

POTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A HOSTELERÍA, DE SEIS
PISOS, UBICADO EN LA PROVINCIA DE HUAMANGA, DEPARTAMENTO DE
AYACUCHO

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Sergio Eduardo Olarte Clemente

ASESOR:

Ing. José Alberto Acero Martínez


Lima, Julio, 2025

Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado: “Diseño Estructural de un edificio destinado a hostelería de seis pisos, ubicado en la provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho” del autor Sergio Eduardo Olarte Clemente dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/07/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 16/07/2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>José Alberto Acero Martínez</u>	
DNI:29662895	Firma
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

AGRADECIMIENTOS

Presento mi agradecimiento a Dios por la fortaleza hacia mi persona y guía durante el proceso del presente proyecto.

A mi madre, su amor incondicional que me brindó la fortaleza para no rendirme y poder continuar cuando el camino no se veía claro. Tu paciencia, amor, palabras de aliento e inspiración.

A mi padre, tus consejos, firmeza, guía y orientación me brindaron el norte hacia el cual dirigirme. Tu sacrificio y comprensión fueron pilares indiscutibles en la culminación del presente proyecto.

A mi hermana, siempre a mi lado, tu apoyo incondicional, y valiosos consejos. Tu presencia cotidiana y capacidad de orientación y motivación lograron sostenerme en los momentos de incertidumbre.

Expreso mi más grande, cordial y sincero agradecimiento a mi asesor el Ing. José Alberto Acero Martínez. Su orientación invaluable, vasta experiencia y dedicación fueron pilares fundamentales en el desarrollo de la presente tesis.

Gracias por su contribución y apoyo en este viaje académico.

RESUMEN DE TESIS

El propósito del presente trabajo es el diseño y análisis estructural de un edificio constituido por 6 niveles y un sótano. El mencionado, se encuentra en la ciudad de Huamanga, provincia de Ayacucho y el diseño se realizará para un tiempo de vida de 50 años. Debido al aumento de la llegada de visitantes, los hoteles u hostales se han visto más solicitados. Asimismo, el área de la obra de infraestructura es 1600 m². Por otro lado, la presente obra de infraestructura se realizará sobre un terreno que corresponde a grava arenosa medianamente densa.

En primer lugar, se realizará el predimensionamiento (dimensiones) y la estructuración (ubicación) de cada elemento estructural. Asimismo, se calculará el metrado de cargas, de gravedad, de cada elemento estructural, según la Norma de Cargas E.020.

Posteriormente, se realizará el análisis estructural para solicitaciones de gravedad y sísmicas. Ello con el objetivo de verificar si se cumple con los requerimientos que se estipulan en la Norma de Diseño de Concreto Armado E.060 y la Norma Sismorresistente E.030.

Finalmente, se procederá al a elaborar el diseño estructural con base en el Diseño por Resistencia, detallado en la Norma E.060.

TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Objetivo.....	1
1.2.	Arquitectura.....	1
1.3.	Elección del sistema estructural	2
1.4.	Diseño por resistencia.....	2
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
2.1.	Predimensionamiento	4
2.1.1.	Losas.....	4
2.1.2.	Vigas	5
2.1.3.	Columnas.....	6
2.1.4.	Placas	7
3.	METRADO DE CARGAS	9
3.1.	Metrado-Tabiques	10
3.2.	Metrado-Losas	10
3.2.1.	Losa aligerada	10
3.2.2.	Losa maciza	11
3.3.	Metrado-Vigas.....	12
3.4.	Metrado-Placas y Columnas	14
4.	ANÁLISIS SÍSMICO	15
4.1.	Parámetros sísmicos	15
4.1.1.	Factor de zona-zonificación: Z	15
4.1.2.	Factores de suelo: S, T _p , T _L	15
4.1.3.	Factor de amplificación sísmica: C	16
4.1.4.	Factor de uso-categoría: U.....	17
4.1.5.	Coficiente básico de reducción: R _o	18
4.2.	Análisis Estático.....	18
4.2.1.	Generalidades	18
4.2.2.	Masa sísmica (P).....	18
4.2.3.	Periodo fundamental de la estructura.....	19
4.2.4.	Fuerza cortante basal (V)	20
4.2.5.	Distribución de fuerza sísmica en altura	20

4.3.	Análisis Dinámico Modal Espectral	21
4.3.1.	Generalidades	21
4.3.2.	Espectro de Pseudo-Aceleración	21
4.3.3.	Modos de Vibración	22
4.3.4.	Análisis Dinámico con el Programa ETABS.....	23
4.3.5.	Derivas.....	24
4.3.6.	Fuerza escalada de diseño	26
4.3.7.	Irregularidades	26
5.	DISEÑO DE LOSAS.....	33
5.1.	Losas Aligeradas	34
5.1.1.	Introducción	34
5.1.2.	Diseño: Flexión	35
5.1.3.	Diseño: Corte.....	37
5.1.4.	Deflexión	38
5.1.5.	Fisuración	40
5.2.	Losas Macizas	41
5.2.1.	Introducción	41
5.2.2.	Diseño: Flexión	41
5.2.3.	Diseño: Corte.....	43
6.	DISEÑO DE VIGAS.....	44
6.1.	Introducción	44
6.2.	Diseño: Flexión	45
6.3.	Diseño: Corte	47
6.4.	Diseño: Capacidad.....	51
7.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	53
7.1.	Introducción	53
7.2.	Diseño: Flexo-compresión.....	53
7.3.	Diseño: Corte-capacidad	58
8.	DISEÑO DE PLACAS	62
8.1.	Introducción	62
8.2.	Diseño: Flexo-compresión.....	62

8.3.	Diseño: Corte-capacidad	65
9.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	70
9.1.	Introducción	70
9.2.	Zapata aislada	71
9.2.1.	Dimensión de cimentación	71
9.2.2.	Diseño: Punzonamiento	73
9.2.3.	Diseño: Corte.....	75
9.2.4.	Diseño: Flexión.....	76
9.3.	Zapata combinada.....	77
9.3.1.	Dimensión de cimentación	77
9.3.2.	Diseño: Punzonamiento	79
9.3.3.	Diseño: Corte.....	80
9.3.4.	Diseño: Flexión.....	81
9.4.	Viga de Cimentación	82
9.4.1.	Diseño: Flexión.....	82
9.4.2.	Diseño: Corte.....	84
10.	DISEÑO DE ESCALERA	86
10.1.	Diseño: Flexión.....	86
10.2.	Diseño: Corte.....	88
11.	CONCLUSIONES.....	89
12.	BIBLIOGRAFÍA.....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Factores de reducción frente a diferentes solicitaciones	3
Tabla 2.1 Peralte de aligerado en función de las luces libres.....	4
Tabla 2.2 Magnitudes entre Ejes Horizontales	4
Tabla 2.3 Magnitudes entre Ejes Verticales.....	5
Tabla 2.4 Peralte de losas macizas en función de las luces.....	5
Tabla 2.5 Fracciones de distancias horizontales para el dimensionamiento de vigas.....	6
Tabla 2.6 Fracciones de distancias verticales para el dimensionamiento de vigas.....	6
Tabla 2.7 Cálculo del predimensionamiento de muros de corte	8
Tabla 3.1 Peso unitario de materiales, brindado por la Norma E.020.....	9
Tabla 3.2 Peso unitario de muro cortina	9
Tabla 3.3 Carga repartida de losas aligeradas	9
Tabla 3.4 Carga viva repartida	10
Tabla 3.5 Carga muerta repartida, Norma E.020	12
Tabla 3.6 Metrado (cargas) de C-08	14
Tabla 4.1 Factor de zonificación (Z), expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.....	15
Tabla 4.2 Factor de suelo (S), en función de la zonificación y el perfil del suelo	16
Tabla 4.3 Valores de T_P y T_L en función del perfil del suelo.....	16
Tabla 4.4 Valor del factor “C” en función de T_P y T_L	17
Tabla 4.5 Magnitud del factor “ R_0 ”	18
Tabla 4.6 Porcentaje de carga viva empelado para calcular la masa sísmica	19
Tabla 4.7 Coeficiente de estimación del periodo estructural	19
Tabla 4.8 Factores para estimar la fuerza cortante basal.....	20
Tabla 4.9 Reparto de fuerzas en altura.....	21
Tabla 4.10 Masa participativa y periodo en la dirección “X”.....	22
Tabla 4.11 Masa participativa y periodo en la dirección “Y”	23
Tabla 4.12 Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “XX” y excentricidad positiva	24
Tabla 4.13 Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “XX” y excentricidad negativa.....	25
Tabla 4.14 Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “YY” y excentricidad positiva	25
Tabla 4.15 Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “YY” y excentricidad negativa.....	25
Tabla 4.16 Cortante de diseño y factores de amplificación	26
Tabla 4.17 Rigideces comparadas para el sismo en dirección “X” con excentricidad positiva.....	27
Tabla 4.18 Rigideces comparadas para el sismo en dirección “X” con excentricidad negativa.....	27
Tabla 4.19 Rigideces comparadas para el sismo en dirección “Y” con excentricidad positiva.....	27
Tabla 4.20 Rigideces comparadas para el sismo en dirección “Y” con excentricidad negativa.....	28
Tabla 4.21 Comprobación de irregularidad de masa.....	29
Tabla 4.22 Comparación de derivas máximas con el 50% de la deriva permitida.....	30
Tabla 4.23 Comparación de deriva máxima en el extremo con el promedio de derivas en “XX”	30
Tabla 4.24 Comparación de deriva máxima en el extremo con el promedio de derivas en “YY”.....	31
Tabla 4.25 Área y porcentaje de vacíos en planta en función del área bruta	32
Tabla 4.26 Resumen y verificación de irregularidades estructurales.....	33
Tabla 5.1 Dimensiones de la vigueta del aligerado.....	34
Tabla 5.2 Características de la vigueta del aligerado	35

Tabla 5.3 Diseño del aligerado por flexión.....	36
Tabla 5.4 Diseño del aligerado por corte	37
Tabla 5.5	38
Tabla 5.6 Comparación de peralte mínimo requerido y peralte real de losa aligerada	38
Tabla 5.7 Cálculo de la inercia efectiva de los tramos centrales.....	39
Tabla 5.8 Cálculo de deflexiones diferidas	40
Tabla 5.9 Comparación de deflexiones con valores máximos de la N.060 (Concreto Armado)	40
Tabla 5.10 Verificación de la fisuración en las secciones de la vigueta	40
Tabla 5.11 Características de una franja de 1m de la losa maciza	42
Tabla 5.12 Diseño de la losa maciza por flexión	42
Tabla 5.13 Diseño de losa maciza por corte	44
Tabla 6.1 Características de la viga.....	45
Tabla 6.2 Combinaciones de carga y envolvente de la Viga-25	46
Tabla 6.3 Diseño por flexión de Viga-25.....	47
Tabla 6.4 Diseño por Corte: Viga-25	50
Tabla 7.1 Factor de reducción de carga axial para columnas.....	53
Tabla 7.2 Características de las secciones de la columna	54
Tabla 7.3 Cargas gravitatorias y sísmicas de la columna en la base del Sótano 1	54
Tabla 7.4 Combinaciones con sismo en “XX”	55
Tabla 7.5 Combinaciones con sismo en “YY”	55
Tabla 7.6 Factor de reducción de carga viva (LLRF) en función del área de influencia	57
Tabla 7.7 Solicitaciones reducidas con el LLRF.....	58
Tabla 7.8 Fuerza cortante última en la base para el Sótano 1.	60
Tabla 7.9 Fuerza cortante diseño en la base para el Sótano 1.	60
Tabla 8.1 Solicitaciones de P-06 en la base del nivel 1 con el factor LLRF.....	63
Tabla 8.2 Combinaciones de cargas en dirección “XX”	63
Tabla 8.3 Combinaciones de cargas en dirección “YY”	63
Tabla 8.4 Dimensiones del tramo en el eje “X”	66
Tabla 8.5 Dimensiones del tramo en el eje “Y”	66
Tabla 8.6 Longitud y altura del elemento de borde en la dirección “Y”	68
Tabla 8.7 Altura de la placa en la cual se realizará capacidad	68
Tabla 8.8 Cuantía de acero mínimas para placas donde $V_u \geq \phi V_c$	69
Tabla 8.9 Espaciamiento de acero longitudinal y vertical	70
Tabla 9.1 Cargas de la cimentación	72
Tabla 9.2 Esfuerzos máximos y mínimos generados en función a las dimensiones de la zapata	73
Tabla 9.3 Resultados del diseño por punzonamiento.....	75
Tabla 9.4 Resultados del diseño por corte	76
Tabla 9.5 Diseño-flexión en dirección “X”.....	76
Tabla 9.6 Diseño-flexión en dirección “Y”.....	77
Tabla 9.7 Combinaciones de cargas y envolvente de Momentos Flectores (tn-m).....	83
Tabla 10.1 Valor mínimo de paso y valor máximo de contrapaso.....	86
Tabla 10.2 Envolvente de Momentos flectores (tn-m).....	87
Tabla 10.3 Diseño por flexión de escalera	87
Tabla 10.4 Envolvente de Fuerza Cortante (tn-m).....	88
Tabla 11.1 Porcentaje de la cortante asumida por las placas	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Delimitación del área tributaria perteneciente al elemento vertical C-08	7
Figura 2.2 Área tributaria de la placa P-02	8
Figura 3.1 Altura de tabiquería	10
Figura 3.2 Franja de metrado del aligerado unidireccional	11
Figura 3.3 Distribución de solicitaciones de gravedad en losa maciza.....	12
Figura 3.4 Área tributaria de dos tramos de la viga 75 (30x60)	13
Figura 3.5 Vista de perfil de cargas de gravedad de la viga 75 (30x60).....	14
Figura 3.6 Delimitación del área tributaria de C-08	14
Figura 4.1 Zonificación sísmica del Perú	15
Figura 4.2 Magnitud del factor “C” en función de T, TP y TL	17
Figura 4.3 Espectro de Respuesta delimitado por T_P y T_L	22
Figura 4.4 Espectro de Respuesta en ETABS.....	23
Figura 4.5 Excentricidad de 5% en las cuatro masas definidas	24
Figura 4.6 Plano de aberturas en planta	32
Figura 5.1 Perfil general de una vigueta	34
Figura 5.2 Franja de vigueta a diseñar entre los ejes horizontales 5 y 8 de los techos 2,3 y 4	35
Figura 5.3 Diagrama de momentos flectores últimos (tn-m) del aligerado	36
Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante última (tn) bajo cargas gravitatorias de una vigueta.....	37
Figura 5.5 Diseño final del aligerado.....	38
Figura 5.6 Inercia efectiva de un tramo interior y externo.....	39
Figura 5.7 Losa maciza a diseñar.....	41
Figura 5.8 Diagrama de momentos últimos (tn-m) bajo cargas de gravedad de la losa maciza	42
Figura 5.9 Bajo cargas gravitatorias, se presenta el diagrama de fuerza cortante.....	43
Figura 5.10 Diseño final: losa maciza.....	44
Figura 6.1 Viga-25 a diseñar.....	45
Figura 6.2 Diagramas de Momentos flectores (tn-m).....	46
Figura 6.3 Diagramas de Fuerza cortante (tn)	50
Figura 6.4 Viga-25 diseñada, lado izquierdo.	52
Figura 6.5 Viga-25 diseñada, lado derecho.	52
Figura 7.1 Columna C-08 a diseñar	53
Figura 7.2 Ejes globales y locales y disposición de la columna C-08	55
Figura 7.3 Diagrama Nominal y Diseño alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “XX”	56
Figura 7.4 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “XX”	56
Figura 7.5 Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “YY”	56
Figura 7.6 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “YY”	57
Figura 7.7 Diseño final de la columna C-08 del nivel Sótano 1.	61
Figura 7.8 Diseño final de la columna C-08 del nivel Sótano 1, con LLRF.....	61
Figura 8.1 Placa P-06 destinada a diseñar	62
Figura 8.2 Propuesta del acero vertical inicial.....	64
Figura 8.3 Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “XX”	64

Figura 8.4 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “XX”	64
Figura 8.5 Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “YY”	65
Figura 8.6 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “YY”	65
Figura 8.7 Longitud y altura de confinamiento de muros de corte	66
Figura 8.8 Diseño final de la placa P-06 en la base del nivel 1	70
Figura 9.1 Cimentación aislada, perteneciente a la columna C-06 entre los ejes 3 y C.....	71
Figura 9.2 Valor del “c” a iterar y obtener el área de zapata	73
Figura 9.3 Área de punzonamiento de la cimentación.....	73
Figura 9.4 Área de corte de la cimentación.	75
Figura 9.5 Diseño de flexión de la cimentación.....	76
Figura 9.6 Diseño final de la cimentación	77
Figura 9.7 Esfuerzos-Carga de Servicio	78
Figura 9.8 Esfuerzos-Sismo Dirección “XX”	78
Figura 9.9 Esfuerzos-Sismo Dirección “YY”	78
Figura 9.10 Esfuerzos por Carga Servicio y 0.8*Carga sismo	79
Figura 9.11 Dimensiones de zapata combinada en planta.	79
Figura 9.12 Cortante (tn) en la Dirección “X” por metro lineal	80
Figura 9.13 Momentos Flectores por metro lineal en ambas direcciones de análisis	81
Figura 9.14 Diseño final de zapata combinada	81
Figura 9.15 Viga de cimentación a diseñar.....	82
Figura 9.16 Diagramas de Momentos Flectores (tn-m)	83
Figura 9.17 Refuerzo por flexión de VC-14	84
Figura 9.18 Diagramas de Cortantes (tn).....	85
Figura 9.19 Diseño finalizado de VC-14	86
Figura 10.1 Envoltente-Diagrama de Momento Flector (tn-m)	87
Figura 10.2 Envoltente-Diagrama de Fuerza Cortante (tn).....	88
Figura 10.3 Diseño final escalera.....	89

SIMBOLOGÍA

A: Área de zapata.

Act: Área que cubre concéntricamente a las barras.

Ag: Área bruta de la sección.

A_i: Área de influencia en m².

A_s⁻: Área de acero en compresión, en cm².

A_s: Área de acero en tracción, en cm².

A_{Sbalanceado}: Acero balanceado (cm²).

A_t: Área tributaria en m².

A_v: Área de la varilla.

b: Ancho del alma del perfil.

B: Base de columna.

b_f: Ancho del ala de la sección.

b_w: Ancho del alma de la sección.

C: Factor de amplificación sísmica.

CM: Carga permanente o carga muerta.

C_T: Coeficiente de estimación del periodo estructural.

CV: Carga variable o carga viva.

d: Distancia desde la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

dc: Distancia del acero a la fibra externa en compresión.

f'c: Resistencia especificada a compresión del concreto (kg/cm²).

f_i: Factor de amplificación de carga.

F_i: Fuerza de inercia impuesta por el sismo en el nivel "i".

f_s: Esfuerzo en el acero en tracción de la sección.

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (kg/cm²).

H: Altura de columna.

h: Espesor completo del muro.

h_f: Espesor del ala de la sección.

h_i: Altura, con respecto al nivel del terreno, del nivel "i".

h_m: Altura del muro, medido desde el suelo.

h_n: Altura total en metros de la edificación.

h_t: Altura total de la sección.

I_{cr}: Inercia agrietada de la sección, en cm⁴.

I_{ef}: Inercia efectiva para calcular la deflexión diferida, en cm⁴.

I_g: Inercia sin agrietamiento de la sección, en cm⁴.

k: Factor de longitud efectiva.

K: Rigidez de un entrepiso.

K₁: Rigidez del nivel j.

k_t: Exponente relacionado con el periodo estructural.

k_v : Factor de carga viva sobre el elemento, obtenida mediante la Tabla 3 (E.020, Cargas).

l_c : Longitud total del elemento.

LLRF*: Factor de Reducción de Carga Viva sin restricciones.

LLRF: Factor de Reducción de Carga Viva.

LM*: Longitud real en planta del muro.

lm: Longitud en planta del muro.

L_n : Luz libre del elemento.

L_o : Intensidad o magnitud de CV no reducida, obtenida mediante la Tabla 1 (E.020 Cargas).

L_r : Intensidad o magnitud de CV.

L_x : Longitud en dirección "X".

L_y : Longitud en dirección "Y".

M_{cr} : Momento de agrietamiento de la sección en tn-m.

MD_{xx} : Momento de carga muerta en "X".

MD_{yy} : Momento de carga muerta en "Y".

ML_{xx} : Momento de carga viva en "X".

ML_{yy} : Momento de carga viva en "Y".

M_{nd} : Momento nominal en el extremo derecho.

M_{ni} : Momento nominal en el extremo izquierdo.

M_{ninf} : Momento Nominal en la parte inferior de la columna.

M_{nsup} : Momento Nominal en la parte superior de la columna.

M_s : Momento de servicio de la sección en tn-m.

M_{sxy} : Momento de sismo en dirección "X" en "Y".

M_{syxx} : Momento de sismo en dirección "Y" en "X".

M_u : Momento último del análisis.

n : Número de niveles de la edificación.

P : Masa sísmica.

$P_{c \text{ servicio}}$: Fuerza axial de la columna (servicio).

P_D : Carga axial muerta.

P_i : Peso en el nivel "i".

P_L : Carga axial viva.

P_{servicio} : Fuerza axial de servicio.

P_{sx} : Carga axial del sismo en dirección "X".

P_{sy} : Carga axial del sismo en dirección "Y".

q_{adm} : Carga admisible.

R : Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

R_0 : Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

R_n : Resistencia nominal.

s : Espaciamiento estribos.

S : Factor de suelo.

S_h : Espaciamiento de acero horizontal.

S_i : Solicitación o carga aplicada.

S_{max} : Esparcimiento máximo de acero transversal.

S_v : Espaciamiento de acero vertical.

SX: Sismo de Diseño en dirección “X”.

SY: Sismo de Diseño en dirección “Y”.

T: Periodo estructural fundamental.

T_L : Periodo inicio de desplazamientos constantes.

T_P : Periodo límite de plataforma de aceleración constante.

U: Factor de importancia.

V: Fuerza cortante basal.

V_c : Cortante nominal.

V_s : Aporte nominal de resistencia a corte del acero.

V_u : Cortante última del análisis.

Z: Factor de zonificación o de zona.

Z_f : Valor máximo de fisuración de la sección.

α_i : Fracción del cortante horizontal basal correspondiente a cada nivel “i”.

δ : Deflexión del tramo.

Δ : Deriva de entrepiso.

δ_u : Máximo desplazamiento inelástico en sentido de análisis.

ξ : Factor dependiente del tiempo, empleado para las cargas sostenidas en el tiempo, como valor conservador de elige “2”, del artículo 9.6.2.5 (E.060).

ρ_h : Cuantía de acero horizontal.

ρ_v : Cuantía de acero vertical.

ρ : Cuantía de acero en tracción de la sección.

ρ' : Cuantía de acero en compresión de la sección.

σ_{adm} : Esfuerzo admisible.

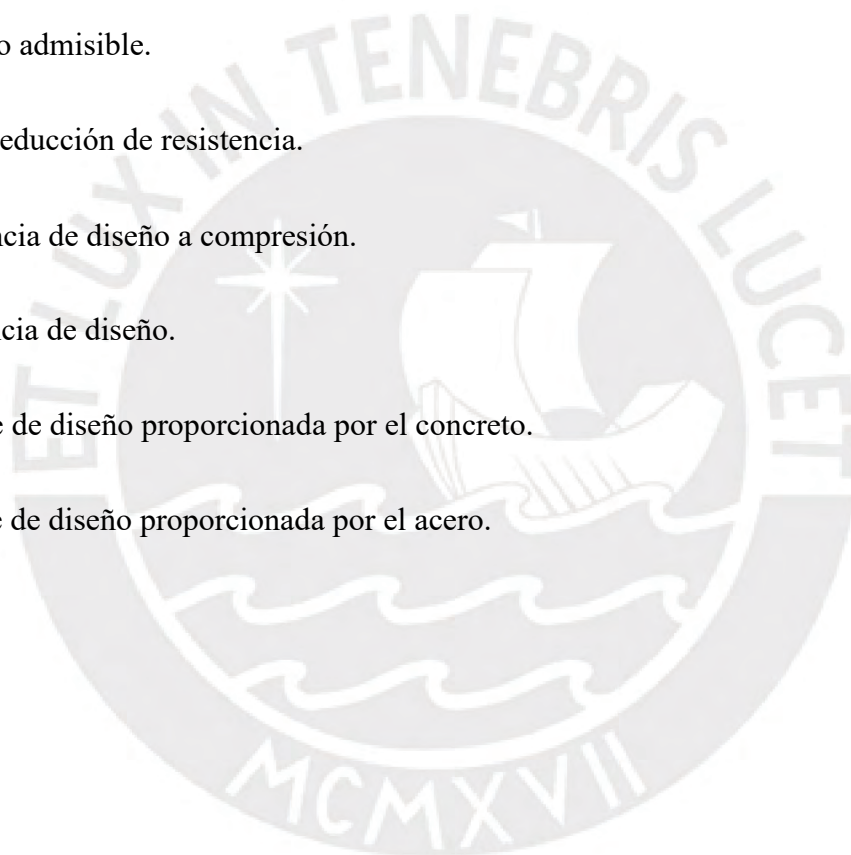
ϕ : Factor de reducción de resistencia.

