectangular : $Q_{adm} = 1.54 \text{ kg/cm}^2$

Cimiento Corrido : $Q_{adm} = 1.17 \text{ kg/cm}^2$

C.- Factor de Seguridad : FS = 3

11. RECOMENDACIONES

1.- Los esfuerzos aplicados no deben exceder de la capacidad admisible.

2.- Se debe cumplir las recomendaciones de cimentación.

3.- No extrapolar estos resultados.

4.- De todas maneras se recomienda hacer al menos 1 exploración más para poder confirmar los resultados obtenidos, ya que este estudio se basa sólo en una exploración debido a los fines académicos que tiene.

PANEL FOTOGRÁFICO



*Calicata N° 1
FOTOGRAFÍA N° 1*



*Vista Panorámica Calicata N° 1
FOTOGRAFÍA N° 2*

ENSAYO DE CORTE DIRECTO UU

ASTM D3080-72

F. Emisión: 11 de mayo de 2017
Página: 1 de 1

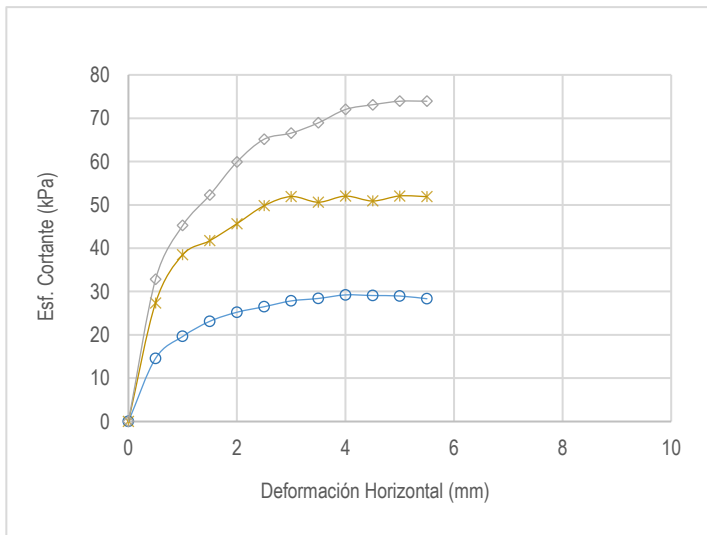
SOLICITANTE: JHEAN CARLOS CHULLO MERMA / DIEGO ARMANDO QUISPE RODRIGUEZ
DIRECCIÓN: URB. LA MELGARIANA E-42 J.L.B. Y RIVERO - AREQUIPA
PROYECTO: EDIFICIO TINGO EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA
UBICACIÓN: AV. ARANCOTA 101 A (PRIMERA CUADRA) - SACHACA - AREQUIPA
RECEPCIONADO: viernes, 05 de mayo de 2017
ANALIZADO: miércoles, 10 de mayo de 2017

CÓDIGO INTERNO: 2017000000184 PROFUNDIDAD (m): 2.4
CALICATA: C-1 TIPO DE MUESTRA: Suelo
MUESTRA: M-3 CONDICIÓN DE LA MUESTRA: Alterada

Peso de la muestra húmeda: 89.9 g. Velocidad de ensayo: 1.5 mm/min
Peso de la muestra seca: 89.8 g. Tipo de equipo: Corte Directo Residual
Contenido de Humedad: 0.1% Espesor de la muestra: 2 cm
Espesor de la muestra: 2 cm Forma del dispositivo de Corte: Redondo
Descripción del material (Descripción visual-manual): Muestra de color marrón

ENSAYO DE CORTE DIRECTO UU

Muestra N°	Tipo de Muestra	Tamaño de muestra (mm)	Fuerza Normal (N)	Esf. Normal (kPa)	Fuerza Cortante (N)	Esf. Cortante (kPa)
1	Circular	60	98.1	34.7	83.5	29.5
2	Circular	60	196.2	69.4	147.5	52.2
3	Circular	60	294.3	104.1	209.3	74.0