ϕP_n : Resistencia de diseño a compresión.

ϕR_n : Resistencia de diseño.

ϕV_c : Cortante de diseño proporcionada por el concreto.

ϕV_s : Cortante de diseño proporcionada por el acero.



1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Ayacucho, durante el año 2023, según CORPAC, ha recibido 175 846 pasajeros en el Aeropuerto Coronel FAP Alfredo Mendivil Duarte. Lo cual significa un aumento de 13.3% respecto al año 2022 y un aumento en 26.6% con respecto al año 2019. Por otro lado, la oferta promedio de establecimientos de hospedaje en la región Ayacucho fue de 619. Esta cifra supera en 7.5% los valores registrados en el año 2022 y en 8.4% del 2019. Estos valores obtenidos del reporte regional de turismo muestran un incremento de visitantes a la ciudad de Ayacucho. Además, muestra la oportunidad de generar un establecimiento dedicado al hospedaje de turistas o visitantes.

Por lo tanto, se evidencia una necesidad de establecimientos en el sector hotelero. En consecuencia, se presenta el presente proyecto de tesis con el tema de diseño y análisis estructural de una edificación destinada a hotelería.

1.1. Objetivo

Analizar y diseñar los elementos estructurales que componen el proyecto de infraestructura destinado a hostelería. El diseño de los elementos estructurales debe garantizar la seguridad de los ocupantes. Asimismo, se debe de cumplir con los requerimientos mínimos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificación.

1.2. Arquitectura

El proyecto que se realizará es un edificio destinado a hotelería en la ciudad de Huamanga. Cada piso posee una elevación de 3 m, medida de piso a piso, con excepción del sótano. Las plantas están compuestas por habitaciones, restaurantes, oficinas, áreas verdes, sala de conferencias, restaurantes, entre otros. Cada planta posee 1494 m², revisar el Anexo A.

- Sótano: Se encuentra el estacionamiento y la cisterna de la edificación.

- Primer nivel: Se encuentra un restaurante, una sala de conferencias, áreas verdes, lavandería, oficinas y la recepción.
- Segundo nivel: Se encuentra el desayunador del hotel, un bar y habitaciones.
- Tercer, cuarto y quinto nivel: Conformado únicamente por habitaciones
- Sexto nivel: Se encuentra un gimnasio, un spa, un resto-bar y dos fuentes de agua.

1.3. Elección del sistema estructural

La presente edificación posee peligro sísmico, debido a su ubicación. Por ello, el sistema estructural debe poseer un comportamiento satisfactorio frente a las sollicitaciones sísmicas.

En la actualidad, los sistemas estructurales que poseen un mejor comportamiento frente a sollicitaciones laterales son las que poseen mayor rigidez. Por otro lado, una resistencia elevada retrasará las incursiones inelásticas ocasionadas por grandes desplazamientos. Además, una gran ductilidad, evitará el desempeño de “colapso” mediante la formación de rótulas plásticas. Por lo tanto, los pilares en los que se apoya una estructura, en la actualidad, son la ductilidad, resistencia y rigidez.

Sin embargo, existe una característica que mejora el comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas, la característica de “regular”. Está demostrado que las estructuras regulares se comportan de mejor manera, en comparación, a las estructuras irregulares.

En conclusión, se debe buscar obtener una edificación con desplazamientos pequeños. Por lo tanto, poseerá una gran rigidez. Ello implica que se buscará obtener una edificación de muros estructurales o una estructura dual.

1.4. Diseño por resistencia

Se realiza mediante los estados límites. En esta metodología, se toma en cuenta la variabilidad de resistencia de los materiales y de las cargas. Se debe calcular la resistencia nominal (R_n). La cual, se verá reducida por factores de reducción de resistencia. Asimismo, se obtendrán las

demandas de cargas, pero estas se verán amplificadas por factores de amplificación de carga. Se empleará un $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, deformaciones de 0.003 y 0.0021 para el concreto y acero respectivamente. Finalmente, se debe de obtener una resistencia de diseño (ϕR_n) superior a la demanda (amplificada) en las secciones de los elementos estructurales. Se puede mostrar en la ecuación (1.1) lo mencionado:

$$\phi R_n \geq S_1 * f_1 + S_2 * f_2 + S_3 * f_3 \dots \dots S_n * f_n \dots \dots \dots (1.1)$$

Tabla 1.1

Factores de reducción frente a diferentes solicitaciones

Solicitación	ϕ
Flexión	0.9
Corte	0.85
Torsión	0.85
Flexo compresión (Estribos)	Variable (0.7 a 0.9)
Compresión pura	0.7

Nota. Adquirido de “Norma E.060 de Concreto Armado” (RNE).

La terminología de “resistencia” deberá entenderse de forma muy amplia y englobará: flexión, corte, carga axial, torsión, entre otros. Por otro lado, el Diseño por Resistencia, presenta algunas inconsistencias. La más notable de las mencionadas es que al amplificar las cargas, se incurrirá en el rango inelástico y las fórmulas empleadas en la presente metodología de diseño es para el rango elástico. Asimismo, se ignora la redistribución de fuerzas internas producidas por la actuación fuera del rango elástico de la estructura. No obstante, esta inconsistencia se debe de aceptar puesto que los métodos destinados para el comportamiento inelástico aún no están desarrollados en suficiente medida para el uso rutinario.

A continuación, las combinaciones de carga presentadas en la Norma E.060 Diseño de Concreto Armado con sus respectivos factores de amplificación de carga.

$$CU_1 = 1.4 * CM + 1.7 * CV \dots \dots \dots (1.2)$$

$$CU_2 = 1.25 * (CM + CV) \pm SX \dots \dots \dots (1.3)$$

$$CU_3 = 1.25 * (CM + CV) \pm SY \dots \dots \dots (1.4)$$

$$CU_4 = 0.9 * CM \pm SX \dots \dots \dots (1.5)$$

$$CU_5 = 0.9 * CM \pm SY \dots \dots \dots (1.6)$$

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENCIONAMIENTO

2.1. Predimensionamiento

La función del predimensionamiento es obtener la posible magnitud de los elementos estructurales. En otras palabras, obtener magnitudes dimensionales iniciales. Se realizará en función a lo indicado en el libro de “Estructuración y Diseño de Concreto Armado” del Ing. Blanco Blasco.

2.1.1. Losas

2.1.1.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Se muestra el peralte recomendado para aligerados y las dimensiones entre ejes.

Tabla 2.1

Peralte de aligerado en función de las luces libres.

Peralte de losa aligerada (m)	Luz de losa aligerada (m)
0.17	$L < 4$
0.2	$4 < L < 5.5$
0.25	$5 < L < 6.5$
0.3	$6 < L < 7.5$

Nota. Adquirido de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco, B.

Tabla 2.2

Magnitudes entre Ejes Horizontales

Ejes horizontales	Distancia (m)
A-B	3.8
B-C	6
C-D	7.5
D-E	7.5
E-F	7.5
F-G	7.7
Promedio	6.67

Tabla 2.3*Magnitudes entre Ejes Verticales*

Ejes verticales	Distancia (m)
1-2	5.2
2-3	5
3-4	6
4-5	5
5-6	5
6-7	6
7-8	5.15
Promedio	5.34

Las losas aligeradas se armarán de forma vertical por poseer menores magnitudes. Además, se puede observar que el promedio de la longitud de la longitud es de 5.34 m. Por lo tanto, el peralte de las losas aligeradas, según la tabla 2.1, es de 25 cm.

2.1.1.2. Predimensionamiento de losas macizas

Se aprecia el peralte recomendado para losas macizas en función de la luz.

Tabla 2.4*Peralte de losas macizas en función de las luces.*

Peralte de losa maciza (m)	Luz de losa maciza (m)
0.12 o 0.13	$L \leq 4$
0.15	$L \leq 5.5$
0.20	$L \leq 6.5$
0.25	$L \leq 7.5$

Nota. Adquirido de "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado", Antonio Blanco, B.

Las magnitudes mostradas en las tablas 2.2 y 2.3 muestran que el peralte de la losa maciza, según la tabla 2.4, es de 20 cm.

2.1.2. Vigas

El dimensionamiento de las vigas, se realiza en función de la fracción de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Se puede ver, las luces de los diferentes ejes y las fracciones mencionadas:

Tabla 2.5*Fracciones de distancias horizontales para el dimensionamiento de vigas.*

Ejes horizontales	Distancia (m)	(1/10) *L (m)	(1/12) *L (m)
A-B	3.8	0.38	0.32
B-C	6	0.6	0.50
C-D	7.5	0.75	0.63
D-E	7.5	0.75	0.63
E-F	7.5	0.75	0.63
F-G	7.7	0.77	0.64

Tabla 2.6*Fracciones de distancias verticales para el dimensionamiento de vigas.*

Ejes verticales	Distancia (m)	(1/10) *L (m)	(1/12) *L (m)
1-2	5.2	0.52	0.43
2-3	5	0.5	0.42
3-4	6	0.6	0.50
4-5	5	0.5	0.42
5-6	5	0.5	0.42
6-7	6	0.6	0.50
7-8	5.15	0.52	0.43

Nota. Adquirido de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco, B.

En conclusión, las dimensiones de las vigas estructurales son de 30x60 para las vigas horizontales y verticales.

2.1.3. Columnas

Las columnas se dimensionan según el sistema estructural. En la presente estructura, se poseerán muros estructurales en ambas direcciones. Por lo tanto, se empleará la ecuación (2.1) para el dimensionamiento del área de las columnas.

$$\text{Área de Columna} = \frac{P_{C_{servicio}}}{0.45 * f'c} \dots \dots \dots (2.1)$$

Una carga estimada para este tipo de edificaciones (edificaciones comunes) es de 1 tn/m². Por otro lado, la resistencia a compresión a emplear es 210 kg/cm². Por ejemplo, se obtendrá el área requerida para una columna central.

$$\text{Área de Columna} = \frac{45.77 \text{ m}^2 * 1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 7}{0.45 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3390.37 \text{ cm}^2$$

En el predimensionamiento de las vigas, se obtuvo una sección de 30x60 cm. Por ello, se recomienda que el valor del lado de la columna perpendicular al eje del elemento horizontal (viga) sea igual a la base de la viga. Es decir, una dimensión de la columna debe ser 30 cm.

$$D_1 = 30 \text{ cm} \rightarrow D_2 = \frac{3390.37 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 113 \text{ cm}$$

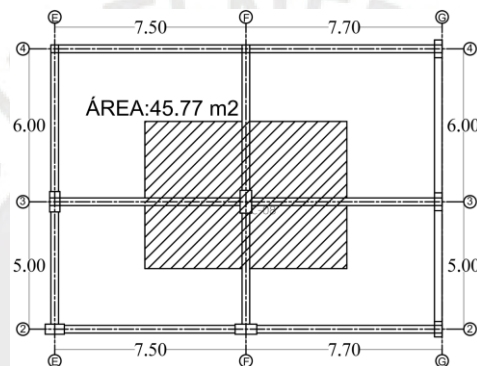


Figura 2.1 Delimitación del área tributaria perteneciente al elemento vertical C-08

Por lo tanto, la posible dimensión de C-08 es de 30x115 cm.

2.1.4. Placas

Es necesario tomar en cuenta lo indicado en el artículo 21.9.3 (Norma E.060, Concreto Armado). El ancho mínimo es de 1/25 de la distancia entre los elementos de restricción lateral ni inferior a 150 mm. Por otro lado, el artículo 14.5 (Norma E.060, Concreto Armado) permite realizar verificación por carga axial mediante la ecuación (2.2):

$$\phi P_n = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{31 * h} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (2.2)$$

$$\phi P_n = 0.55 * 0.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (6.3 \text{ m} * 0.3 \text{ m}) * \left[1 - \left(\frac{0.8 * 3 \text{ m}}{31 * 0.3 \text{ m}} \right)^2 \right] = 1579.128 \text{ tn}$$

La carga de servicio de 215.74 tn para su respectiva área tributaria. Por lo tanto, la resistencia axial de diseño es superior a la carga en servicio del presente elemento estructural.

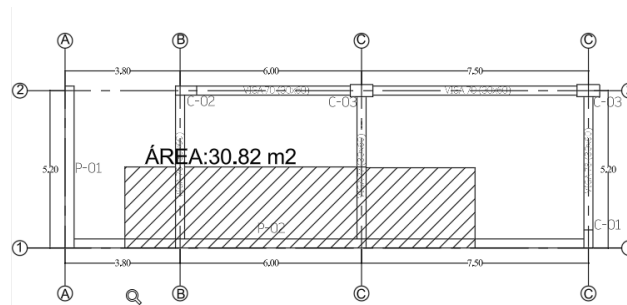


Figura 2.2 Área tributaria de la placa P-02

Por otro lado, el predimensionamiento de las placas se debe realizar, también, por corte. Se realiza en función de las ecuaciones (2.3) y (2.4).

$$V_{PLACA} = \frac{Z * U * C * S}{R} [Masa sísmica] * [% > 70\%] \dots \dots \dots (2.3)$$

$$L_{PLACA} = \frac{V_{PLACA}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * 0.8} \dots \dots \dots (2.4)$$

Tabla 2.7

Cálculo del predimensionamiento de muros de corte

Parámetro/fórmula	EJE X	EJE Y
Z	0.25	0.25
U	1.00	1.00
C	2.50	2.50
S	1.20	1.20
R	6.00	6.00
P (tn)	8276.00	8276.00
%Placas	0.70	0.70
V _{placa} (tn)	724.15	724.15
b (cm)	30.00	30.00
f'c (kg/cm ²)	210.00	210.00
L _{placa} (m)	46.22	46.22
ΣL _{real}	38.10	41.75
%Variación	21.31	10.70

La longitud requerida de los muros de corte para ambos ejes es superior a las longitudes propuestas en la estructuración. Sin embargo, no se ha considerado el aporte del acero de

refuerzo. En caso no se cumplan las derivas o la cortante asumida por las placas sea menor del 70% se procederá a aumentar las longitudes de los muros de corte.

3. METRADO DE CARGAS

Se obtendrá para cargas de gravedad. Las cuales son las siguientes:

- Carga muerta (CM): Peso propio de la estructura (materiales), equipos, tabiquería, dispositivos, entre otros. En otras palabras, es la carga que obrará permanentemente. Se muestran los siguientes valores de peso unitario.

Tabla 3.1

Peso unitario de materiales, brindado por la Norma E.020

Material	Peso Unitario (Kg/m ³)
Albañilería	1800
Concreto Armado	2400

Nota. Adquirido de “Norma E.20 de Cargas” (RNE).

Tabla 3.2

Peso unitario de muro cortina

Material	Peso Unitario (Kg/m ²)
Muro Cortina	100

Nota. Adquirido de “Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación”.

Tabla 3.3

Carga repartida de losas aligeradas

Carga repartida	Peso Unitario (Kg/m ²)
Losa aligerada (h=25 cm)	350
Piso terminado	100

Nota. Adquirido de “Norma E.020 de Cargas” (RNE).

- Carga viva: El peso de los ocupantes, equipamiento u objetos móviles en la estructura. En otras palabras, se considera como el peso ocasional que puede obrar en la estructura.

Tabla 3.4*Carga viva repartida*

Uso	Carga repartida (Kg/m ²)
Cuartos	200
Oficinas	250
Almacenaje	500
Corredores/Escaleras	400
Sala conferencias	400
Restaurante	400

Nota. Adquirido de “Norma E.020 de Cargas” (RNE).

3.1. Metrado-Tabiques

El peso de la tabiquería depende del espesor del muro de tabiquería y la altura del muro. En el siguiente proyecto se encontrará albañilería encima de una viga y encima de una losa.

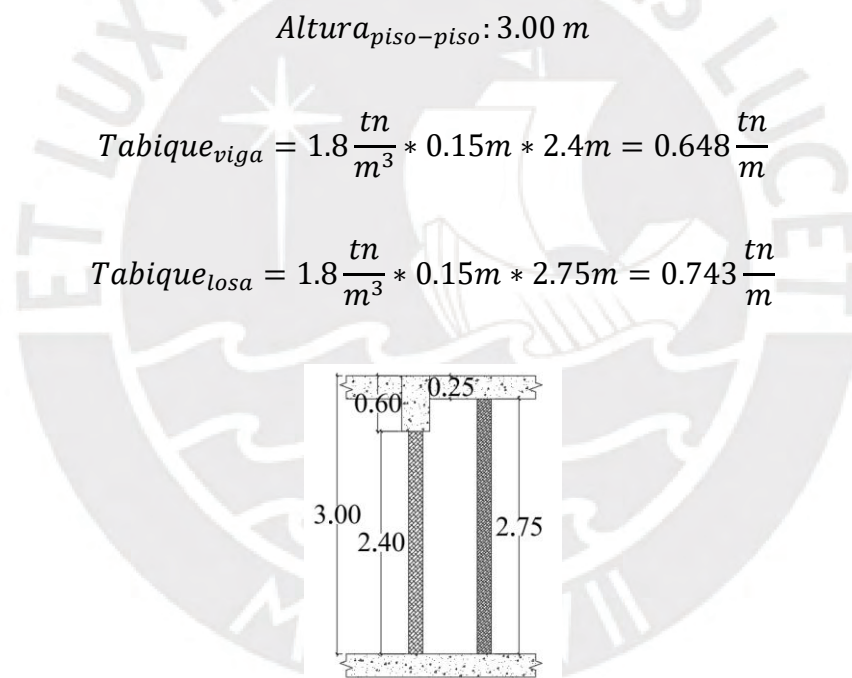


Figura 3.1 *Altura de tabiquería*

3.2. Metrado-Losas

3.2.1. Losa aligerada

Se realiza por ancho de vigueta, en este caso, es de 0.4 m. Por lo tanto, la carga aplicada es en función del ancho de 0.4 m.

- Carga muerta: Se suma el peso propio de la vigueta y del piso terminado.

$$CM_{dsitribuida} = (0.35 + 0.1) * 0.4 = 0.18 \frac{tn}{m}$$

- Carga viva: En este caso, se contarán las cargas presentadas en la tabla 3.4, en función de los ambientes. A modo de ejemplo, se optará por una vigueta en un ambiente con una sobrecarga de 400 kg/m².

$$CV_{dsitribuida} = (0.4) * 0.4 = 0.16 \frac{tn}{m}$$

- Tabique: Existen dos posibles casos para el aporte de la carga de los tabiques. El primer caso es cuando se tiene un tabique en dirección paralelo al armado unidireccional (emplear viga chata). El segundo caso es cuando se tiene el tabique en dirección transversal al armado de la losa unidireccional.

$$CM_{Tabique\ paralelo} = 1.8 \frac{tn}{m^3} * 0.15m * 2.75m = 0.743 \frac{tn}{m}$$

$$CM_{Puntual\ del\ tabique} = 1.8 \frac{tn}{m^3} * 0.15m * 2.75m * 0.4m = 0.297\ tn$$

En la siguiente imagen se puede ver el metrado de una vigueta, en función del espaciamiento o ancho de vigueta.

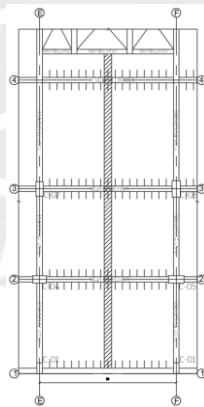


Figura 3.2 Franja de metrado del aligerado unidireccional

3.2.2. Losa maciza

La carga en la losa maciza se distribuye a las vigas en forma trapezoidal o triangular, ejemplificada en la figura 3.3.

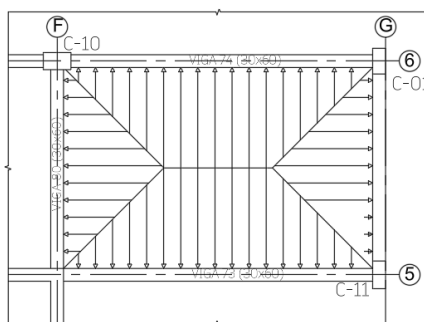


Figura 3.3 Distribución de solicitaciones de gravedad en losa maciza

- Carga muerta: Se suma el peso propio de la vigueta y del piso terminado.

Tabla 3.5

Carga muerta repartida, Norma E.020

Carga	Carga distribuida (kg/m ²)
Maciza (0.20 m)	480.00
Piso terminado	100.00

Nota. Adquirido de “Norma E.020 de Cargas” (RNE).

- Carga viva: En este caso, se contarán las cargas presentadas en la tabla 3.4, en función de los ambientes. A modo de ejemplo, se optará por una vigueta en un ambiente con una sobrecarga de 400 kg/m².
- Tabique: Los tabiques se distribuyen en función a su ubicación en la losa y su distribución de la carga, vista anteriormente.

3.3. Metrado-Vigas

Se realiza en función al área tributaria de la misma, obtenida en función de la estructuración realizada. Se tiene aligerado unidireccional y losas macizas. Las losas aligeradas afectan a la viga de dos formas. El primer caso sucede cuando el aligerado es paralelo a la dirección de la viga y el segundo caso cuando la losa es transversal a la viga. La viga no cargará la losa, en el primer caso. En el segundo caso, la losa se apoyará directamente a la viga y le transmitirá toda la carga.

La carga se distribuye de forma triangular y trapezoidal con un ángulo de 45° para las losas macizas. Se puede ver un fragmento de la viga perteneciente a Eje 7 y su respectiva área tributaria. Se realizará el cálculo del metrado, a modo de ejemplo, del primer tramo:

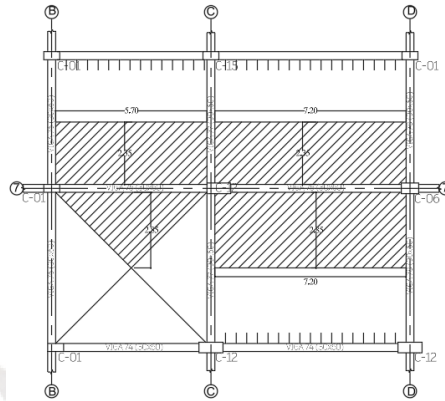


Figura 3.4 Área tributaria de dos tramos de la viga 75 (30x60)

- Carga muerta:

$$CM \text{ losa}_{\text{rectangular}} = 2.35m * 0.35 \frac{tn}{m^2} = 0.82 \frac{tn}{m}$$

$$CM \text{ losa}_{\text{triangular}} = 2.85m * 0.48 \frac{tn}{m^2} = 1.13 \frac{tn}{m}$$

$$CM \text{ pt}_{\text{rectangular}} = (2.35 + 0.3)m * 0.1 \frac{tn}{m^2} = 0.27 \frac{tn}{m}$$

$$CM \text{ pt}_{\text{triangular}} = (2.85 + 0.3)m * 0.1 \frac{tn}{m^2} = 0.32 \frac{tn}{m}$$

- Carga viva:

$$CM \text{ s/c}_{\text{rectangular}} = (2.35 + 0.3)m * 0.4 \frac{tn}{m^2} = 1.1 \frac{tn}{m}$$

$$CM \text{ s/c}_{\text{triangular}} = (2.85 + 0.3)m * 0.4 \frac{tn}{m^2} = 1.3 \frac{tn}{m}$$

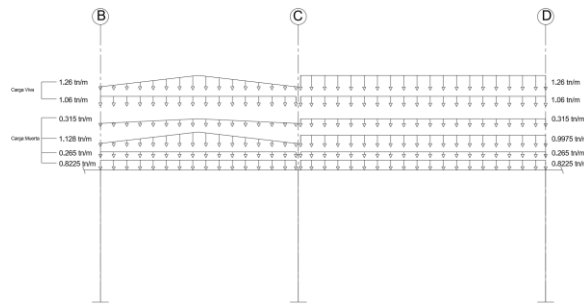


Figura 3.5 Vista de perfil de cargas de gravedad de la viga 75 (30x60)

3.4. Metrado-Placas y Columnas

Se realiza en función al área tributaria respectiva. Se procederá a metrar la columna C-08. Se ubica entre el “Eje 3” y el “Eje F”.

Tabla 3.6

Metrado (cargas) de C-08

	Aligerado (tn)	Maciza (tn)	Piso T. (tn)	S/C (tn)	Tabiquería (tn)	Viga (tn)	Columna (tn)
Sótano 01	14.58	---	4.54	18.15	---	5.34	3.45
Techo 01	14.58	---	4.54	18.15	---	5.34	2.92
Techo 02	9.18	6.81	4.46	8.92	3.68	5.34	2.92
Techo 03	9.18	6.81	4.46	8.92	3.68	5.34	2.92
Techo 04	9.18	6.81	4.46	8.92	3.68	5.34	2.92
Techo 05	11.29	4.52	4.54	18.15	----	5.34	2.92
Techo 06	7.99	---	2.65	2.65	---	5.34	2.92

La carga total es de 283.84 tn. La sección elegida es de 0.45x0.9 m. Por lo tanto, la carga que soporta la presente sección es de 850.5 tn. Por lo tanto, se verifica que la sección puede soportar las cargas en servicio de forma muy eficiente. El mismo procedimiento se repite para las placas.

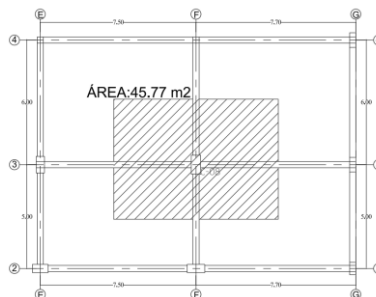


Figura 3.6 Delimitación del área tributaria de C-08

4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Parámetros sísmicos

Están definidos por la Norma E.030 Sismorresistente. Los mencionados dependen de la ubicación, su utilidad y categoría, el periodo y el sistema estructural de la estructura.

4.1.1. Factor de zona-zonificación: Z

Es la máxima aceleración esperada en un suelo rígido, posee una probabilidad de excedencia de 10% dentro de un periodo de 50 años. El Perú se encuentra zonificado en cuatro zonas sísmicas, con factores independientes. Este factor es una porción de la aceleración de la gravedad. Se puede ver el mapa del Perú zonificado.



Figura 4.1 Zonificación sísmica del Perú
Nota. Adquirido de “E.030 Sismorresistente” (RNE).

Tabla 4.1

Factor de zonificación (Z), expresado como fracción de la aceleración de la gravedad

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

La edificación está ubicada en la ciudad de Huamanga. Por ello, el factor de zona es $Z=0.25$.

4.1.2. Factores de suelo: S, T_P, T_L

Primero, la norma E.030 realiza una clasificación de los diferentes tipos de suelo en función de las siguientes características:

- La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s).
- El ponderado de los N_{60} (alternativamente para suelos granulares) y
- El promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada S_u (alternativamente para suelos cohesivos).

El perfil de suelo se clasifica como un suelo S2 para el presente proyecto. El parámetro “S” se obtiene en función del perfil del terreno y del factor Z. Por lo tanto, se obtiene un S=1.20 de un suelo “S₂” y una zonificación de “Z₂”.

Tabla 4.2

Factor de suelo (S), en función de la zonificación y el perfil del suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.80	2.00

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

Los parámetros “T_P” y “T_L” dependen solo del perfil del suelo, independientemente de la zonificación. Los valores respectivos se obtienen en la tabla 4.3.

Tabla 4.3

Valores de T_P y T_L en función del perfil del suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

4.1.3. Factor de amplificación sísmica: C

Depende del periodo estructural y se puede definir como la amplificación de la señal recibida en la base de la edificación (fondo de cimentación). Este valor se encuentra en función al periodo de la edificación.

Tabla 4.4

Valor del factor “C” en función de T_P y T_L

Rango del periodo	Valor del factor “C”
$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

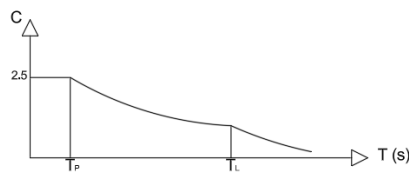


Figura 4.2 Magnitud del factor “C” en función de T , T_P y T_L

Nota. Adquirido de “E.030 Sismorresistente” (RNE).

4.1.4. Factor de uso-categoría: U

Se define de acuerdo a la importancia o el uso de la estructura. La norma E.030 realiza la clasificación siguiente:

- Tipo A (Edificaciones Esenciales): Establecimientos del sector salud, infraestructura esencial para manejar posibles emergencias, el funcionar del gobierno y restantes que sirvan de refugio posterior a un desastre.
- Tipo B (Edificaciones Importantes): Centros comerciales, teatros, estadios, museos, entre otros que alberguen gran cantidad de ocupantes.
- Tipo C (Edificaciones Comunes): Hoteles, viviendas, oficinas, restaurantes, entre otros como instalaciones o depósitos de industrias.
- Tipo D (Edificaciones temporales): Edificaciones provisionales como refugios, casetas y similares.

Por lo tanto, según la clasificación y la tabla N°6 de la Norma E.030, el factor es $U=1$.

4.1.5. Coeficiente básico de reducción: R_0

Depende del sistema estructural y el material del sistema estructural. Se obtiene un valor de R_0 independiente entre las direcciones a analizar.

Tabla 4.5

Magnitud del factor “ R_0 ”

Sistema estructural: Concreto armado	R_0
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

La elección del sistema estructural dependerá de la magnitud de la fuerza cortante basal soportada por los elementos verticales (Artículo 16, Norma E.030).

4.2. Análisis Estático

4.2.1. Generalidades

La norma E.030 Sismorresistente representa las demandas de sismo actuantes en la edificación mediante una distribución de fuerzas actuantes en el centro de masas del respectivo diafragma rígido. Se debe tomar en cuenta las restricciones del presente análisis mencionados en la Norma E.030 (Sismorresistente).

4.2.2. Masa sísmica (P)

Conformada por la totalidad del patrón de carga denominada como “carga muerta” y una fracción de la carga eventual, denominada “carga viva”. Este porcentaje depende del factor de importancia de la estructura.

Tabla 4.6*Porcentaje de carga viva empelado para calcular la masa sísmica*

Edificación	Fracción carga viva (%)
Catalogada A y B	50.00
Catalogada C	25.00
Depósito	80.00
Azoteas y techos	25.00
Tanques, silos y similares	100.00

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

La presente edificación es de categoría “C”. Por ello, se empelará el 25% de la carga viva total para estimar la masa sísmica.

4.2.3. Periodo fundamental de la estructura

La Norma E.030 Sismorresistente propone la ecuación (4.1) con la finalidad de realizar una estimación del periodo estructural.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots \dots \dots (4.1)$$

Tabla 4.7*Coficiente de estimación del periodo estructural*

Sistema resistente	C_T
<ul style="list-style-type: none"> • Pórticos de acero dúctiles sin arrostramiento y uniones resistentes a momento. <ul style="list-style-type: none"> • Pórticos de C.A. 	35
<ul style="list-style-type: none"> • Pórticos de acero dúctiles con arrostramiento • Pórticos con cajas de escaleras o ascensores (formados por muros de C.A.) 	45
<ul style="list-style-type: none"> • Muros de ductilidad limitada <ul style="list-style-type: none"> • Albañilería • Muros estructurales • Duales 	60

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

$$T = \frac{18}{60} = 0.3s$$

4.2.4. Fuerza cortante basal (V)

La ecuación (4.2) conformada por los factores sísmicos brinda la cortante en la base de la estructura. Es necesario mencionar que para este cálculo se asumirá una estructura regular y $R=6$.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \dots \dots \dots (4.2)$$

Tabla 4.8

Factores para estimar la fuerza cortante basal

Z	0.25
U	1.0
C	2.5
S	1.2
R	6
V (tn)	0.125*P

Nota. Adquirido de “Norma E.030 Sismorresistente” (RNE).

Asimismo, la Norma E.030 Sismorresistente define una fuerza cortante basal mínima limitando la relación de (C) y (R) por medio de la ecuación (4.3):

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \dots \dots \dots (4.3)$$

4.2.5. Distribución de fuerza sísmica en altura

La distribución de fuerzas en altura y en la respectiva dirección, se obtiene mediante las ecuaciones (4.4) y (4.5).

$$F_i = \alpha_i * V \dots \dots \dots (4.4)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^{k_t}}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^{k_t}} \dots \dots \dots (4.5)$$

El valor de “ k_t ” se obtiene en función del periodo estructural fundamental por medio de las ecuaciones (4.6) y (4.7).

$$T \leq 0.5s \rightarrow k_t = 1.0 \dots \dots \dots (4.6)$$

$$T > 0.5s \rightarrow k_t = 0.75 + 0.5 * T \leq 2 \dots \dots \dots (4.7)$$

En la tabla 4.9 se muestra la distribución de fuerzas en altura. Es necesario mencionar que se asume un R=6 (muros estructurales) para cada sentido de análisis.

$$V = 0.125 * 8276.00 = 1034.50 \text{ tn}$$

Tabla 4.9

Reparto de fuerzas en altura

Nivel	Peso (tn)	h (m)	α	F (tn)
T-06	774.51	18	0.17	177.89
T-05	1389.01	15	0.26	265.85
T-04	1553.40	12	0.23	237.85
T-03	1553.40	9	0.17	178.39
T-02	1553.40	6	0.11	118.93
T-01	1452.29	3	0.05	55.59
Sumatoria	8276.00	----	1	1034.50

4.3. Análisis Dinámico Modal Espectral

4.3.1. Generalidades

Permite analizar la respuesta frente a un sismo raro de una edificación. Se obtendrá una estimación de traslaciones laterales y diagramas de fuerzas internas.

4.3.2. Espectro de Pseudo-Aceleración

Se obtiene con los factores sísmicos definidos anteriormente, mediante la ecuación (4.8).

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g; g = 9.81 \frac{m}{s^2} \dots \dots \dots (4.8)$$

Se varía el factor “C” en función del periodo y, a cada valor obtenido de esta variación, se le asigna un valor de aceleración. La gráfica resultante es la siguiente:

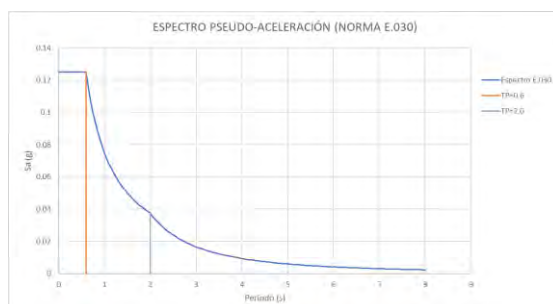


Figura 4.3 Espectro de Respuesta delimitado por T_P y T_L

Nota. Adquirido de “E.030 Sismorresistente” (RNE).

4.3.3. Modos de Vibración

Se posee definidos 18 modos de vibración (1 rotacional y 2 traslacionales por nivel). La respuesta esperada máxima elástica se determina por medio de Combinación Cuadrática Completa (CQC). Esta última se define en el programa ETABS. Las respuestas obtenidas para la dirección “X”, correspondiente al modo de vibración y masa participativa, muestran el periodo en “X” es de 0.398 s y masa participativa de 63.88%.

Tabla 4.10

Masa participativa y periodo en la dirección “X”

Modo	T (s)	Masa participante en “X”	Masa participante en “X” acumulada
1	0.418	0.107	0.107
2	0.398	0.639	0.746
3	0.389	0.011	0.756
4	0.099	0.046	0.802
5	0.097	0.124	0.926
6	0.092	0.001	0.927
7	0.055	0.001	0.927
8	0.052	0.007	0.934
9	0.051	0.001	0.934
10	0.048	0.011	0.946
11	0.046	0.025	0.971
12	0.043	0.001	0.971
13	0.033	0.008	0.979
14	0.03	0.009	0.988
15	0.028	0.002	0.990
16	0.024	0.005	0.995
17	0.023	0.002	0.997
18	0.022	0.001	0.998

Las respuestas obtenidas para la dirección “Y”, correspondiente al modo de vibración y masa participativa, muestran el periodo en “Y” es de 0.418 s y masa participativa de 50.13%.

Tabla 4.11

Masa participativa y periodo en la dirección “Y”

Modo	T (s)	Masa participante en “Y”	Masa participante en “Y” acumulada
1	0.418	0.501	0.501
2	0.398	0.115	0.616
3	0.389	0.137	0.753
4	0.099	0.095	0.848
5	0.097	0.028	0.875
6	0.092	0.052	0.928
7	0.055	0.001	0.928
8	0.052	0.004	0.933
9	0.051	0.004	0.937
10	0.048	0.005	0.941
11	0.046	0.008	0.949
12	0.043	0.024	0.973
13	0.033	0.003	0.976
14	0.03	0.008	0.983
15	0.028	0.008	0.991
16	0.024	0.001	0.992
17	0.023	0.005	0.997
18	0.022	0.001	0.998

4.3.4. Análisis Dinámico con el Programa ETABS

En primer lugar, el Pseudo-Espectro de aceleraciones creado anteriormente, obtenido con los parámetros sísmicos, debe de ser exportado al programa ETABS. Ello para poder obtener un espectro de respuesta.

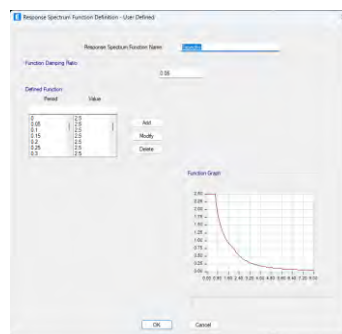


Figura 4.4 *Espectro de Respuesta en ETABS*

En segundo lugar, se debe de crear una excentricidad accidental de 5% perpendicular a la dirección del caso de sismo. En este caso, se emplearán cuatro casos de masas con sus respectivas excentricidades; dos casos de masa con excentricidad en “X” y dos casos de carga con excentricidad en el eje “Y”.

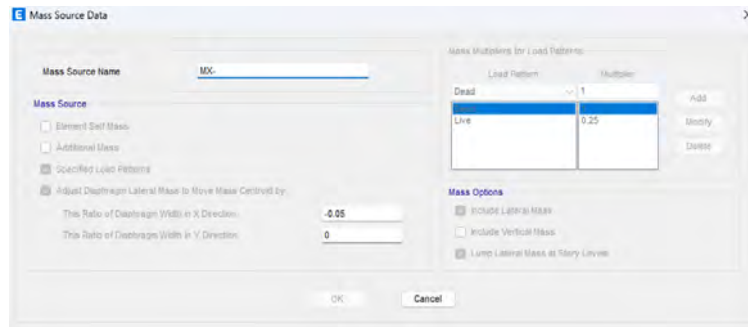


Figura 4.5 Excentricidad de 5% en las cuatro masas definidas

4.3.5. Derivas

Posteriormente, realizado el análisis espectral, se obtuvieron las siguientes derivas inelásticas. Es necesario mencionar que se asume una estructura elástica.

- Derivas Inelásticas: Sismo en “XX” + 5% excentricidad accidental en “Y”

Tabla 4.12

Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “XX” y excentricidad positiva

Nivel	Caso Carga	Dirección	Deriva
T-06	DERXXMY+	X	0.002066
T-05	DERXXMY+	X	0.002223
T-04	DERXXMY+	X	0.002309
T-03	DERXXMY+	X	0.002244
T-02	DERXXMY+	X	0.00196
T-01	DERXXMY+	X	0.001304

- Derivas Inelásticas: Sismo en “XX” - 5% excentricidad accidental en “Y”

Tabla 4.13

Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “XX” y excentricidad negativa

Nivel	Caso Carga	Dirección	Deriva
T-06	DERXXMY-	X	0.001895
T-05	DERXXMY-	X	0.002523
T-04	DERXXMY-	X	0.002593
T-03	DERXXMY-	X	0.002474
T-02	DERXXMY-	X	0.002097
T-01	DERXXMY-	X	0.001321

- Derivas Inelásticas: Sismo en “YY” + 5% excentricidad accidental en “X”

Tabla 4.14

Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “YY” y excentricidad positiva

Nivel	Caso Carga	Dirección	Deriva
T-06	DERYYMX+	Y	0.002375
T-05	DERYYMX+	Y	0.002478
T-04	DERYYMX+	Y	0.002534
T-03	DERYYMX+	Y	0.002426
T-02	DERYYMX+	Y	0.002099
T-01	DERYYMX+	Y	0.001416

- Derivas Inelásticas: Sismo en “YY” - 5% excentricidad accidental en “X”

Tabla 4.15

Derivas inelásticas para el caso de carga de sismo dirección “YY” y excentricidad negativa

Nivel	Caso Carga	Dirección	Deriva
T-06	DERYYMX-	Y	0.002804
T-05	DERYYMX-	Y	0.002977
T-04	DERYYMX-	Y	0.003037
T-03	DERYYMX-	Y	0.002884
T-02	DERYYMX-	Y	0.002432
T-01	DERYYMX-	Y	0.001523

En los cuatro casos de carga no se supera la deriva máxima de 0.007, edificaciones de concreto armado (E.030 Sismorresistente). Por lo tanto, la edificación cumple por el límite de deriva.

4.3.6. Fuerza escalada de diseño

Debe ser 80% de la fuerza basal obtenida por la ecuación (4.2) para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares como valores mínimos. La respuesta obtenida del espectro, si es menor a los valores mínimos se emplearán factores de amplificación. Se muestran las fuerzas cortantes estáticas y dinámicas del análisis sísmico y los respectivos factores de amplificación.

Tabla 4.16

Cortante de diseño y factores de amplificación

Excentr.	Dirección	V _{estática}	V _{dinámica}	80% V _{estatico}	V _{diseño}	Factor	%PESO
MY+	X	1034	723.15	827.60	827.60	1.144	10.00
MY-	X	1034	668.23	827.60	827.60	1.239	10.00
MX+	Y	1034	748.32	827.60	827.60	1.106	10.00
MX-	Y	1034	644.97	827.60	827.60	1.283	10.00

4.3.7. Irregularidades

Se comprobará la regularidad de la estructura por medio de las irregularidades en altura (I_a) y en planta (I_p). Se obtendrán los factores de irregularidad. Estos afectarán al coeficiente básico de reducción (R_0) según la ecuación (4.9) y obtener el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).

$$R = R_0 * I_a * I_p \dots \dots \dots (4.9)$$

4.3.7.1. Irregularidades en altura

4.3.7.1.1. Irregularidad de Rigidez

Un entrepiso posee menos del 70% de la magnitud de la rigidez del piso adyacente superior. Asimismo, se considera irregular cuando la rigidez lateral de un nivel es inferior al 80% de la rigidez promedio de los 3 entrepisos superiores inmediatos. Se puede expresar por medio de las ecuaciones (4.10) y (4.11):

$$K_1 < K_{j+1} * 0.7 \rightarrow \text{Piso blando} \dots \dots \dots (4.10)$$

$$K_1 < \frac{K_{j+1} + K_{j+2} + K_{j+3}}{3} * 0.8 \rightarrow \text{Piso blando} \dots \dots \dots (4.11)$$

Se presentan la comparativa de las rigideces respectivas.

- Caso de carga: Sismo en “XX” + 5% excentricidad accidental en “Y”

Tabla 4.17

Rigideces comparadas para el sismo en dirección “X” con excentricidad positiva.

Story	Output Case	K (tn/m)	70%	80%
T-06	SISXXMY+	110415.47		
T-05	SISXXMY+	285901.34	258.93	
T-04	SISXXMY+	400716.94	140.16	
T-03	SISXXMY+	506633.17	126.43	190.69
T-02	SISXXMY+	657373.23	129.75	165.27
T-01	SISXXMY+	1022836.35	155.59	196.11

- Caso de carga: Sismo en “XX” - 5% excentricidad accidental en “Y”

Tabla 4.18

Rigideces comparadas para el sismo en dirección “X” con excentricidad negativa.

Story	Output Case	K (tn/m)	70%	80%
T-06	SISXXMY-	197342.33		
T-05	SISXXMY-	274644.27	139.17	
T-04	SISXXMY-	385261.84	140.28	
T-03	SISXXMY-	489222.35	126.98	171.21
T-02	SISXXMY-	632285.26	129.24	165.07
T-01	SISXXMY-	1024885.58	162.09	204.06

- Caso de carga: Sismo en “YY” + 5% excentricidad accidental en “X”

Tabla 4.19

Rigideces comparadas para el sismo en dirección “Y” con excentricidad positiva.

Story	Output Case	K (tn/m)	70%	80%
T-06	SISYYMX+	125373.79		
T-05	SISYYMX+	268557.09	214.21	
T-04	SISYYMX+	379906.14	141.46	
T-03	SISYYMX+	486254.01	127.99	188.51
T-02	SISYYMX+	633038.91	130.19	167.36
T-01	SISYYMX+	987229.29	155.95	197.55

- Caso de carga: Sismo en “YY” - 5% excentricidad accidental en “X”

Tabla 4.20

Rigideces comparadas para el sismo en dirección “Y” con excentricidad negativa.

Story	Output Case	K (tn/m)	70%	80%
T-06	SISYYMX-	126158.95		
T-05	SISYYMX-	256909.52	203.64	
T-04	SISYYMX-	367387.66	143.00	
T-03	SISYYMX-	471624.85	128.37	188.54
T-02	SISYYMX-	616254.37	130.67	168.69
T-01	SISYYMX-	969877.29	157.38	199.94

Se puede comprobar que ningún resultado es menor al 70% entre niveles adyacentes inmediatos ni menor al 80% entre un nivel y los 3 niveles inmediatos superiores. Por lo tanto, no hay irregularidad por piso blando.

4.3.7.1.2. Irregularidad extrema de Rigidez

Se considerará irregular en las siguientes situaciones:

- Un entrepiso posee menos del 60% de la magnitud de la rigidez del piso adyacente superior.
- Un entrepiso pose una rigidez inferior al 70% del promedio de 3 niveles superiores adyacentes.

Sin embargo, la estructura no posee rigidez por piso blando. Por ello, no se requiere realizar las comparaciones presentadas.

4.3.7.1.3. Irregularidad de Masa o Peso

La relación de masas o peso entre dos niveles adyacentes es mayor de 1.5. Es necesario mencionar que esa irregularidad no se aplica a sótanos ni a azoteas.

Tabla 4.21*Comprobación de irregularidad de masa*

Nivel	Masa (tonf-s ² /m)	$N_i/N_{i+1} < 1.5$	$N_{i+1}/N_i < 1.5$
T-06	78.95	-----	0.56
T-05	141.59	1.79	0.89
T-04	158.35	1.12	1.00
T-03	158.35	1.00	1.00
T-02	158.35	1.00	1.07
T-01	148.04	0.93	-----

Ninguna de las relaciones son mayores a 1.5. Entonces, la estructura no presenta la mencionada irregularidad.

4.3.7.1.4. Irregularidad geométrica vertical

En cualquier dirección de análisis, una dimensión del diafragma (resistente cargas horizontales) es superior que 1.3 veces el mismo, pero en un nivel adyacente. Es necesario mencionar que esa irregularidad excluye sótanos y azoteas. En la presente edificación no hay variaciones en planta, con excepción de la azotea. La variación, en la mencionada, en la dirección “Y” es de 1.37, pero al no aplicarse a azoteas no presenta irregularidad.

4.3.7.1.5. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Un elemento que recibe un porcentaje superior al 10% de la cortante basal posee un desfase vertical producto de una variación de orientación o por un desplazamiento del eje del superior al 25% de la dimensión respectiva del mismo. No existe ningún desalineamiento en ningún elemento vertical. Por lo tanto, no se considera irregular.