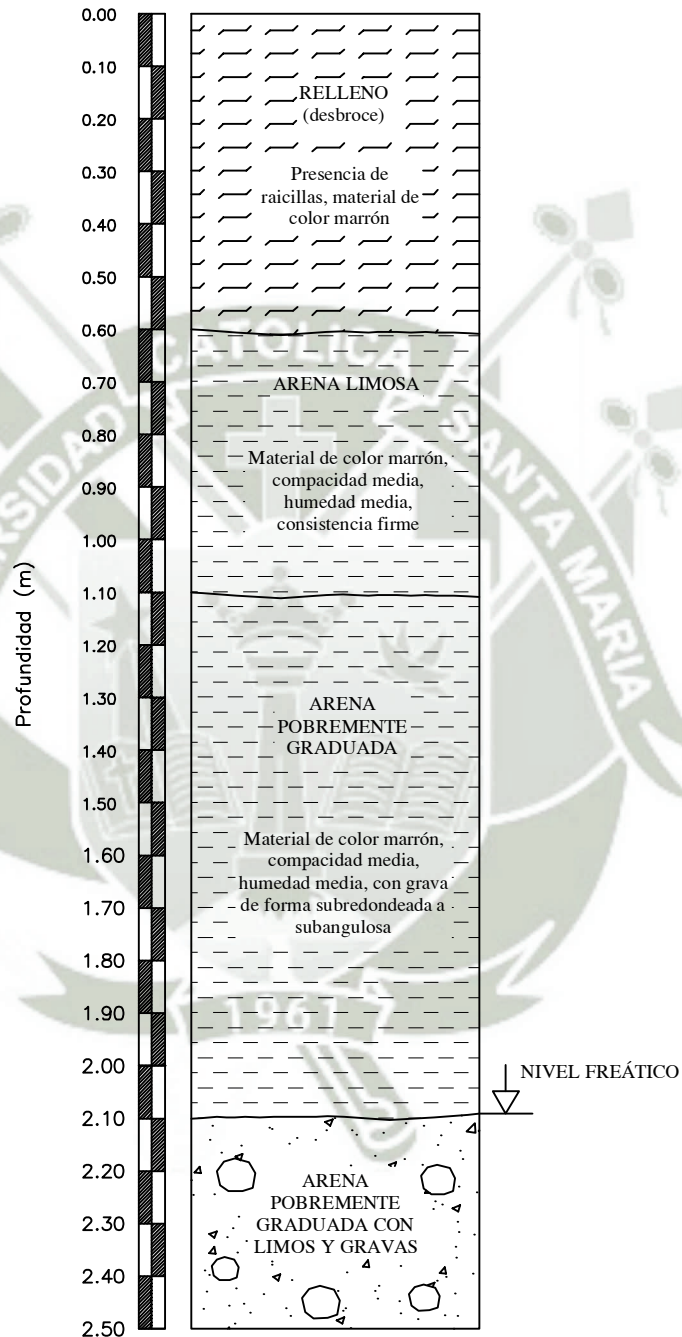


RESULTADOS DEL ENSAYO			
Pendiente:	0.64	Cohesion (kPa):	7.3
Densidad Muestra (g/cm³):	1.59	α de Friccion (Ø):	32°

Observaciones: Muestra obtenida e identificada por TechLab Consultoría

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

CALICATA 1



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

PROYECTO: EDIFICIO TINGO EN EL DISTRITO DE SACHACA EN LA CIUDAD Y DEPARTAMENTO DE AREQUIPA

DIBUJO: BACH. JONATHAN MENDOZA CHAVEZ

PLANO:

P-01

SOLICITANTE: JHEAN CARLOS CHULLO MERMA
DIEGO ARMANDO QUISPE RODRIGUEZ

FECHA: MAYO 2017

UBICACION: AV. ARANCOTA 101 'A' (PRIMERA CUADRA) - SACHACA - AREQUIPA

ESCALA: GRÁFICA

TELÉFONO: 088669035