4.3.7.1.6. Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

Un elemento que recibe un porcentaje superior al 25% de la cortante basal posee un desfase vertical producto de una variación de orientación o por un desplazamiento del eje del superior al 25% de la dimensión respectiva del mismo. No existe ningún desalineamiento en ningún elemento vertical. Por lo tanto, no se considera irregular.

4.3.7.2. Irregularidades en planta

4.3.7.2.1. Irregularidad Torsional

La deriva máxima en límite de la estructura es superior en 1.30 veces al ratio o promedio de derivas en la misma dirección y caso de carga. Sin embargo, solo se aplica a edificaciones poseedoras de diafragmas rígidos y si la deriva máxima inelástica es superior al 50% del valor máximo de deriva permitido.

Tabla 4.22

Comparación de derivas máximas con el 50% de la deriva permitida

Caso carga	Deriva inelástica máxima	> 0.0035
DERXXMY+	0.002309	NO
DERXXMY-	0.002593	NO
DERYYMX+	0.002534	NO
DERYYMX-	0.003037	NO

Tabla 4.23

Comparación de deriva máxima en el extremo con el promedio de derivas en "XX"

Nivel	Solicitud	Dirección	Δ máx.	Δ promedio	Δ máx./ Δ promedio
T-06	DERXXMY+	X	0.002066	0.00185	1.12
T-06	DERXXMY-	X	0.001895	0.001689	1.12
T-05	DERXXMY+	X	0.002223	0.00199	1.12
T-05	DERXXMY-	X	0.002523	0.002059	1.23
T-04	DERXXMY+	X	0.002309	0.002067	1.12
T-04	DERXXMY-	X	0.002593	0.002125	1.22
T-03	DERXXMY+	X	0.002244	0.002004	1.12
T-03	DERXXMY-	X	0.002474	0.002041	1.21
T-02	DERXXMY+	X	0.00196	0.001743	1.12
T-02	DERXXMY-	X	0.002097	0.00175	1.20
T-01	DERXXMY+	X	0.001304	0.001153	1.13
T-01	DERXXMY-	X	0.001321	0.00113	1.17

Tabla 4.24*Comparación de deriva máxima en el extremo con el promedio de derivas en “YY”*

Nivel	Solicitud	Dirección	$\Delta_{\text{máx.}}$	Δ_{promedio}	$\Delta_{\text{máx.}} / \Delta_{\text{promedio}}$
T-06	DERYYMX+	Y	0.002375	0.002058	1.15
T-06	DERYYMX-	Y	0.002804	0.002152	1.30
T-05	DERYYMX+	Y	0.002478	0.002163	1.15
T-05	DERYYMX-	Y	0.002977	0.002274	1.31
T-04	DERYYMX+	Y	0.002534	0.002211	1.15
T-04	DERYYMX-	Y	0.003037	0.002322	1.31
T-03	DERYYMX+	Y	0.002426	0.002115	1.15
T-03	DERYYMX-	Y	0.002884	0.002211	1.30
T-02	DERYYMX+	Y	0.002099	0.001822	1.15
T-02	DERYYMX-	Y	0.002432	0.001884	1.29
T-01	DERYYMX+	Y	0.001416	0.001214	1.17
T-01	DERYYMX-	Y	0.001523	0.001217	1.25

Se puede comprobar que en los niveles “T-04” y “T-05” para el caso de derivas en la dirección “Y” con una excentricidad negativa de 5% la relación de derivas sobrepasa el valor de 1.3. Sin embargo, este criterio no se aplica debido a que todas las derivas máximas son menores al 50% de la deriva máxima de 0.007. Debido a ello, no presenta irregularidad torsional.

4.3.7.2.2. Irregularidad Torsional Extrema

La deriva máxima en el límite de la edificación es mayor en 1.5 veces al promedio de derivas, ambas correspondientes al mismo caso de carga y con la respectiva excentricidad. Sin embargo, las máximas derivas son menores 50% de 0.007. Debido a ello, no presenta irregularidad.

4.3.7.2.3. Esquinas Entrantes

Se considera irregularidad por esquina entrante cuando la estructura presenta vacíos en planta adyacentes al límite externo de la planta siendo superiores al 20% de la respectiva dimensión completa en planta. Sin embargo, la presente edificación no existe ninguna esquina entrante.

4.3.7.2.4. Discontinuidad del diafragma

Se tiene considerables discontinuidades o variaciones de rigidez. Las cuales incluyen aberturas superiores a la mitad del área en planta bruta perteneciente al diafragma. Asimismo, se

considera irregularidad por discontinuidad cuando en las direcciones a analizar, se posee un área de sección transversal menor al 25% de la sección perpendicular total correspondiente a la dirección en el plano de planta.

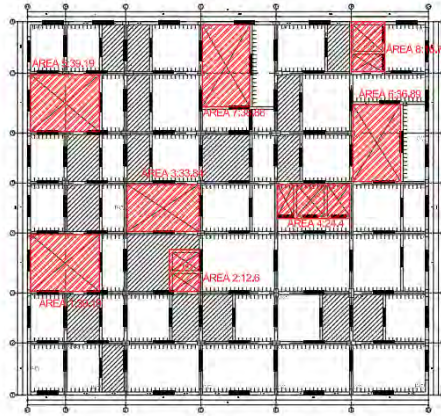


Figura 4.6 Plano de aberturas en planta

Tabla 4.25

Área y porcentaje de vacíos en planta en función del área bruta

Nombre	Área (m ²)	% del Área planta
Área 1	39.19	2.62%
Área 2	12.6	0.84%
Área 3	33.84	2.27%
Área 4	24.4	1.63%
Área 5	39.19	2.62%
Área 6	36.89	2.47%
Área 7	38.86	2.60%
Área 8	16.75	1.12%

Se puede ver que ninguna de las aberturas supera el 50% del área bruta de planta. La cual es 1494 m². Es decir, ninguna de las aberturas es superior a 747 m² y no se considera irregular.

4.3.7.2.5. Sistemas no Paralelos

En cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos resistentes a solicitaciones sísmicas no son paralelos. En la presente edificación, no se presentan elementos resistentes a solicitaciones sísmicas no paralelos a los ejes de análisis.

4.3.7.3. Resumen de irregularidades y R

A continuación, se presenta la tabla de resumen de irregularidades por planta y altura de la edificación. Además, se comprobará si lo asumido inicialmente, sobre la regularidad de la estructura, es correcto.

Tabla 4.26

Resumen y verificación de irregularidades estructurales

Irregularidad	Factor
Irregularidad de Rigidez	1
Irregularidad de Rigidez extrema	1
Irregularidad de Masa	1
Irregularidad geométrica vertical	1
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1
Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes	1
Irregularidad Torsional	1
Irregularidad Torsional Extrema	1
Esquinas entrantes	1
Discontinuidad del Diafragma	1
Sistemas no Paralelos	1

Por lo tanto, se comprueba la regularidad estructural. Es decir, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R), mediante la siguiente ecuación (4.9) es:

$$R = 6 * 1 * 1 = 6$$

5. DISEÑO DE LOSAS

Elementos bidimensionales que solo resisten cargas perpendiculares de su plano y su aporte a la rigidez es considerado nulo. Por lo tanto, solo se empleará una combinación de carga definida por la ecuación (1.2).

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV \dots \dots \dots (1.2)$$

5.1. Losas Aligeradas

5.1.1. Introducción

En la presente edificación solo hay losas aligeradas en 1 dirección. Reducen la masa de la edificación al implementar albañilería hueca en su sección. Están constituidas de viguetas en forma de “T” y elementos de relleno (ladrillos). El diseño se realizará por flexión y cortante considerando todos los apoyos como apoyos simples.

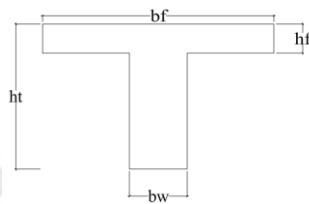


Figura 5.1 Perfil general de una viga

Tabla 5.1

Dimensiones de la viga del aligerado

Dimensión	Magnitud (m)
b_f	0.4
b_w	0.1
h_t	0.25
h_f	0.05

El paño elegido como ejemplo es el ubicado entre los ejes verticales E-F y los ejes horizontales 5 y 8. Se puede ver en la siguiente imagen el paño escogido. Es necesario mencionar que el paño pertenece al encofrado de los techos 2,3 y 4.

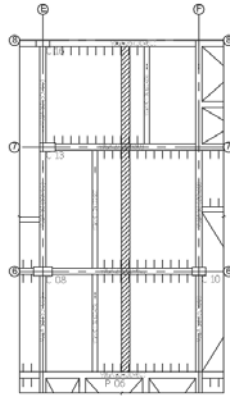


Figura 5.2 Franja de vigueta a diseñar entre los ejes horizontales 5 y 8 de los techos 2,3 y 4

5.1.2. Diseño: Flexión

En primer lugar, se debe de obtener las cantidades (cm²) de refuerzo mínimo y máximo requeridos por el elemento. Los cuales dependen de la sección y no del análisis estructural.

- A_{Smin} : Artículo 10.5 (E.060, Concreto Armado).
- A_{Smax} : Artículo 10.3.4 o Artículo 10.3.5 (E.060, Concreto Armado).

$$A_{Smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \text{ ó } \phi Mn \geq M_{cr} \dots \dots \dots (5.1)$$

$$A_{Smax} = 0.75 * A_{Sbalanceado} \dots \dots \dots (5.2)$$

La sección presenta las características siguientes:

Tabla 5.2

Características de la vigueta del aligerado

H (m)	d (m)	Ig (cm ⁴)	M_{cr}^+ (kg-m)	M_{cr}^- (kg-m)	A_{Smin}^+ (cm ²)	A_{Smin}^- (cm ²)	A_{Sb}^+ (cm ²)	A_{Sb}^- (cm ²)
0.25	0.22	22700	405	750	0.53	1.15	11.05	4.67

El acero requerido por las solicitaciones de gravedad se obtiene en función del momento último (M_u), $f'c$ (kg-m) y el ancho de la vigueta. Se puede apreciar que al ser una vigueta en forma de “T”, el ancho del elemento variará si es un momento positivo o un momento negativo. Se emplearán las ecuaciones (5.3) y (5.4) para poder obtener el acero requerido.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \dots \dots \dots (5.3)$$

$$A_{S_{requerido}} = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \dots \dots \dots (5.4)$$

Se aprecia el diagrama de fuerzas internas producto de la combinación de cargas últimas con los factores de amplificación respectivos:

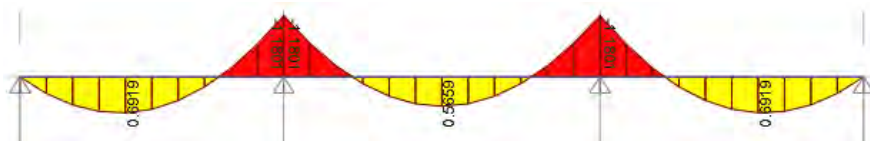


Figura 5.3 Diagrama de momentos flectores últimos (tn-m) del aligerado

A continuación, con los datos del análisis, se procede a obtener el refuerzo solicitado y el refuerzo instalado en la sección:

Tabla 5.3

Diseño del aligerado por flexión

Tramos	Posición	Mu (tn-m)	b (cm)	a	AS _{reque} (cm ²)	AS _{colocado}
	Izquierda	0	10	---	---	---
Tramo 5-6	Centro	0.69	40	0.49	0.84	2φ 8mm
	Derecha	-1.18	10	3.64	1.55	1φ 1/2+1φ 3/8"
Tramo 6-7	Izquierda	-1.18	10	3.64	1.55	1φ 1/2+1φ 3/8"
	Centro	0.57	40	0.41	0.69	2φ 8mm
Tramo 7-8	Derecha	-1.18	10	3.64	1.55	1φ 1/2+1φ 3/8"
	Izquierda	-1.18	10	3.64	1.55	1φ 1/2+1φ 3/8"
Tramo 7-8	Centro	0.69	40	0.49	0.84	2φ 8mm
	Derecha	0	10	---	---	---

Nota. Se verificó el φMn con el acero respectivo en cada sección y es superior a Mu.

Los bastones se delimitarán de acuerdo al capítulo 12 de la Norma E.060 (Concreto Armado). Después, se comparará el corte de fierro con las longitudes empíricas obtenidas mediante las siguientes fracciones de la luz libre: Ln/3, Ln/4 y Ln/5. Con el fin de realizar un diseño conservador, se optará por emplear la longitud de corte de fierro mayor de ambas opciones.

5.1.3. Diseño: Corte

Se debe de comparar la sollicitación de fuerza última de corte a una distancia “d” de la cara del apoyo con la resistencia a corte suministrada por el concreto reducida por ϕ (0.85). En caso la sollicitación de corte amplificada sobrepase la resistencia de diseño, será necesario aplicar ensanches a la losa aligerada. El ensanche puede ser alternado o corrido. Lo recomendable es verificar primero con el ensanche alternado y posteriormente con el ensanche corrido.

Para viguetas, el aporte a corte del concreto permite aumentarse en un 10%. Además, las losas aligeradas no poseen acero de refuerzo vertical. Le ecuación (5.5) presenta la resistencia mencionada.

$$\phi V_c = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots \dots \dots (5.5)$$

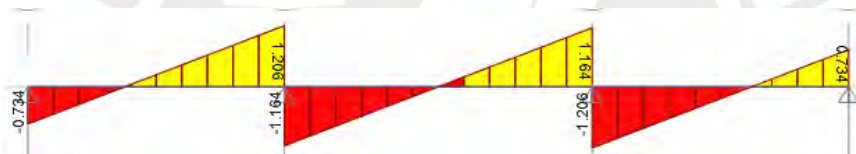


Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante última (tn) bajo cargas gravitatorias de una vigueta

A continuación, con los datos del análisis, se procede verificar si se requiere algún tipo de ensanche en la sección:

Tabla 5.4

Diseño del aligerado por corte

Tramos	Posición	Vu (tn)	ϕV_c (tn)	Ensanche
Tramo 5-6	Izquierda	0.73	1.58	NO
	Centro	0	1.58	NO
	Derecha	1.21	1.58	NO
Tramo 6-7	Izquierda	1.16	1.58	NO
	Centro	0	1.58	NO
	Derecha	1.16	1.58	NO
Tramo 7-8	Izquierda	1.21	1.58	NO
	Centro	0	1.58	NO
	Derecha	0.73	1.58	NO

Por lo tanto, el diseño final del aligerado es el siguiente:

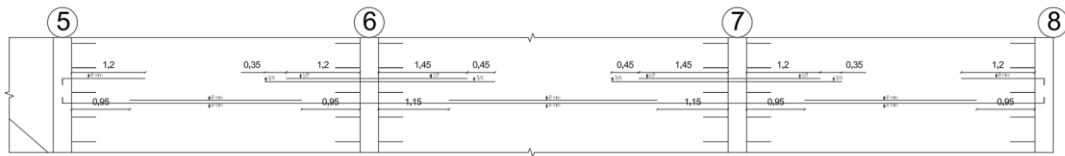


Figura 5.5 Diseño final del aligerado

5.1.4. Deflexión

La Norma E.060 (Concreto Armado) indica que no será necesario verificar las deflexiones en losas nervadas cuyo peralte sea como mínimo los valores de la tabla siguiente.

Tabla 5.5

Peraltes mínimos de losas nervadas para no verificar deflexiones

Elemento	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{Ln}{20}$	$\frac{Ln}{24}$	$\frac{Ln}{28}$	$\frac{Ln}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{Ln}{16}$	$\frac{Ln}{18.5}$	$\frac{Ln}{21}$	$\frac{Ln}{8}$

Nota. Adquirido de “Norma E.060 de Cargas” (Concreto Armado).

A continuación, se presenta los valores de peralte requerido para poder evitar verificar deflexiones.

Tabla 5.6

Comparación de peralte mínimo requerido y peralte real de losa aligerada

Fracción	Ejes verticales	Ln (m)	ht requerida (cm)	ht losa (cm)
ln/18.5	1-2	5.2	25.68	25
ln/21	2-3	5	22.38	25
ln/21	3-4	6	27.14	25
ln/21	4-5	5	22.38	25
ln/21	5-6	5	22.38	25
ln/21	6-7	6	27.14	25
ln/18.5	7-8	5.15	25.41	25

Por lo tanto, se requiere verificar las deflexiones diferidas mediante la ecuación (5.6). Por otro lado, en caso el M_s sea mayor al M_{cr} , obtenido mediante la ecuación (5.7), se empleará la inercia agrietada, de lo contrario, la inercia no agrietada.

$$\delta_{Diferida} = \delta_{elástica\ inst.} * \frac{I_g}{I_{ef}} * \lambda \dots \dots \dots (5.6)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} \dots \dots \dots (5.7)$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'} \dots \dots \dots (5.8)$$

La inercia efectiva se obtiene mediante la siguiente figura.

Vigas Continuas o Vigas de Pórticos:

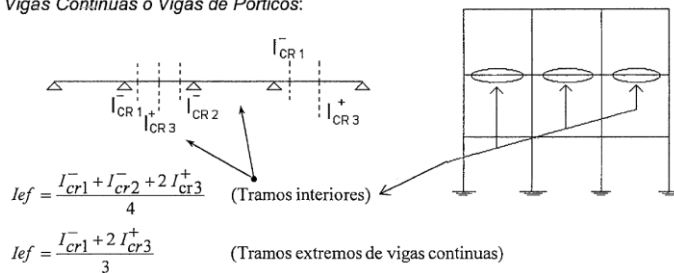


Figura 5.6 Inercia efectiva de un tramo interior y externo

Nota. Adquirido del libro “Apuntes del curso de concreto armado 1”, Ottazzi.

En la siguiente tabla se puede apreciar las inercias de las diferentes secciones:

Tabla 5.7

Cálculo de la inercia efectiva de los tramos centrales

	Posición	As (cm)	As (cm)	Ms (tn-m)	Ig (cm ⁴)	Mcr (tn-m)	Icr (cm ⁴)	Ief (cm ⁴)
Tramo 5-6	Izquierda	0.50	0.50	0.00	24351.08	0.79	24351.08	-----
	Centro	0.00	1.00	0.46	24119.17	0.44	3421.96	10546.61
	Derecha	0.50	2.00	0.79	24795.90	0.82	24795.90	-----
Tramo 6-7	Izquierda	0.50	2.00	0.79	24795.90	0.82	24795.90	-----
	Centro	0.00	1.00	0.38	24119.17	0.44	24119.17	24457.54
	Derecha	0.50	2.00	0.79	24795.90	0.82	24795.90	-----
Tramo 7-8	Izquierda	0.50	2.00	0.79	24795.90	0.82	24795.90	-----
	Centro	0.00	1.00	0.46	24119.17	0.44	3421.96	10546.61
	Derecha	0.50	0.50	0.00	24351.08	0.79	24351.08	-----

Nota. En caso el M_s sea inferior al M_{cr} , se empleará la I_g para obtener la I_{ef} .

Se procede a obtener las deflexiones diferidas mediante la ecuación (5.6) y con una carga permanente viva del 30%.

Tabla 5.8*Cálculo de deflexiones diferidas*

Tramo	δ elástica CM (mm)	δ elástica CV (mm)	δ agrietada CM (mm)	δ agrietada CV (mm)	ρ'	ξ	δ diferida CM (mm)	δ diferida CV (mm)
T 5-6	1.25	0.56	2.69	1.20	0.00	2.00	5.39	0.72
T 6-7	1.13	0.50	1.05	0.47	0.00	2.00	2.09	0.28
T 7-8	1.25	0.56	2.69	1.20	0.00	2.00	5.39	0.72

Nota. El valor de ξ será considerado de forma conservativa 2 (5 años).

Se procede a comparar las deflexiones diferidas con las deflexiones límites de la Norma E.060 (Concreto Armado).

Tabla 5.9*Comparación de deflexiones con valores máximos de la N.060 (Concreto Armado)*

δ instantánea (mm) CM+CV	δ diferida (mm) CM+CV	δ total (mm) CM+CV	ln/240 (mm)	ln/360 (mm)
3.89	6.11	10.00	19.58	13.06
1.51	2.37	3.89	23.75	15.83
3.89	6.11	10.00	19.58	13.06

Se comprueba que las deflexiones diferidas son menores a la restricción de ln/240 y que las deflexiones instantáneas son menores a la restricción de ln/360. Por lo tanto, el diseño cumple por deflexión.

5.1.5. Fisuración

Se debe comprobar que el factor Z_f sea menor a 26,000 kg/cm². Ello realizará mediante la ecuación (5.8) y el valor del esfuerzo en el acero se puede estimar mediante la ecuación (5.9).

$$Z_f = f_s * \sqrt{d_c * A_{ct}} \dots \dots \dots (5.9)$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} \dots \dots \dots (5.10)$$

Tabla 5.10*Verificación de la fisuración en las secciones de la viga*

Tramo	Posición	dc (cm)	b (cm)	A _{ct} (cm ²)	f _s (kg/cm ²)	Z _f (kg/cm ²)	Z _f ^{máx} (kg/cm ²)	Z _f < Z _f ^{máx}
T 5-6	Izquierda	3.00	40.00	210.00	0.00	0.00	26000.00	Si
	Centro	3.00	10.00	30.00	2341.92	10495.09	26000.00	Si
	Derecha	3.00	40.00	105.00	1996.97	13587.57	26000.00	Si
T 6-7	Izquierda	3.00	40.00	105.00	1996.97	13587.57	26000.00	Si
	Centro	3.00	10.00	30.00	1915.15	8582.57	26000.00	Si
	Derecha	3.00	40.00	105.00	1996.97	13587.57	26000.00	Si
T 7-8	Izquierda	3.00	40.00	105.00	1996.97	13587.57	26000.00	Si
	Centro	3.00	10.00	30.00	2341.92	10495.09	26000.00	Si
	Derecha	3.00	40.00	210.00	0.00	0.00	26000.00	Si

5.2. Losas Macizas

5.2.1. Introducción

En la presente edificación existen losas macizas en las áreas donde se encuentran los baños. Las losas macizas son empleadas en las áreas mencionadas debido a las instalaciones que se requieren. Se diseñará por flexión y por cortante. Se analizará una fracción de 1 m de ancho y se considerará los apoyos como continuos o simplemente apoyados.

El paño a diseñar se encuentra entre los ejes verticales A y C y los ejes horizontales 6-7. Se puede ver en la siguiente imagen el paño escogido. Es necesario mencionar que el paño pertenece al encofrado del techo del sótano.

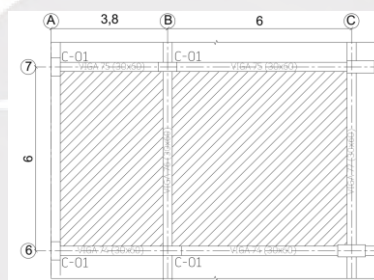


Figura 5.7 Losa maciza a diseñar

5.2.2. Diseño: Flexión

En primer lugar, es necesario obtener el refuerzo mínimo para la sección, depende de la sección.

- A_{Smin} : Artículo 10.5 (E.060, Concreto Armado).
- A_{Smax} : Artículo 10.3.4 Artículo 10.3.5 (E.060, Concreto Armado).

$$A_{Smin} = 0.018 * bw * d \dots \dots \dots (5.6)$$

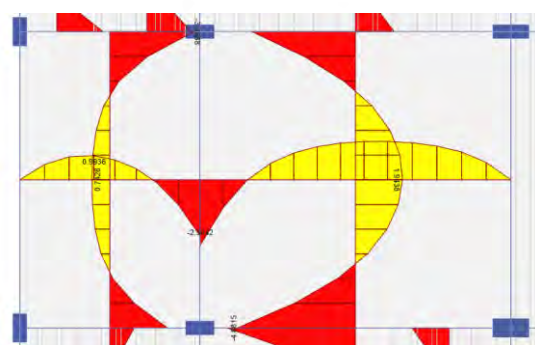
$$A_{Smax} = 0.75 * A_{Sbalanceado} \dots \dots \dots (5.2)$$

La sección presenta las características siguientes:

Tabla 5.11*Características de una franja de 1m de la losa maciza*

Peralte (m)	Peralte efectivo (m)	I_g (cm ⁴)	A_{Smin} (cm ²)	A_{Sb} (cm ²)
0.2	0.17	66,666.67	3.06	36.13

Se obtendrá el refuerzo requerido mediante las ecuaciones (5.3) y (5.4). En adición, se presenta el diagrama de momentos flectores para las cargas últimas mediante la combinación definida en la ecuación (1.2).

**Figura 5.8** Diagrama de momentos últimos (tn-m) bajo cargas de gravedad de la losa maciza

El refuerzo requerido e instalado se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 5.12*Diseño de la losa maciza por flexión*

Tramos	Posición	M_u (tn-m)	b (cm)	a	$A_{Sreque.}$ (cm ²)	A_S colocado
	Izquierda	0	100	---	---	---
Tramo A-B	Centro	0.99	100	0.37	1.56	$\Phi 8mm@0.20cm$
	Derecha	-2.3	100	0.86	3.67	$\Phi 8mm@0.40cm + \Phi 8mm@0.20cm$
Tramo B-C	Izquierda	-2.3	100	0.86	3.67	$\Phi 8mm@0.40cm + \Phi 8mm@0.20cm$
	Centro	1.58	100	0.59	2.50	$\Phi 8mm@0.20cm$
	Derecha	0	100	---	---	---
Tramo 6-7 (izquierda)	Izquierda	-3.31	100	1.10	4.68	$\Phi 8mm@0.40cm + \Phi 8mm@0.20cm$
	Centro	0.74	100	0.27	1.17	$\Phi 8mm@0.20cm$
	Derecha	-2.25	100	0.74	3.15	$\Phi 8mm@0.40cm + \Phi 8mm@0.20cm$
Tramo 6-7 (derecha)	Izquierda	-4.05	100	1.36	5.76	$\Phi 8mm@0.20cm + \Phi 3/8@0.10cm$
	Centro	1.95	100	0.73	3.10	$\Phi 8mm@0.40cm + \Phi 8mm@0.20cm$
	Izquierda	-4.75	100	1.60	6.80	$\Phi 8mm@0.20cm + \Phi 3/8@0.10cm$

Nota. Se verificó el ϕMn con el acero respectivo en cada sección y es superior a M_u .

Los bastones se delimitarán de acuerdo al capítulo 12 de la Norma E.060 (Concreto Armado). Después, se comparará el corte de fierro con las longitudes empíricas obtenidas mediante las siguientes fracciones de la luz libre: $L_n/3$, $L_n/4$ y $L_n/5$. Con el fin de realizar un diseño conservador, se optará por emplear la longitud de corte de fierro mayor de ambas opciones.

5.2.3. Diseño: Corte

Se debe de comparar la sollicitación de fuerza última de corte a una distancia “d” de la cara del apoyo con la resistencia a corte suministrada por el concreto reducida por ϕ (0.85). En caso que la cortante última sobrepase la resistencia de diseño, se procederá a engrosar el peralte de la losa maciza o elevar el $f'c$ (kg/cm^2). Las losas macizas no poseen acero de refuerzo vertical. El valor de ϕV_c es obtenido mediante la ecuación (5.7):

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots \dots \dots (5.11)$$

Se muestra el diagrama de fuerza cortante última correspondiente a la combinación definida por la ecuación 1.2.

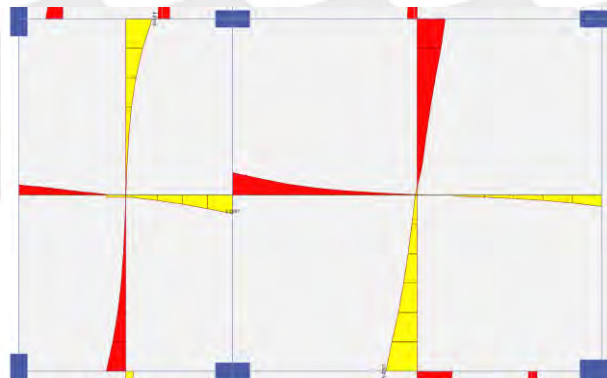


Figura 5.9 Bajo cargas gravitatorias, se presenta el diagrama de fuerza cortante

A continuación, con los datos del análisis, se procede verificar si se requiere algún tipo de ensanche en la sección:

Tabla 5.13

Diseño de losa maciza por corte

Tramos	Posición	V_u (tn)	ϕV_c (tn)	$V_u \geq \phi V_c$
Tramo A-B	Izquierda	1.77	11.1	NO
	Centro	0	11.1	NO
	Derecha	3.2	11.1	NO
Tramo B-C	Izquierda	3.2	11.1	NO
	Centro	0	11.1	NO
	Derecha	1.97	11.1	NO
Tramo 6-7 (izquierda)	Izquierda	3.32	11.1	NO
	Centro	0	11.1	NO
	Derecha	4.6	11.1	NO
Tramo 6-7 (derecha)	Izquierda	5.42	11.1	NO
	Centro	0	11.1	NO
	Derecha	4.87	11.1	NO

Por lo tanto, el diseño final es el siguiente:

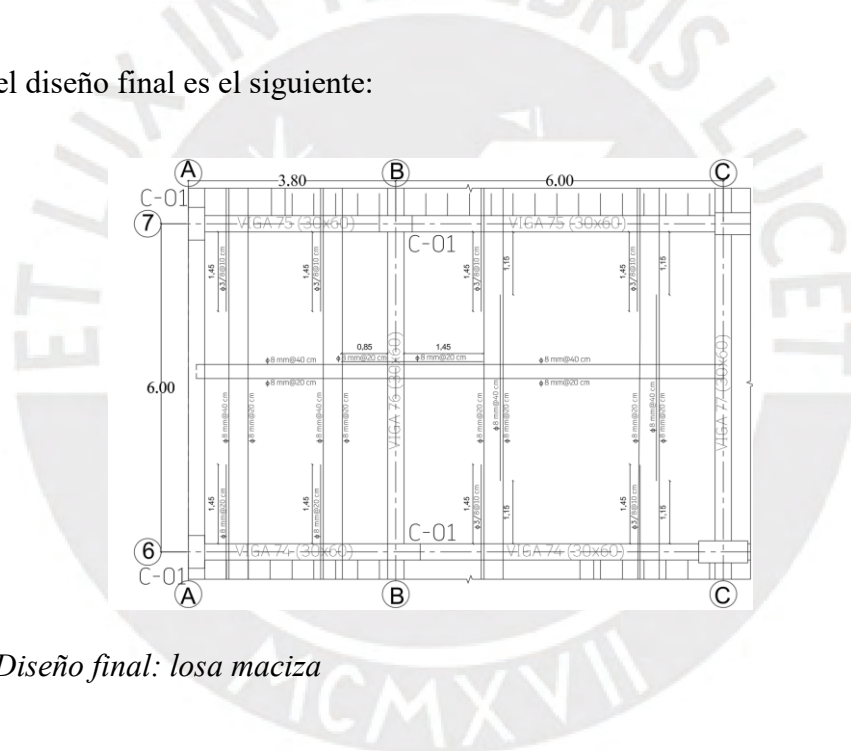


Figura 5.10 *Diseño final: losa maciza*

6. DISEÑO DE VIGAS

6.1. Introducción

Se consideran como unidimensionales para el análisis. Estas soportarán cargas perpendiculares su eje longitudinal (paralelas a la dirección de la gravedad) y aportarán rigidez a la estructura mediante la formación de pórticos. Es decir, resistirán cargas gravitatorias y cargas sísmicas. En consecuencia, la sollicitación última de diseño en las vigas se obtendrá de la envolvente resultante de las combinaciones de las ecuaciones (1.2), (1.3), (1.4), (1.5) y (1.6). La viga

elegida (ejemplo) es la Viga-25, pertenece al encofrado del techo 2,3 y 4. Se encuentra en el eje horizontal 7.

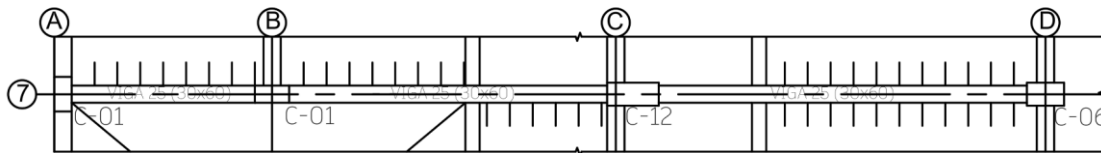


Figura 6.1 Viga-25 a diseñar

6.2. Diseño: Flexión

En primer lugar, se debe de obtener las cantidades (cm²) de refuerzo mínimo y máximo requeridos por la sección. Los cuales dependen de la sección y no del análisis estructural.

- $A_{S_{min}}$: Artículo 10.5 (E.060, Concreto Armado).
- $A_{S_{max}}$: Artículo 10.3.4 o del artículo 10.3.4 (E.060, Concreto Armado).

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \dots \dots \dots (5.1)$$

$$A_{S_{max}} = 0.75 * A_{S_{balanceado}} \dots \dots \dots (5.2)$$

La sección presenta las características siguientes:

Tabla 6.1

Características de la viga

Peralte (m)	Peralte efectivo (m)	I_g (cm ⁴)	$A_{S_{min}}$ (cm ²)	$A_{S_{máx}}$ (cm ²)
0.6	0.54	540000	3.91	37.57

El acero requerido se obtiene en función del momento último (M_u), $f'c$ (kg/cm²) y el ancho de la viga. Las ecuaciones empleadas son las siguientes para poder obtener el acero requerido por la sección:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \dots \dots \dots (5.3)$$

$$A_{srequerido} = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \dots \dots \dots (5.4)$$

Los diferentes diagramas son los siguientes:

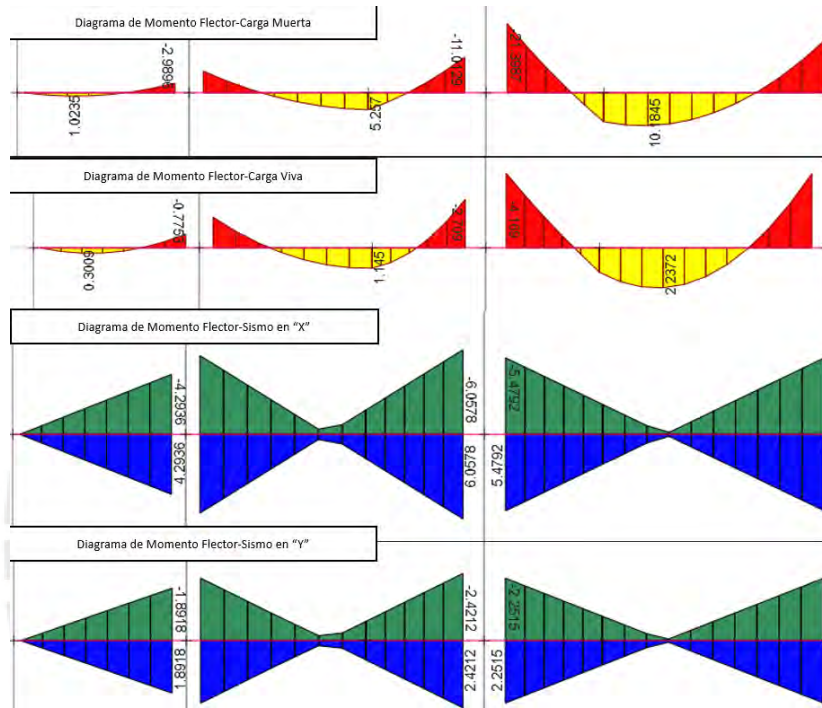


Figura 6.2 Diagramas de Momentos flectores (tn-m)

La envolvente de diseño es presentada en el siguiente cuadro.

Tabla 6.2

Combinaciones de carga y envolvente de la Viga-25

	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	0.00	1.02	-2.99	-6.80	5.26	-11.01	-21.40	10.18	-16.24
CV	0.00	0.3	-0.78	-1.72	1.15	-2.71	-4.17	2.23	-4.15
SDX	0.00	-2.21	-4.29	-5.72	-1.76	-6.15	-5.48	-2.17	-5.54
SDY	0.00	-0.95	-1.89	-2.26	-0.70	-2.42	-2.25	-0.88	-2.25
1.4*CM+1.7*CV	0.00	1.57	5.56	12.44	9.40	20.14	37.13	17.63	29.79
1.25*(CM+CV)+SDX	0.00	3.55	9.17	16.37	9.85	23.39	37.57	17.29	31.03
1.25*(CM+CV)+SDY	0.00	2.28	6.64	12.91	8.78	19.67	34.28	16.01	27.73
0.9*CM+SDX	0.00	2.95	7.12	11.85	6.55	16.06	24.81	10.98	20.16
0.9*CM+SDY	0.00	1.68	4.58	8.38	5.49	12.34	21.52	9.70	16.86
ENVOLVENTE SUP.	0.00	2.21	9.17	16.37	1.76	23.39	37.57	2.17	31.03
ENVOLVENTE INF.	0.00	3.55	4.43	5.72	9.85	6.15	5.55	17.63	5.54

El diseño de cada tramo de viga (izquierda, centro y derecha):

Tabla 6.3

Diseño por flexión de Viga-25

Tramo	Ubicación	Mu (tn-m)	d (cm)	a	AS requerido (cm ²)	AS colocado (cm ²)	
Tramo A-B	Izquierda	Arriba	0.00	54	0.00	0.00	2φ1"
		Abajo	0.00	54	0.00	0.00	2φ1"
	Centro	Arriba	2.21	54	0.86	1.09	2φ1"
		Abajo	3.55	54	1.38	1.76	2φ1"
	Derecha	Arriba	9.17	54	3.65	4.65	2φ1"
		Abajo	4.43	54	1.73	2.21	2φ1"
Tramo B-C	Izquierda	Arriba	16.37	54	6.71	8.55	2φ1"
		Abajo	5.72	54	2.25	2.86	2φ1"
	Centro	Arriba	1.76	54	0.68	0.87	2φ1"
		Abajo	9.85	54	3.93	5.01	2φ1"
	Derecha	Arriba	23.39	54	9.89	12.61	2φ1"+1φ3/4"
		Abajo	6.15	54	2.42	3.08	2φ1"
Tramo C-D	Izquierda	Arriba	37.57	51	18.72	23.87	2φ1"+5φ3/4"
		Abajo	5.55	54	2.17	2.77	2φ1"
	Centro	Arriba	2.17	54	0.84	1.07	2φ1"
		Abajo	17.63	54	7.26	9.26	2φ1"
	Derecha	Arriba	31.03	54	13.65	17.40	3φ1"+1φ3/4"
		Abajo	5.54	54	2.17	2.77	2φ1"

Nota. Se verificó el φMn con el acero respectivo en cada sección y es superior a Mu.

Los bastones se delimitarán de acuerdo al capítulo 12 de la Norma E.060 (Concreto Armado). Después, se comparará el corte de fierro con las longitudes empíricas obtenidas mediante las siguientes fracciones de la luz libre: Ln/3, Ln/4 y Ln/5. Con el fin de realizar un diseño conservador, se optará por emplear la longitud de corte de fierro mayor de ambas opciones.

6.3. Diseño: Corte

Se realiza en base a la envolvente del Diagrama de Fuerzas Cortantes. La magnitud de la fuerza última cortante para el diseño (Vu) se ubica a “d” de la cara correspondiente al apoyo de la viga.

Primero, se debe de verificar si el concreto puede soportar la carga de corte por su cuenta. Es decir, se debe de verificar la desigualdad de la ecuación (6.1) y obtener el aporte del concreto a cortante

$$V_u \leq \phi V_c \dots \dots \dots (6.1)$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots \dots \dots (6.2)$$

En caso se cumpla la ecuación (6.1), entonces, se puede presentar un armado de estribos con el espaciamiento máximo. Este no debe sobrepasar los valores de las ecuaciones (6.3) y (6.4). Asimismo, solo deben de ser empleados en la zona donde la cortante sea mayor a la mitad de ϕV_c . La zona donde la cortante es menor a ϕV_c no requerirá estribos, excepto los de montaje.

$$s_{max} = A_v * fy / 0.2 * \sqrt{f'c} * bw \dots \dots \dots (6.3)$$

$$s_{max} = A_v * fy / 3.5 * bw \dots \dots \dots (6.4)$$

En caso que V_u sea mayor a ϕV_c se requiere acero vertical. Por ello, es necesario calcular la resistencia o aporte del acero vertical (estribos). Para ello, se emplea la ecuación (6.4).

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots \dots \dots (6.5)$$

Una vez calculado el V_s es necesario verificar la ecuación (6.6). La presente verificación se realiza con el objetivo de comprobar que el cortante máximo no debe de exceder de V_u máx. En caso de que se exceda es necesario aumentar las secciones de la viga peraltada o aumentar el $f'c$ del concreto. En otras palabras, la ecuación (6.6) define el cortante máximo que puede soportar la viga.

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots \dots \dots (6.6)$$

$$V_{u_{max}} \approx \phi * (V_c + 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d) \dots \dots \dots (6.7)$$

Posteriormente, es necesario obtener el espaciamiento demandado. El cual se obtiene al aplicar la ecuación (6.8).

$$s = \frac{A_v * fy * d}{V_s} \dots \dots \dots (6.8)$$

Asimismo, es necesario calcular el espaciamiento máximo. Para ello se debe de calcular el V_{slim} y emplear las siguientes condiciones.

$$Si V_s < V_{slim} \rightarrow S_{max} = \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \dots \dots \dots (6.9)$$

$$Si V_s > V_{slim} \rightarrow S_{max} = \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \dots \dots \dots (6.10)$$

Con el objetivo de obtener un diseño eficiente se requiere reproducir el procedimiento en diferentes secciones a lo largo del eje longitudinal de la viga. Además, es necesario cumplir con los requerimientos mínimos del artículo 21.4.4 (E.060, Concreto Armado):

- El primer estribo debe de estar a no más de 100 mm
- Para barras longitudinales de 5/8" o menores emplear 8 mm de varilla de estribo y de 3/8" para barras de hasta 1", para el resto, emplear varillas de 1/2".
- El espaciamiento máximo en la zona denominada "confinamiento", se obtiene como el menor de:
 - 0.25*d, no se requiere superar de 150 mm.
 - El diámetro de la varilla longitudinal menor, multiplicado por 10.
 - El diámetro del estribo, multiplicado por 24
 - 300 mm.
- Fuera de la longitud de confinamiento, no deben estar espaciados a no más de 0.5d.

Los diagramas de fuerza cortante son los siguientes:

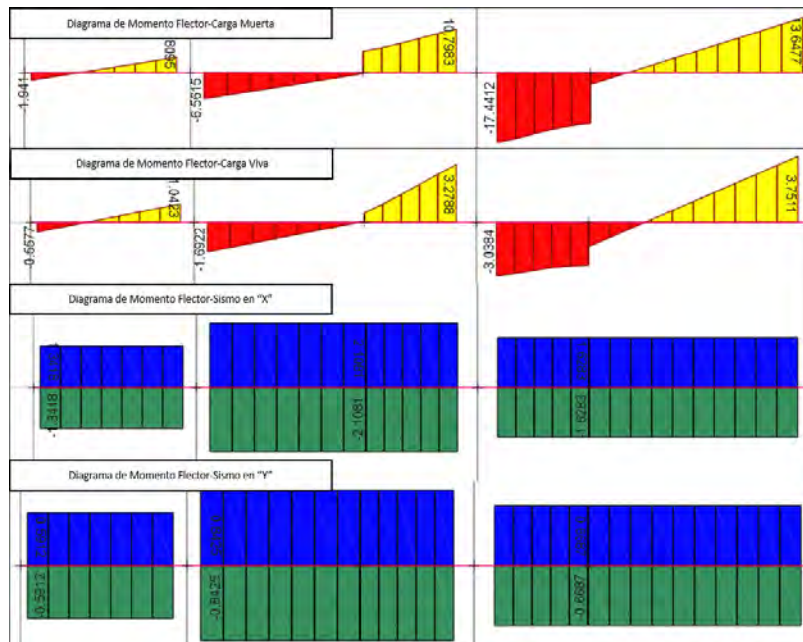


Figura 6.3 Diagramas de Fuerza cortante (tn)

La envolvente de diseño se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 6.4

Diseño por Corte: Viga-25

	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	-1.94	0.00	-3.81	-6.56	0.00	-10.80	-17.44	0.00	-13.65
CV	-0.56	0.00	-1.04	-1.69	0.00	-3.28	-3.04	0.00	-3.75
SDX	1.34	1.34	1.34	2.11	2.11	2.11	1.63	1.63	1.63
SDY	0.59	0.59	0.59	0.84	0.84	0.84	0.67	0.67	0.67
1.4*CM+1.7*CV	-3.67	0.00	-7.10	-12.06	0.00	-20.70	-29.58	0.00	-25.49
1.25*(CM+CV)+SDX	-4.47	-1.34	-7.40	-12.42	-2.11	-19.71	-27.23	-1.63	-23.38
1.25*(CM+CV)+SDY	-3.72	-0.59	-6.65	-11.15	-0.84	-18.44	-26.27	-0.67	-22.42
0.9*CM+SDX	-1.34	-1.34	-1.34	-2.11	-2.11	-2.11	-1.63	-1.63	-1.63
0.9*CM+SDY	-0.59	-0.59	-0.59	-0.84	-0.84	-0.84	-0.67	-0.67	-0.67
ENVOLVENTE SUP.	-4.47	-1.34	-7.40	-12.42	-2.11	-20.70	-29.58	-1.63	-25.49
ENVOLVENTE INF.	1.34	1.34	4.43	2.11	2.11	2.11	1.63	1.63	1.63

Se comprobará, primero, si el espaciamiento mínimo indicado en el artículo 21.4.4 (Norma E.060, Concreto Armado) es superior al espaciamiento requerido por la envolvente de las combinaciones de cargas.

El espaciamiento, según el artículo 21.4.4 (E.060, Concreto Armado) es el siguiente, considerando un estribo de 3/8”:

- [] 3/8”, 1@0.1m, 8@0.15m, Resto@0.25m C/L

Por lo tanto, la resistencia a cortante es la siguiente:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d + \phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} \dots \dots \dots (6.11)$$

El valor de ϕV_n es de 37.95 tn a la cara del apoyo y de 28.83 a “d” de la cara. Por otro lado, el cortante máximo en la viga a “d” de la cara es de 27.16 tn. Por lo tanto, se comprueba que el espaciamiento mínimo de la norma es suficiente y no es necesario obtener un espaciamiento de estribos.

6.4. Diseño: Capacidad

Tiene como finalidad la afloración de rótulas plásticas en vigas (extremos) antes que en las columnas. Ello quiere decir que se genera una estructura dúctil con capacidad de disipar energía y poder soportar desplazamientos fuera de los demandados por la Norma E.030. El cortante de capacidad se obtiene según el artículo 21.4 (E.060, Concreto Armado).

En primer lugar, se debe de obtener los momentos nominales en los extremos de la viga restringidos por la luz libre de la viga y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas por 1.25.

En segundo lugar, se obtiene el cortante último de las ecuaciones (1.2), (1.3), (1.4), (1.5) y (1.6), pero con amplificación de cargas sísmicas de 2.5.

$$V_{capacidad} = \text{mínimo} \begin{cases} V_1 = \left[\frac{Mn_i + Mn_d}{L} \right] + 1.25 * V_{servicio} \dots \dots \dots (6.12) \\ V_2 = 1.25 * (CM + CV) + 2.5 * CS \end{cases}$$

El cortante V_2 proviene del máximo valor de las siguientes combinaciones (sismo amplificado por 2.5).

$$CU_2 = 1.25 * (CM + CV) \pm 2.5 * SX \dots \dots \dots (6.12.1)$$

$$CU_3 = 1.25 * (CM + CV) \pm 2.5 * SY \dots \dots \dots (6.12.2)$$

$$CU_4 = 0.9 * CM \pm 2.5 * SX \dots \dots \dots (6.12.3)$$

$$CU_5 = 0.9 * CM \pm 2.5 * SY \dots \dots \dots (6.12.4)$$

El cortante de capacidad se debe de cotejar con el Vu. El cortante de diseño es el mayor de ambos. Es decir, el cortante de diseño es el siguiente:

$$V_{diseño} = \text{máximo} \left\{ \begin{matrix} V_{análisis} \\ V_{capacidad} \end{matrix} \right. \dots \dots \dots (6.13)$$

Se analizará, a modo de ejemplo, por capacidad el tramo C-D.

$$V_1 = \left[\frac{Mn_i + Mn_d}{L} \right] + 1.25 * V_{servicio} = \left[\frac{21.518 + 74.542}{7.25} \right] + 1.25 * 20.48 = 38.85 \text{ tn}$$

$$V_2 = 1.25 * (CM + CV) + 2.5 * CS = 1.25 * (20.48) + 2.5 * 1.628 = 29.67 \text{ tn}$$

El cortante empleado para el diseño es de 29.67 tn.

El diseño final es el siguiente:

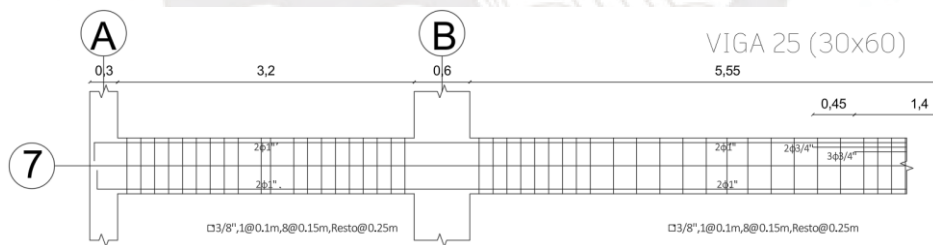


Figura 6.4 Viga-25 diseñada, lado izquierdo.

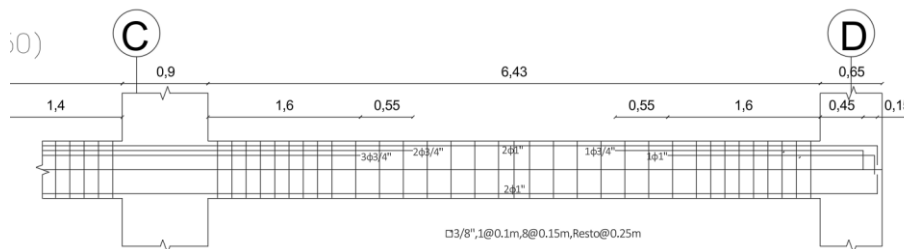


Figura 6.5 Viga-25 diseñada, lado derecho.

7. DISEÑO DE COLUMNAS

7.1. Introducción

Se consideran como unidimensionales para el análisis. Estas soportarán cargas axiales, cargas perpendiculares a su eje longitudinal y aportarán rigidez a la estructura mediante la formación de pórticos. Es decir, resistirán cargas gravitatorias y cargas sísmicas. En consecuencia, la carga última de diseño es la envolvente de las ecuaciones (1.2), (1.3), (1.4), (1.5) y (1.6). La columna elegida (ejemplo) es la C-08, entre los ejes F y 3.

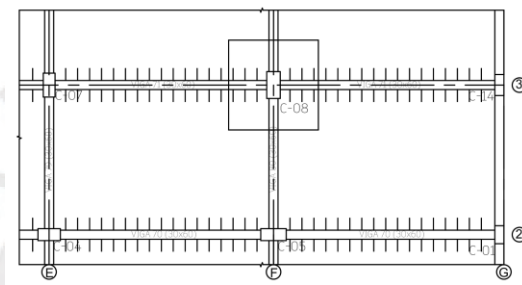


Figura 7.1 Columna C-08 a diseñar

7.2. Diseño: Flexo-compresión

Al ser elementos que resisten flexo compresiones, deben ser diseñadas mediante el diagrama de interacción. El mencionado es un gráfico que limita todas las cargas que pueden ser admisibles por la columna. Los momentos flectores se sitúan en el eje “X” y las cargas axiales en el eje “Y”. Posteriormente, se añaden las cargas amplificadas que obran en la columna. Además, las cargas últimas deben estar ubicadas dentro del mencionado. Es necesario mencionar que existe el diagrama de interacción nominal y el diagrama de interacción de diseño (diagrama reducido).

Tabla 7.1

Factor de reducción de carga axial para columnas

Rango de P_n	Factor de reducción
$P_n > P$ transición	0.7
$0 < P_n < P$ transición	$0.9 - 0.2 * (P_n / P \text{ transición})$
$P_n < 0$	0.9

$$P_{transición} = \frac{0.1}{0.7} * f'c * B * H \dots \dots \dots (7.1)$$

En primer lugar, obtener las cuantías de refuerzo (mínima y máxima). Ello se obtiene mediante las siguientes expresiones definidas en el artículo 21.4.5 (E.060, Concreto Armado).

$$AS_{min} = (1\%) * B * H \dots \dots \dots (7.2)$$

$$AS_{max} = (6\%) * B * H \dots \dots \dots (7.3)$$

Es necesario mencionar que, si la cuantía supera el 4% del área bruta de la sección, se requerirá la inclusión de detalles de construcción del nudo. Sin embargo, no se recomienda superar el 4% de cuantía.

Tabla 7.2

Características de las secciones de la columna

B (cm)	H (cm)	AS _{min} (cm ²)	AS _{max} (cm ²)
45	90	40.5	243

En segundo lugar, se procede a realizar un posible armado de acero longitudinal (proceso iterativo). En el cual, se debe de conseguir una disposición de aceros de tal manera que el diagrama de interacción pueda englobar las solicitaciones.

Las cargas de C-08 en la base de la mencionada, en el nivel del sótano, son las siguientes.

Tabla 7.3

Cargas gravitatorias y sísmicas de la columna en la base del Sótano 1

Solicitación	Columna	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Dead	C-08	-260.42	-0.49	1.54	1.72	-0.52
Live	C-08	-113.97	0.02	0.90	1.01	0.02
Diseño Sismo XX	C-08	9.04	1.59	1.14	1.28	1.67
Diseño Sismo YY	C-08	5.70	3.99	0.55	0.61	4.19

Las combinaciones a emplear están definidas por las ecuaciones (1.2), (1.3), (1.4), (1.5) y (1.6).. Estos valores son solo en una dirección del sismo, se debe de introducir al diagrama de interacción los valores en ambos sentidos del sismo.

Tabla 7.4

Combinaciones con sismo en “XX”

	Combinaciones	P (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	558.33	4.12	-0.69
	1.25CM+1.25CV+SXX	477.02	4.69	1.05
	1.25CM+1.25CV-SXX	458.94	2.13	-2.28
	0.9CM+SXX	243.41	2.82	1.20
	0.9CM-SXX	225.34	0.27	-2.13

Tabla 7.5

Combinaciones con sismo en “YY”

	Combinaciones	P (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	558.33	4.12	-0.69
	1.25CM+1.25CV+SYY	473.68	4.02	3.57
	1.25CM+1.25CV-SYY	462.28	2.80	-4.81
	0.9CM+SYY	240.07	2.16	3.73
	0.9CM-SYY	228.68	0.94	-4.66

Mediante un proceso iterativo se obtuvo la siguiente distribución de acero longitudinal:

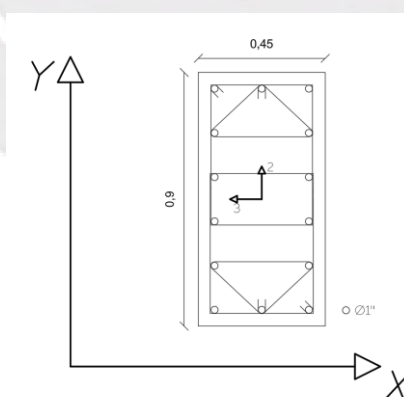


Figura 7.2 *Ejes globales y locales y disposición de la columna C-08*

Los diagramas nominales y diseño para dicha distribución se presentan a continuación:

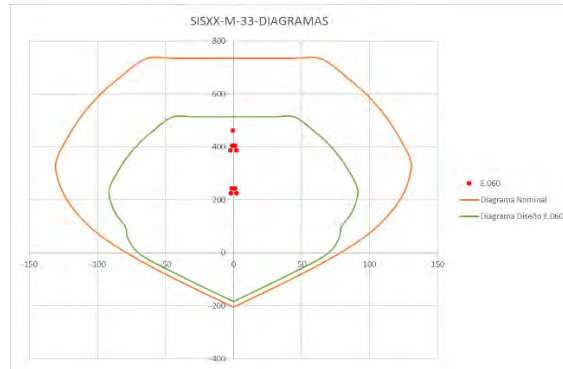


Figura 7.3 Diagrama Nominal y Diseño alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “XX”

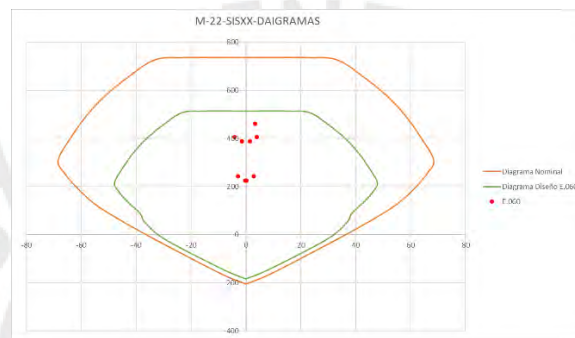


Figura 7.4 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “XX”

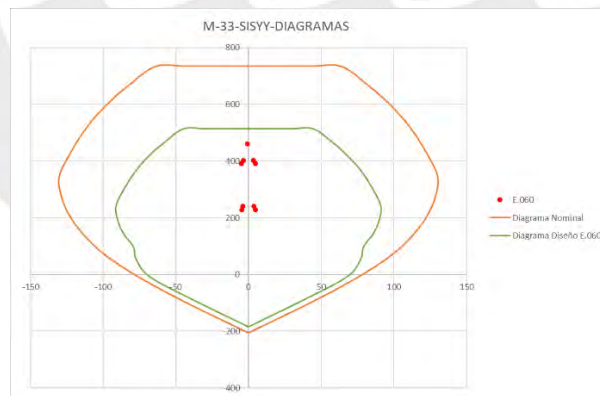


Figura 7.5 Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “YY”

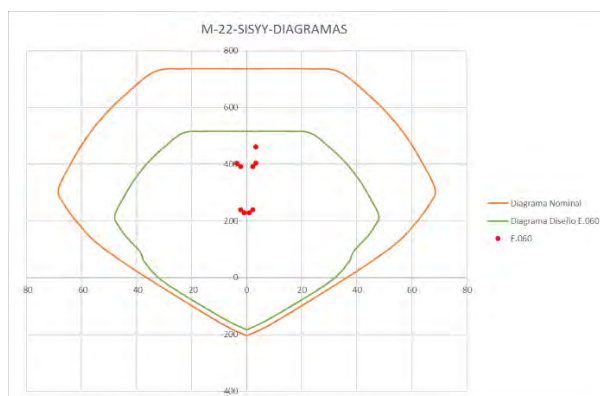


Figura 7.6 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “YY”

La totalidad de puntos se encuentran dentro de los respectivos diagramas. Por lo tanto, la distribución cumple los requerimientos.

Alternadamente, la reducción de carga viva mencionada en el artículo 10 (E.020, Cargas). Permite la reducción de carga ocasional (CV) mediante la ecuación (7.4) en función del área de influencia (A_i) de cada columna. El área de influencia se obtiene mediante la ecuación (7.5). Adicionalmente, se considerarán las restricciones del artículo 10 (E.020, Cargas). Se presentan los factores de reducción, para cada nivel, de la carga viva:

$$L_r = L_o * \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \dots \dots \dots (7.4)$$

$$A_i = k_v * A_t; k_v = 2 \text{ (columnas y placas)} \dots \dots \dots (7.5)$$

Tabla 7.6

Factor de reducción de carga viva (LLRF) en función del área de influencia

Techo	A_t (m ²)	A_i (m ²)	LLRF*	LLRF
T-06	25.44	50.88	0.89	0.89
T-05	72.08	144.16	0.63	0.63
T-04	118.87	237.74	0.55	0.55
T-03	165.54	331.08	0.50	0.50
T-02	212.3	424.6	0.47	0.5
T-01	258.88	517.76	0.45	0.5
T-S1	305.54	611.08	0.44	0.5

El valor de las solicitaciones, con reducción, se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 7.7

Solicitaciones reducidas con el LLRF

Techo	Caso	LLRF	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)	T (tn-m)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
T-06	Dead	1.00	-18.98	-0.40	1.47	0.00	1.02	0.29
T-06	Live	0.89	-2.23	0.31	0.15	0.00	-0.06	0.87
T-05	Dead	1.00	-53.65	1.41	2.19	0.00	4.08	1.56
T-05	Live	0.63	-17.08	0.82	0.22	0.00	0.58	0.79
T-04	Dead	1.00	-99.48	1.01	6.20	0.00	7.04	1.18
T-04	Live	0.55	-23.88	0.31	0.95	0.00	1.06	0.40
T-03	Dead	1.00	-145.22	1.26	5.23	0.00	6.43	1.70
T-03	Live	0.50	-30.22	0.39	0.67	0.00	0.83	0.50
T-02	Dead	1.00	-191.02	0.43	5.17	0.00	5.94	-0.23
T-02	Live	0.50	-38.34	0.23	0.73	0.00	0.88	0.14
T-01	Dead	1.00	-226.95	-1.39	4.16	0.00	4.96	-1.58
T-01	Live	0.50	-47.65	-0.05	0.91	0.00	1.18	-0.03
T-S1	Dead	1.00	-260.42	-0.49	1.54	0.00	1.72	-0.52
T-S1	Live	0.50	-56.98	0.01	0.45	0.00	0.50	0.01

7.3. Diseño: Corte-capacidad

Se diseñará con la cortante mayor entre las siguientes:

- V_u : Cortante última de análisis
- $V_{capacidad}$: Se obtiene mediante la ecuación (7.6)

$$V_{capacidad} = \text{mínimo} \begin{cases} V_1 = \left[\frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{L} \right] + 1.25 * V_{servicio} \dots \dots \dots (7.6) \\ V_2 = 1.25 * (CM + CV) + 2.5 * CS \end{cases}$$

El cortante V_2 proviene del máximo valor de las siguientes combinaciones (sismo amplificado por 2.5).

$$CU_2 = 1.25 * (CM + CV) \pm 2.5 * SX \dots \dots \dots (6.10.1)$$

$$CU_3 = 1.25 * (CM + CV) \pm 2.5 * SY \dots \dots \dots (6.10.2)$$

$$CU_4 = 0.9 * CM \pm 2.5 * SX \dots \dots \dots (6.10.3)$$

$$CU_5 = 0.9 * CM \pm 2.5 * SY \dots \dots \dots (6.10.4)$$

Posteriormente, se debe verificar si la fuerza cortante última es superior al ϕV_c , obtenido mediante la ecuación (7.7) para elementos con fuerza axial.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{Ag * 140}\right) * b * d \dots \dots \dots (7.7)$$

Es posible que el valor de ϕV_c sea inferior a la fuerza cortante última (V_u). En dicho caso, se debe de obtener el aporte del acero (V_s) para poder cumplir con la cortante última.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots \dots \dots (6.5)$$

Después, con el aporte a la cortante del refuerzo transversal, se obtiene el espaciamiento (s):

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \dots \dots \dots (6.8)$$

Finalmente, el espaciamiento obtenido será comparado al espaciamiento mínimo estipulado en el artículo 21.4.5 (E.060, Concreto Armado).

El espaciamiento de la mencionada normativa no debe de exceder al menor de los siguientes valores:

- 8 db del refuerzo longitudinal más delgado.
- 50% de la dimensión menor
- 100 mm

Ajena a la zona de confinamiento, el valor de “s” no excederá:

- $S \leq 300$ mm.
- No mayor al requerido por V_u .

La extensión donde se confinará se delimita por la máxima magnitud de:

- $L_n/6$

- 500 mm
- La dimensión mayor de la sección.

La tabla 7.9 muestra la cortante del análisis máxima (como valor absoluto):

Tabla 7.8

Fuerza cortante última en la base para el Sótano 1.

Sismo	Magnitud
Sismo en dirección “XX” (tn)	1.59
Sismo en dirección “YY” (tn)	3.99

Ahora, se procede a obtener le cortante por capacidad en la dirección “X”.

$$V_{1-x} = \left[\frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{L} \right] + 1.25 * V_{servicio} = \left[\frac{69 + 69}{3.0} \right] + 1.25 * 2.4 = 49 \text{ tn}$$

$$V_{2-x} = 1.25 * (2.4) + 4.55 = 7.55 \text{ tn}$$

Ahora, se procede a obtener le cortante por capacidad en la dirección “Y”.

$$V_{1-y} = \left[\frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{L} \right] + 1.25 * V_{servicio} = \left[\frac{133 + 133}{3.0} \right] + 1.25 * 0.48 = 89.27 \text{ tn}$$

$$V_{2-y} = 1.25 * (0.48) + 10.57 = 11.17 \text{ tn}$$

En conclusión, la cortante de diseño para ambas direcciones se aprecia en la tabla 7.7.

Tabla 7.9

Fuerza cortante diseño en la base para el Sótano 1.

Sismo	Magnitud
Sismo en dirección “X” (tn)	7.55
Sismo en dirección “Y” (tn)	11.17

En primer lugar, se verificará si el espaciamiento mínimo de la norma puede resistir la fuerza de cortante última. Por ello, se obtendrá el ϕV_c mediante la ecuación (7.5).

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{374.39 * 1000}{45 * 90 * 140}\right) * 45 * 84 = 40.97 \text{ tn}$$

Se puede observar que el valor de ϕV_c es superior al cortante último. Sin embargo, se requiere añadir estribos mínimos según la E.030 estipulado en el artículo 21.4.5. Los cuales serían los siguientes:

- 2[] 3/8" +2Δ, 1@0.05m, 8@0.10m, Resto @ 0.30m C/L

El diseño final de C-08 es el siguiente:

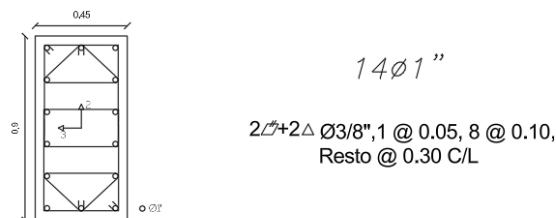


Figura 7.7 Diseño final de la columna C-08 del nivel Sótano 1.

Asimismo, se aprecia el diseño, pero empleando la reducción de carga viva. Es necesario mencionar, que el procedimiento es el mismo, pero diferentes solicitaciones (carga viva reducida).

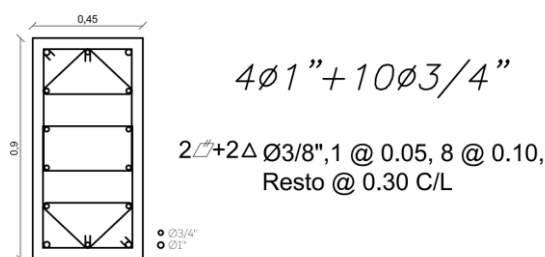


Figura 7.8 Diseño final de la columna C-08 del nivel Sótano 1, con LLRF.

8. DISEÑO DE PLACAS

8.1. Introducción

Estas soportarán cargas axiales, cargas perpendiculares a su eje longitudinal y aportarán gran rigidez a la estructura. Es importante mencionar que resisten casi en totalidad las cargas de sismo. Adicionalmente, al estar sometidas a fuerzas laterales, requerirán núcleos de confinamiento en los extremos. Por lo tanto, la carga última de diseño es obtenida de la envolvente de las siguientes ecuaciones (1.2), (1.3), (1.4), (1.5) y (1.6).

La placa elegida, como ejemplo, es la Placa P-06. Está ubicada entre los ejes verticales E-F y los ejes horizontales 5-4.

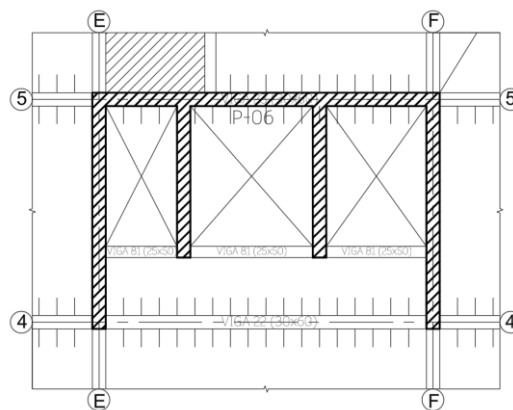


Figura 8.1 Placa P-06 destinada a diseñar

8.2. Diseño: Flexo-compresión

Resisten flexo compresiones, deben ser diseñadas mediante el diagrama de interacción, gráfico que limita todas las cargas que pueden ser admisibles por la placa. El mencionado es un diagrama en donde los momentos flectores se sitúan en el eje “X” y las cargas axiales en el eje “Y”. Posteriormente, se añaden las cargas amplificadas que obran en la placa. Además, las cargas últimas, deberán ubicarse dentro de este diagrama. Al igual que en columnas, se tendrán diagramas nominales y de diseño. Los factores de reducción se obtienen de similar forma que en columnas. Se muestran las cargas en la base del muro de corte, respecto al primer nivel.

Tabla 8.1*Solicitaciones de P-06 en la base del nivel 1 con el factor LLRF*

Story	Placa	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Dead	P-06	-971.50	3.60	2.84	-13.52	-631.83
Live	P-06	-145.69	0.42	0.75	-2.56	-201.41
Diseño Sismo XX	P-06	14.39	239.25	86.16	689.52	857.62
Diseño Sismo YY	P-06	4.63	51.87	269.28	185.00	2463.01

Es necesario mencionar el sentido de las cargas de sismo. Los valores de estas cargas son obtenidos mediante valores espectrales de los dos casos de cargas de sismo para cada sentido. El signo positivo, para el sismo en la dirección “X”, hace referencia a la dirección de izquierda a derecha. Por otro lado, para el sismo en la dirección “Y”, el signo positivo de la combinación de carga es de abajo hacia arriba.

Tabla 8.2*Combinaciones de cargas en dirección “XX”*

	Combinaciones	P (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Sismo X	1.4CM+1.7CV	1607.78	-1226.95	410.61
	1.25CM+1.25CV+SXX	1410.88	-183.92	4590.72
	1.25CM+1.25CV-SXX	1382.11	-1899.16	-3891.60
	0.9CM+SXX	888.73	288.98	4435.53
	0.9CM-SXX	859.96	-1426.27	-4046.78

Tabla 8.3*Combinaciones de cargas en dirección “YY”*

	Combinaciones	P (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
Sismo Y	1.4CM+1.7CV	1607.78	-1226.95	410.61
	1.25CM+1.25CV+SY Y	1401.12	1421.46	1269.27
	1.25CM+1.25CV-SY Y	1391.86	-3504.55	-570.15
	0.9CM+SY Y	878.98	1894.36	1114.08
	0.9CM-SY Y	869.72	-3031.65	-725.33

Mediante un proceso iterativo, se obtiene la posible distribución de refuerzo vertical:

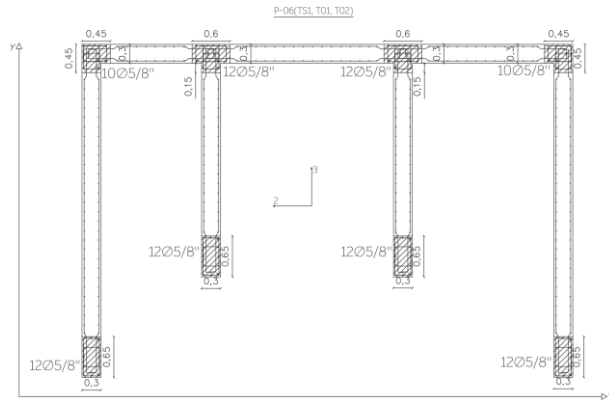


Figura 8.2 Propuesta del acero vertical inicial

Nota. La cuantía empleada para la malla vertical es la mínima de 0.0025.

Los diagramas nominales y diseño para dicha distribución se presentan a continuación:

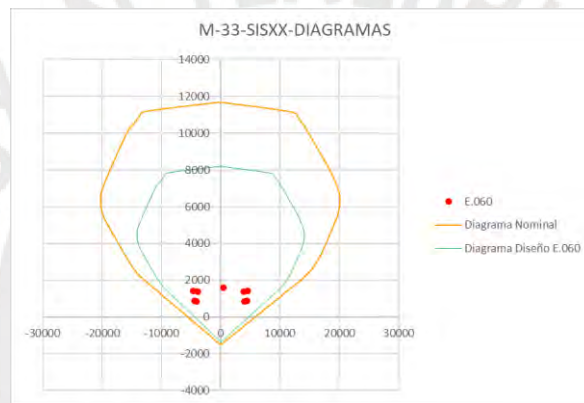


Figura 8.3 Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “XX”

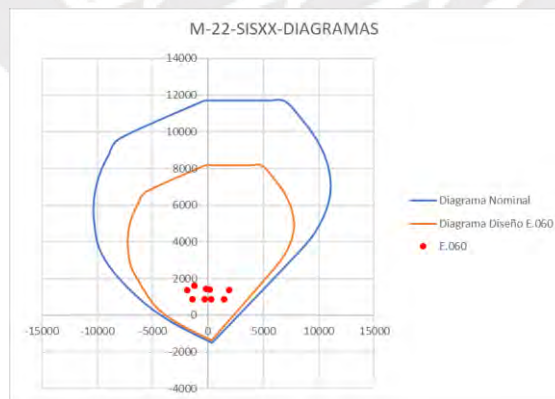


Figura 8.4 Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “XX”

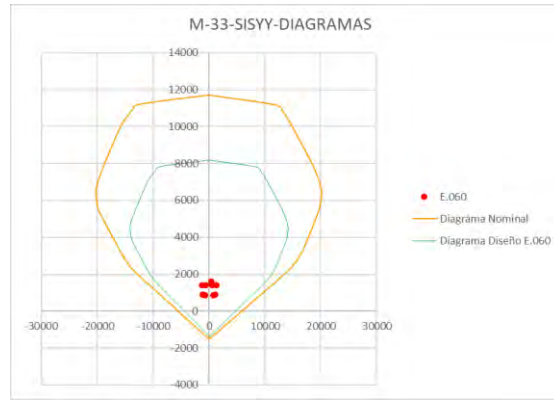


Figura 8.5 *Diagrama Nominal alrededor del Momento 3-3 con las composiciones de cargas en “YY”*

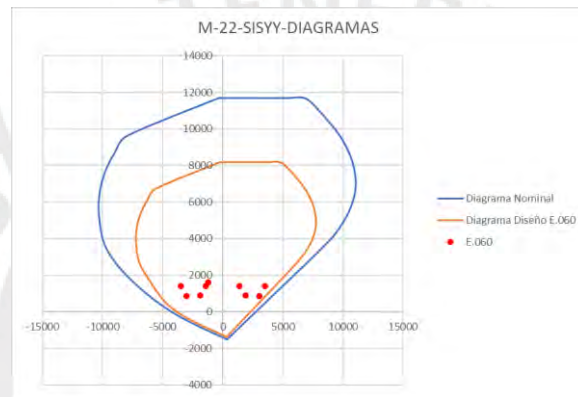


Figura 8.6 *Diagrama Nominal alrededor del Momento 2-2 con las composiciones de cargas en “YY”*

Todos puntos se ubican al interior del diagrama de interacción de diseño. En consecuencia, por flexo compresión, el diseño cumple.

8.3. Diseño: Corte-capacidad

Se realizará en todas las placas mediante la amplificación de la carga de corte última. Sin embargo, el diseño por corte-capacidad, solo se realiza en una altura limitada; fuera de esta altura, se realiza el diseño sin la amplificación.

En primer lugar, se tienen los siguientes datos de la placa P-06:

Tabla 8.4*Dimensiones del tramo en el eje "X"*

Datos en la dirección "X"	
lm (m)	7.8
hm (m)	19.5
t (m)	0.3

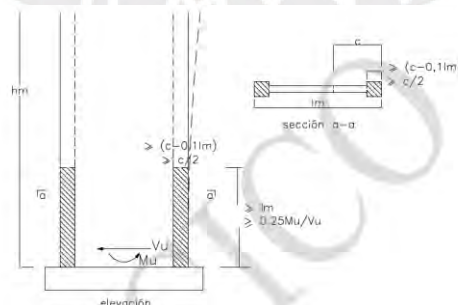
Tabla 8.5*Dimensiones del tramo en el eje "Y"*

Datos en la dirección "Y"	
lm (m)	18
LM* (m)	5.3
hm (m)	19.5
t (m)	0.3

En segundo lugar, se debe definir si se requiere una longitud de confinamiento. Ello se logra mediante el valor del "C_{límite}", según el artículo 21.9.7.4 (E.060 Concreto Armado).

$$C_{\text{límite}} = \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)}; \frac{\delta_u}{h_m} \geq 0.005 \dots \dots (8.2)$$

C_{límite} se debe comparar con el "C_b" (profundidad del eje neutro) en cada dirección de análisis. Si el "C_b" obtenido de cada sección excede el valor del "C_{límite}" se requerirá una longitud de confinamiento. La longitud de confinamiento se puede apreciar en la siguiente imagen.

**Figura 8.7** Longitud y altura de confinamiento de muros de corte

Nota. Adquirido de "Norma E.060 Concreto Armado" (RNE), en la figura "c" representa "C_b".

Se muestra la verificación de confinamiento en la placa para las diferentes direcciones a analizar.

$$C_{\text{límite}} - X = \frac{7.8}{600 * \left(\frac{0.0298}{19.5}\right)} = 2.6 \text{ m}$$

$$C_{\text{límite}} - Y = \frac{5.3}{600 * \left(\frac{0.03635}{19.5}\right)} = 1.77 \text{ m}$$

Lo siguiente es obtener el valor de “C_b”. Esta se obtiene mediante la ecuación (8.3). Donde el valor de la curvatura se obtiene del programa SAP 2000.

$$\text{Curvatura} = \varphi = \frac{\varepsilon}{C}; \varepsilon = 0.003 \dots \dots \dots (8.3)$$

$$C_b - x = \frac{0.003}{0.008338} = 0.36 \text{ m}$$

$$C_b - y = \frac{0.003}{0.001484} = 2.02 \text{ m}$$

Por lo tanto, en la dirección “X” no se requiere una longitud de confinamiento, pero en la dirección “Y” sí se requiere. Se procede a obtener la longitud, mediante la ecuación (8.4), y altura de confinamiento, mediante la ecuación (8.5). En conclusión, el confinamiento se realizará en una longitud de 1 m y una altura de 2 niveles.

$$L \text{ confinamiento}_{Y-Y} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} C_b - 0.1 * lm \\ \frac{c}{2} \end{array} \right. \dots \dots \dots (8.4)$$

$$H \text{ confinamiento}_{Y-Y} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} lm \\ \frac{Mu}{Vu} * 0.25 \end{array} \right. \dots \dots \dots (8.5)$$

Tabla 8.6

Longitud y altura del elemento de borde en la dirección “Y”

L confinamiento Y-Y	
$C_b - 0.1 * lm$	0.22 m
$\frac{c}{2}$	1.01 m
H confinamiento Y-Y	
lm	5.3 m
$\frac{Mu}{Vu} * 0.25$	2.82 m

Tercero, el cortante de diseño es el siguiente valor a obtener. Obtener el cortante último de las combinaciones de cargas y amplificarlo por el factor de capacidad. Este se realiza en una altura igual al valor obtenido por la ecuación (8.6), obtenida del artículo 21.9.5.3 (E.060 concreto Armado).

$$H_{capacidad} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{lm}{4 * Vu} \\ \text{Altura de 2 primeros niveles} \end{array} \right. \dots \dots \dots (8.6)$$

Tabla 8.7

Altura de la placa en la cual se realizará capacidad

Valores	Magnitud
lm	5.3 m
$\frac{Mu}{4 * Vu}$	2.81 m
<i>Altura de 2 primeros niveles</i>	6 m

Se puede observar que la altura en la cual se deberá diseñar por capacidad es los primeros dos niveles. Por otro lado, el factor que afectará a la cortante se obtiene mediante la ecuación (8.7) y la ecuación (8.8) brinda el $V_{capacidad}$.

$$Factor = \frac{Mn}{Mua} ; \frac{Mn}{Mua} \leq R \dots \dots \dots (8.7)$$

$$V_{capacidad} = V * Factor \dots \dots \dots (8.8)$$

$$V_{capacidad-x} = 239.25 * 2.08 = 498.21 \text{ tn}$$

$$V_{capacidad-y} = 269.28 * 2.02 = 545.08 \text{ tn}$$

El cortante a emplear en el diseño se obtiene mediante la ecuación (8.9):

$$V_{diseño} = \text{máx} \left\{ \begin{matrix} V_{ua} \\ V_{capacidad} \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots (8.9)$$

$$V_{diseño-x} = 498.21 \text{ tn}$$

$$V_{diseño-y} = 545.08 \text{ tn}$$

En cuarto lugar, se procede a obtener las cuantías de acero vertical y horizontal. Estas se obtienen mediante el artículo 11.10.10 (E.060, Concreto armado).

$$\rho_h \geq 0.0025 \dots \dots \dots (8.10)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (\rho_h - 0.025) \geq 0.0025 \dots \dots \dots (8.11)$$

Tabla 8.8

Cuantía de acero mínimas para placas donde $V_u \geq \phi V_c$

Dirección "X"	
ρ_h	0.00563
ρ_v	0.0025
Dirección "Y"	
ρ_h	0.0025
ρ_v	0.0025

Con las cuantías se procede a obtener el espaciamiento de vas varillas.

Tabla 8.9

Espaciamiento de acero longitudinal y vertical

Dirección "X"	
S _h (cm)	15.29
S _v (cm)	18.93
Dirección "Y"	
S _h (cm)	18.93
S _v (cm)	18.93

La sección concluida se puede apreciar en la siguiente imagen.

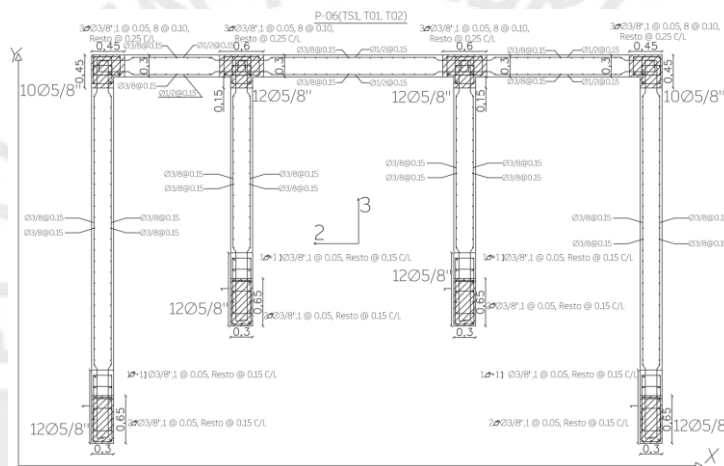


Figura 8.8 *Diseño final de la placa P-06 en la base del nivel 1*

9. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

9.1. Introducción

Transmiten las solicitaciones de las columnas y las placas hacia el terreno. Se empleará la carga admisible del suelo (q_{adm}). La edificación se encuentra en Huamanga, Ayacucho. Producto del estudio de mecánica de suelos, se obtuvo $q_{adm} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$.

9.2. Zapata aislada

Cimentaciones en las cuales soportan solo un elemento vertical, puede ser una columna, placa o muro. Esta puede estar conectada por una viga de cimentación. zapata aislada de ejemplo se puede ver en la siguiente imagen.

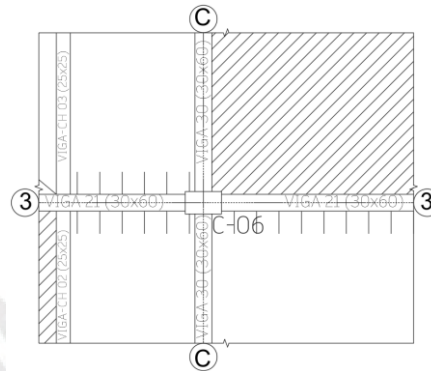


Figura 9.1 Cimentación aislada, perteneciente a la columna C-06 entre los ejes 3 y C

9.2.1. Dimensión de cimentación

El dimensionamiento se realizará mediante las solicitaciones de servicio. Además, se realizará una verificación por cargas gravitatorias y por cargas sísmicas. Es necesario mencionar que las cargas sísmicas serán afectas por el valor de 0.8 debido a su naturaleza ocasional. Un área tentativa puede aproximarse mediante la ecuación (9.1).

$$\sigma_{adm} = \frac{P_{servicio}}{A} \dots \dots \dots (9.1)$$

Posteriormente, se procede a verificar las dimensiones. La mencionada se realiza por cargas de gravedad (ecuaciones 9.2 y 9.3) y sismo (ecuaciones 9.4, 9.5, 9.6 y 9.7). Así mismo se puede realizar una verificación empleando las ecuaciones de Meyerhof. Es necesario mencionar que, para el caso de comprobación sísmico, el esfuerzo admisible del suelo es amplificado por 1.3.

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy}) * \frac{L_x}{2}}{I_{yy}} \dots \dots \dots (9.2)$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx}) * \frac{L_y}{2}}{I_{xx}} \dots \dots \dots (9.3)$$

$$\sigma_x (sismo+) = \frac{P_D + P_L + P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} + MSx_{yy}) * \frac{L_x}{2}}{I_{yy}} \dots \dots \dots (9.4)$$

$$\sigma_x (sismo-) = \frac{P_D + P_L - P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} - MSx_{yy}) * \frac{L_x}{2}}{I_{yy}} \dots \dots \dots (9.5)$$

$$\sigma_y (sismo+) = \frac{P_D + P_L + P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} + MSy_{xx}) * \frac{L_y}{2}}{I_{xx}} \dots \dots \dots (9.6)$$

$$\sigma_y (sismo-) = \frac{P_D + P_L - P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} - MSy_{xx}) * \frac{L_y}{2}}{I_{xx}} \dots \dots \dots (9.7)$$

Se debe de comprobar las siguientes inequaciones para el dimensionamiento:

$$Cargas Gravedad \rightarrow \sigma_x \leq q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq q_{adm} \dots \dots \dots (9.8)$$

$$Cargas Sismo \rightarrow \sigma_x \leq 1.3 * q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq 1.3 * q_{adm} \dots \dots \dots (9.9)$$

Las cargas que afectarán a la mencionada zapata se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 9.1

Cargas de la cimentación

CARGAS DE GRAVEDAD			
PD*1.1	190.91 tn	PL	54.44 tn
MDyy	0.90 tn-m	MDxx	-1.70 tn-m
MLyy	0.79 tn-m	MLxx	-0.64 tn-m
CARGAS DE SISMO			
Psx	-10.94 tn	Psy	-9.38 tn
MSXyy	-1.07 tn-m	MSYxx	-0.30 tn-m

Posterior al proceso iterativo, creciendo los lados de la zapata. Se obtiene la siguiente dimensión de la zapata.

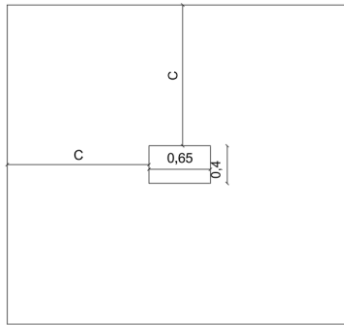


Figura 9.2 Valor del “c” a iterar y obtener el área de zapata

Tabla 9.2

Esfuerzos máximos y mínimos generados en función a las dimensiones de la zapata

Variable	Magnitud
c (m)	1.45
D_x (m)	3.55
D_y (m)	3.30
σ_x (tn/m ²)-Gravedad	21.19; 20.67
σ_y (tn/m ²)-Gravedad	20.58; 21.31
σ_x (sismo +) (tn/m ²)-Sismo	20.10; 19.92
σ_x (sismo -) (tn/m ²)-Sismo	22.28; 21.48
σ_y (sismo +) (tn/m ²)-Sismo	19.73; 20.55
σ_y (sismo -) (tn/m ²)-Sismo	21.43; 22.06

Por lo tanto, el área requerida por el esfuerzo admitido es de 17.83 m².

9.2.2. Diseño: Punzonamiento

Tiene como finalidad definir un peralte de zapata necesario para poder resistir los esfuerzos de punzonamiento. Se asume un valor de peralte y se procede a realizar la verificación.

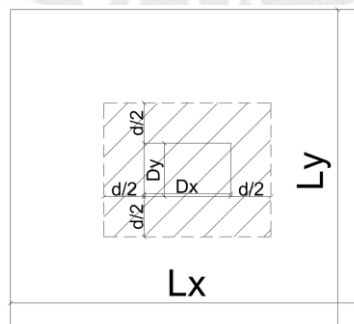


Figura 9.3 Área de punzonamiento de la cimentación.

La resistencia a punzonamiento será la menor del resultante de las ecuaciones (9.10), (9.11) y (9.12).

$$\phi V_{c-1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d \dots \dots \dots (9.10)$$

$$\phi V_{c-2} = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_0 * d \dots \dots \dots (9.11)$$

$$\phi V_{c-3} = 0.85 * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_0}\right) * 0.27 * \sqrt{f'c} * b_0 * d \dots \dots \dots (9.12)$$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} \dots \dots \dots (9.13)$$

$$\alpha \begin{cases} 40 \rightarrow \text{columna centrada} \\ 30 \rightarrow \text{columna de borde} \dots \dots \dots (9.14) \\ 20 \rightarrow \text{columna en esquina} \end{cases}$$

Los valores de A_0 y b_0 se pueden obtener mediante las ecuaciones (9.15) y (9.16). D_x y D_y son las magnitudes en los ejes “X” y “Y” respectivamente:

$$b_0 = 4 * d + 2 * (D_x + D_y) \dots \dots \dots (9.15)$$

$$A_0 = (D_x + d) * (D_y + d) \dots \dots \dots (9.16)$$

El valor de V_u se puede obtener mediante la ecuación (9.17) para ser comparado con el valor de ϕV_c . En este caso, se usa el esfuerzo de gravedad. El cual es mayor que el de sismo $\sigma_u=21.75$ tn/m².

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0) \dots \dots \dots (9.17)$$

Asumiendo un peralte de 90, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 9.3

Resultados del diseño por punzonamiento

Variable	Magnitud
β	0.62
α	40
d (m)	0.8
bo (m)	4.50
Ao (m)	1.25
Vu (tn)	353.19
Vc-1 (tn)	906.76
Vc-2 (tn)	1150.33
Vc-3 (tn)	430.39
ϕV_c -diseño (tn)	365.83

Se puede comprobar que con un peralte de 90 cm sí cumple por punzonamiento.

9.2.3. Diseño: Corte

Se realiza por medio de las ecuaciones (9.18), (9.19) y (9.20):

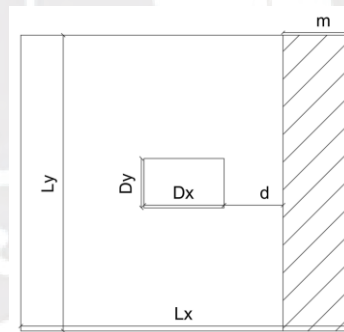


Figura 9.4 Área de corte de la cimentación.

$$\phi V_c \geq V_u \dots \dots \dots (9.18)$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d) \dots \dots \dots (9.19)$$

$$\phi V_u = m * b * \sigma_u \dots \dots \dots (9.20)$$

Tabla 9.4

Resultados del diseño por corte

Variable	Magnitud
m (m)	0.85
ϕV_c (tn)	129.26
V_u (tn)	94.67
$\phi V_c \geq V_u$	SI

9.2.4. Diseño: Flexión

Se emplearán las ecuaciones (9.21) y (9.22) para poder obtener el momento flector de diseño:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_y * C_x^2}{2} \dots \dots \dots (9.21)$$

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_x * C_y^2}{2} \dots \dots \dots (9.22)$$

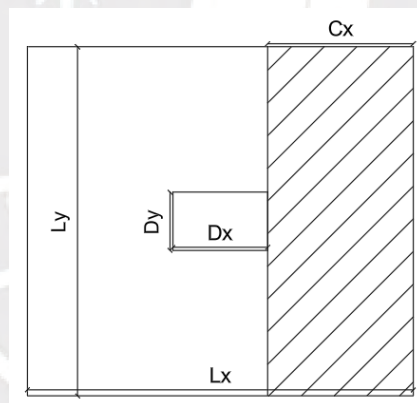


Figura 9.5 *Diseño de flexión de la cimentación.*

El diseño realizará por medio de las ecuaciones (5.3) y (5.4).

Tabla 9.5

Diseño-flexión en dirección "X"

Dirección en "X"	
Mu (tn-m)	35.48
a	3.80
As (cm ²)	16.16
Acero $\Phi 1"$	2.84 cm ²
As colocado	$\Phi 1"$ @ 25 cm

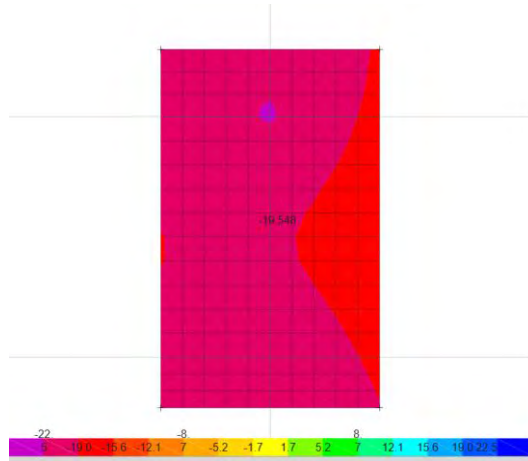


Figura 9.7 Esfuerzos-Carga de Servicio

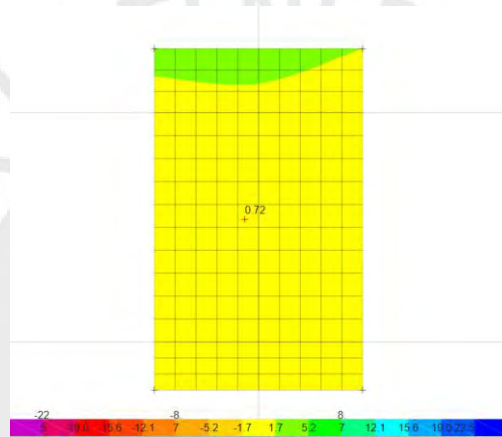


Figura 9.8 Esfuerzos-Sismo Dirección "XX"

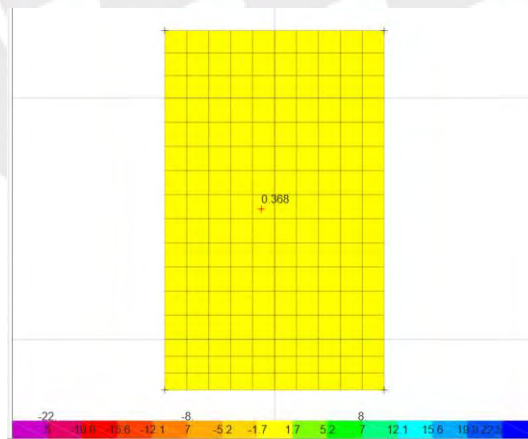


Figura 9.9 Esfuerzos-Sismo Dirección "YY"

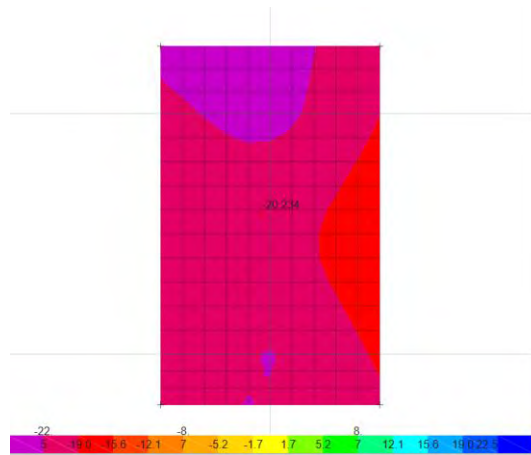


Figura 9.10 Esfuerzos por Carga Servicio y 0.8*Carga sismo

Se puede ver que, en ninguno de los casos, el esfuerzo sobrepasa el q_{adm} y al momento de verificar por sismo, tampoco sobrepasa el esfuerzo de $1.3 * q_{adm}$. Por lo tanto, las dimensiones quedan de la siguiente manera.

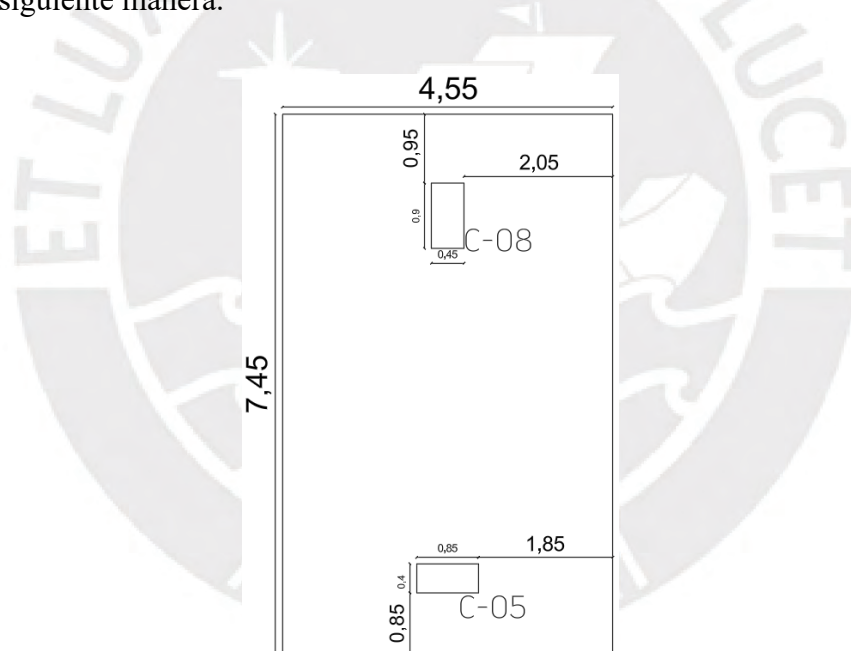


Figura 9.11 Dimensiones de zapata combinada en planta.

9.3.2. Diseño: Punzonamiento

Se emplearán las ecuaciones:

$$b_0 = 4 * d + 2 * (D_x + D_y) \dots \dots \dots (9.15)$$

$$A_0 = (D_x + d) * (D_y + d) \dots \dots \dots (9.16)$$

Al igual que en la zapata aislada, se debe de comprobar que el esfuerzo de sismo de σ_u es menor al del concreto.

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0) \dots \dots \dots (9.17)$$

De done se obtiene que el peralte de 0.9 es el adecuado.

9.3.3. Diseño: Corte

Se emplean las mismas expresiones que en la zapata aislada:

$$\phi V_c \geq V_u \dots \dots \dots (9.18)$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d) \dots \dots \dots (9.19)$$

$$\phi V_u = m * b * \sigma_u \dots \dots \dots (9.20)$$

A continuación, se presentan las cortantes para ambas direcciones:

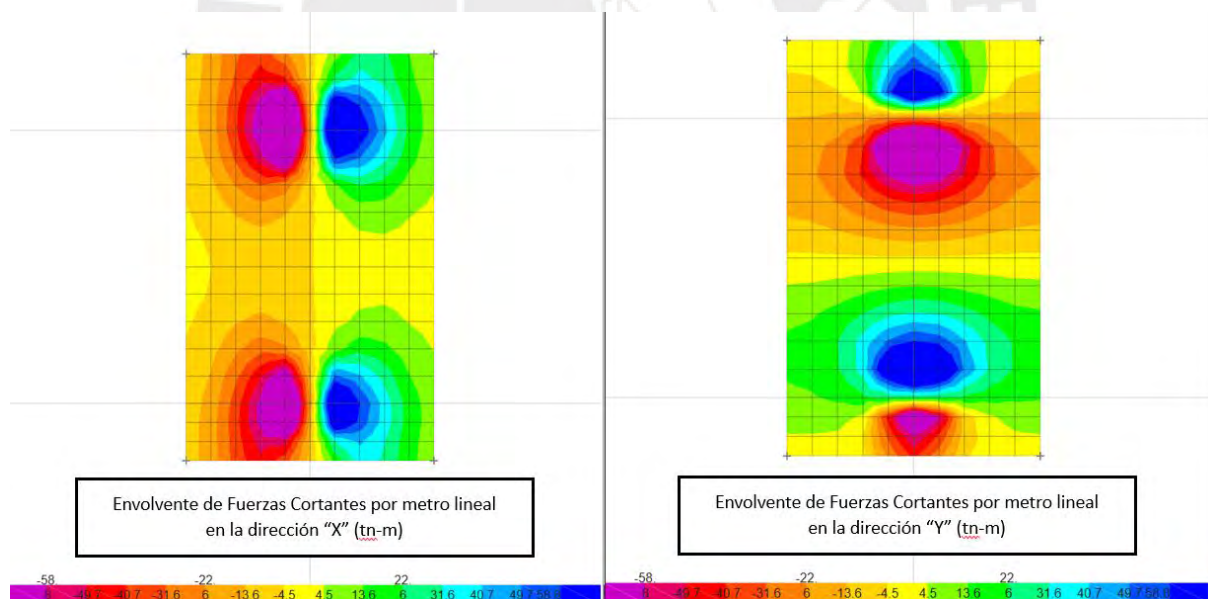


Figura 9.12 Cortante (tn) en la Dirección “X” por metro lineal

Se obtiene un valor de ϕV_c igual a 58.76 tn. El cual es superior a los valores alcanzados en el programa.

9.3.4. Diseño: Flexión

Se emplearán las ecuaciones (5.3) y (5.4) para obtener el acero requerido. Los momentos flectores por unidad de longitud son:

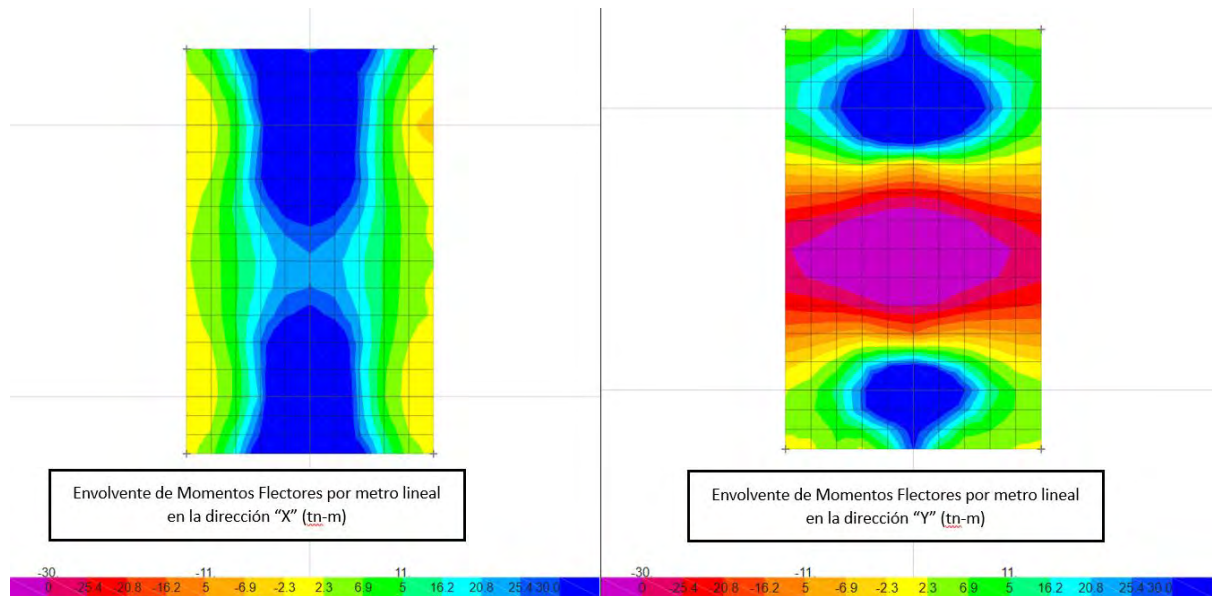


Figura 9.13 Momentos Flectores por metro lineal en ambas direcciones de análisis

El armado propuesto es el siguiente para los momentos mencionados. Se considerará el cálculo por metro lineal y un $d=90$ cm. El armado final es el siguiente:

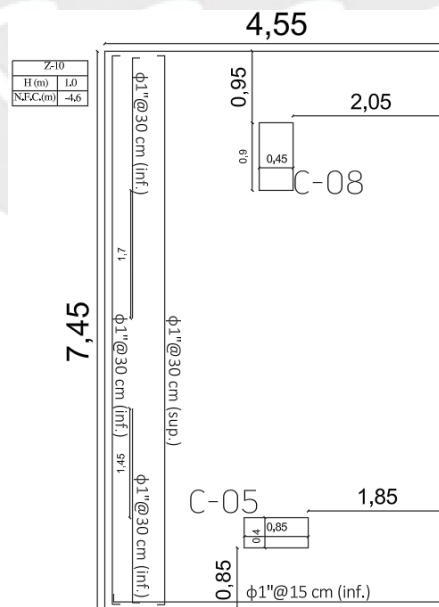


Figura 9.14 Diseño final de zapata combinada

9.4. Viga de Cimentación

Se diseñarán de manera similar que en el capítulo de vigas. Es decir, se emplearán las ecuaciones (5.1), (5.2), (5.3) y (5.4). Su función es resistir el gran momento que se genera debido a la excentricidad de las columnas laterales. Por ello, deben poseer una rigidez mayor que las zapatas. Por lo tanto, una buena práctica es que su peralte sobrepase por 50 cm el peralte de la zapata.

A modo de ejemplo, se diseñará la VC-14. La cual se presenta a continuación:

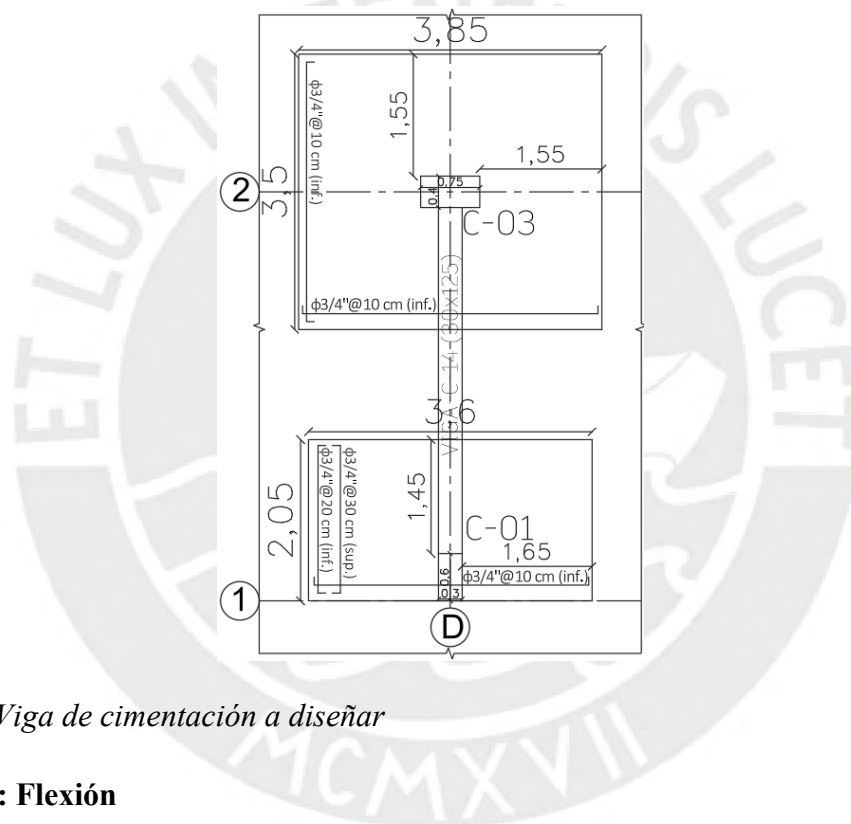


Figura 9.15 Viga de cimentación a diseñar

9.4.1. Diseño: Flexión

Se presentan las solicitaciones en la viga y se emplearán las ecuaciones mencionadas del capítulo de vigas.

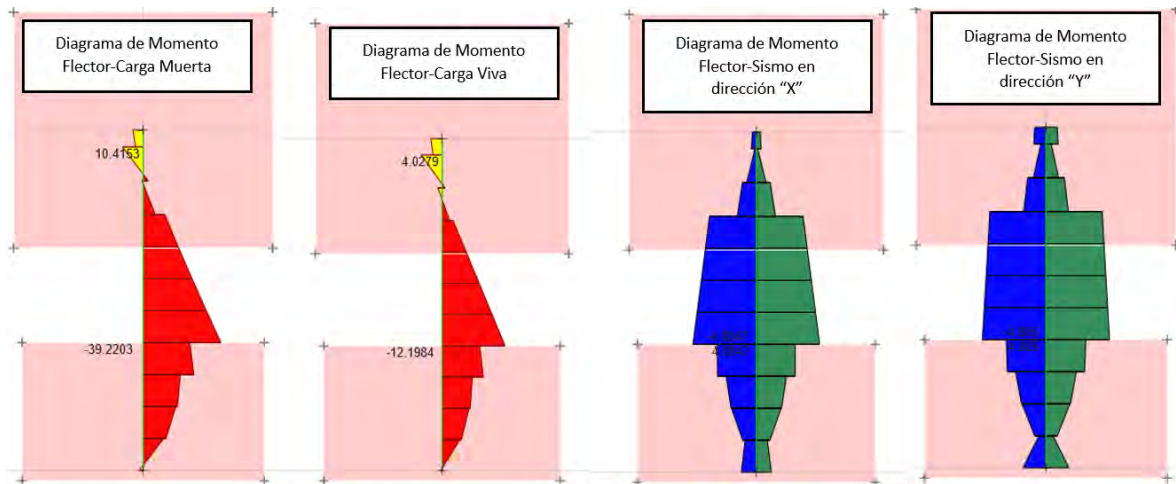


Figura 9.16 Diagramas de Momentos Flectores (tn-m)

Tabla 9.7

Combinaciones de cargas y envolvente de Momentos Flectores (tn-m)

	Tramo		
	Izquierda	Centro	Derecha
CM	-39.22	-26.8	10.42
CV	-12.20	-7.89	4.03
SDX	±4.88	±4.31	±3.56
SDY	±4.81	±4.55	±4.38
1.4*CM+1.7*CV	-76.65	-50.9	21.44
1.25*(CM+CV) +SDX	-59.40	-39.1	21.62
1.25*(CM+CV) +SDY	-59.47	-38.8	22.44
0.9*CM+SDX	-30.42	-19.8	12.94
0.9*CM+SDY	-30.49	-19.5	13.76
ENVOLVENTE SUP.	-75.65	-50.9	-----
ENVOLVENTE INF.	---	-----	22.44

De donde se puede obtener los siguientes resultados:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \dots \dots \dots (5.3)$$

$$A_{s\text{requerido}} = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \dots \dots \dots (5.4)$$

De donde el acero requerido es de 13.94 cm². Por lo tanto, se emplearán 3φ1” en la parte superior e inferior.

Sin embargo, al ser una viga de gran peralte, se debe de añadir acero en el alma, “*skin reinforcement*” (A_{sk}). Una forma de obtener la cantidad de acero distribuido en el alma es igual al 10% del acero en el extremo. Sin embargo, al aumentar el peralte se obtiene menor cuantía de acero por tracción y por ende el A_{sk} será menor. Por lo tanto, el riesgo de agrietamiento en el alma aumenta. En adición, se puede considerar la recomendación del ACI-318-02 que menciona que $2 * A_{sk}$ no sea mayor que $0.5 * A_s$ principal.

Por lo tanto, el A_{sk} puede ser obtenido mediante la ecuación (9.19).

$$0.1 * A_{s_{principal}} < A_{sk} \leq 0.5 * A_{s_{principal}} \dots \dots \dots (9.19)$$

Por lo tanto, el A_{sk} es de $10 \phi 3/8$ ". El diseño por flexión se puede ver en la siguiente imagen:

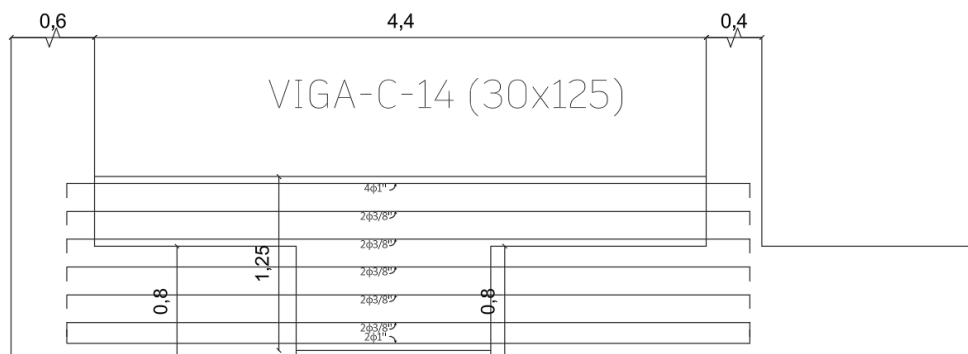


Figura 9.17 Refuerzo por flexión de VC-14

9.4.2. Diseño: Corte

El criterio para el “S” del acero transversal se verá definido mediante el artículo 21.4.4 (E.060 Concreto Armado).

- Primer estribo debe de estar a no más de 100 mm
- Para barras longitudinales de 5/8” o menores emplear 8 mm de varilla de estribo y de 3/8” para barras de hasta 1”, para el resto, emplear varillas de 1/2”.
- Los estribos deben estar espaciados una magnitud igual o inferior al menor valor de los siguientes. Ello en la zona de confinamiento:

- 0.25*d, sin ser necesario que sea inferior a 150 mm.
 - 10db del refuerzo longitudinal de menor diámetro.
 - 24 db del estribo de confinamiento
 - 300 mm.
- Ajeno a la zona de confinamiento, el valor del “S” no debe exceder 0.5d.

Los diagramas de fuerza cortante para las diferentes solicitaciones son los siguientes:

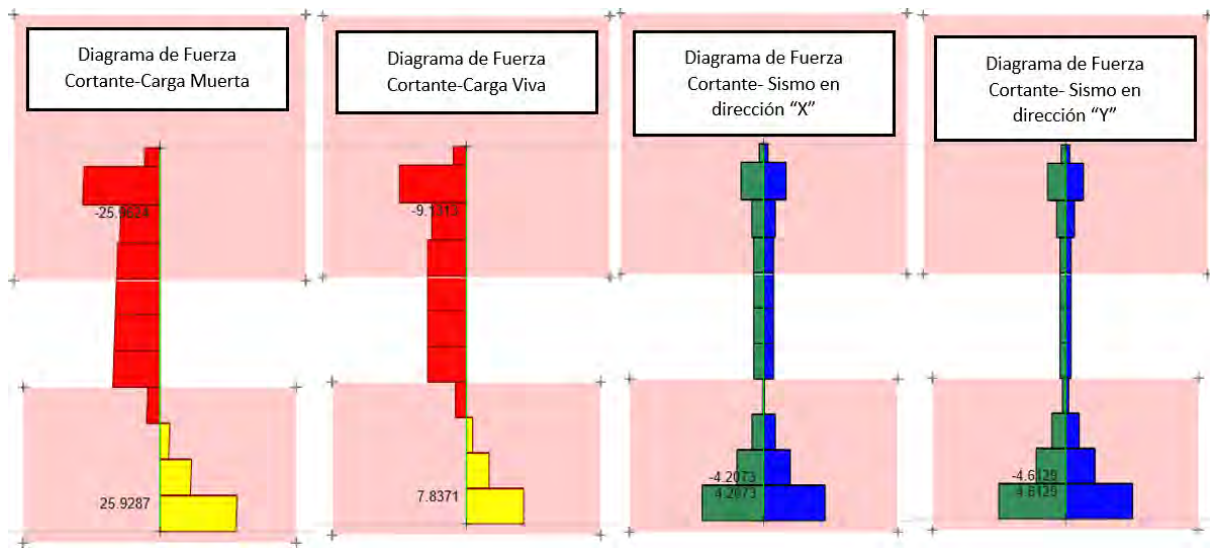


Figura 9.18 Diagramas de Cortantes (tn)

De las combinaciones de cargas, se obtiene que el valor de $V_u = 30$ tn. Se emplearán estribos de 3/8" y un espaciamiento de 30 cm. Por lo tanto, al emplear la ecuación (6.2) se obtiene un $\phi V_c = 42.69$ tn. Por lo tanto, el armado es eficiente. A continuación, se presenta el diseño finalizado:

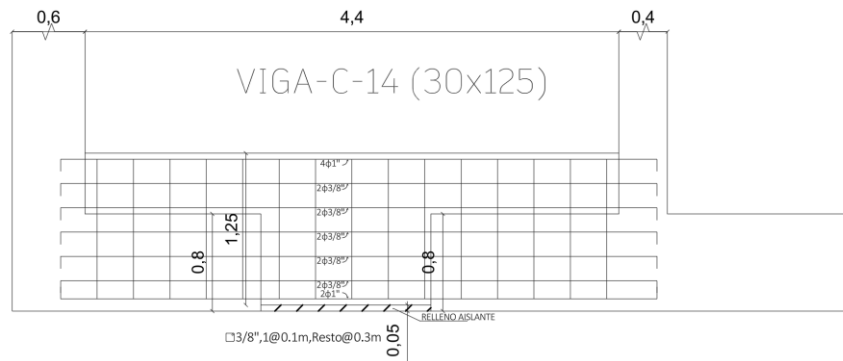


Figura 9.19 Diseño finalizado de VC-14

10. DISEÑO DE ESCALERA

Es un elemento que trabajará únicamente bajo cargas de gravedad. Es decir, la combinación de diseño será la definida por la ecuación (1.2). Por lo tanto, se diseñará similar a una losa maciza. La escalera de ejemplo será la escalera apoyada en la placa P-06. Se obtiene el predimensionamiento según el Reglamento Nacional de Edificaciones:

Tabla 10.1

Valor mínimo de paso y valor máximo de contrapaso

Variable	Rango de valores
Paso	≥ 25 cm
Contrapaso	≤ 18 cm
Regla	$60\text{ cm} \leq 2\text{Contrapasos} + 1\text{paso} \leq 64\text{ cm}$

Nota. Adquirido del “Reglamento Nacional de Edificaciones”

El valor del paso es de 28 cm y del contrapaso es de 17 cm, según la tabla 10.1.

10.1. Diseño: Flexión

Se realizará mediante las ecuaciones (5.3) y (5.4). La envolvente se representa mediante la siguiente imagen.

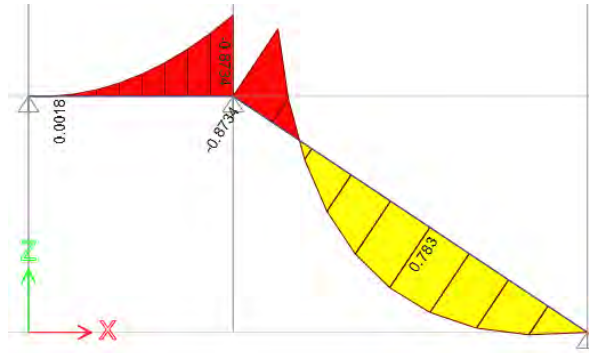


Figura 10.1 Envolvente-Diagrama de Momento Flector (tn-m)

Las combinaciones de carga, mediante la ecuación (1.2) se presentan en el cuadro 10.2.

Tabla 10.2

Envolvente de Momentos flectores (tn-m)

	Tramo A-B			Tramo B-C		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	0.00	-0.11	-0.34	-0.34	0.32	0.00
CV	0.00	-0.04	-0.23	-0.23	0.20	0.00
1.4*CM+1.7*CV	0.00	-0.22	-0.87	-0.87	0.78	0.00
ENVOLVENTE SUP.	0.00	-0.22	-0.87	-0.87	0.00	0.00
ENVOLVENTE INF.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00

El diseño se realizará mediante las ecuaciones (5.3) y (5.4). Por lo tanto, a continuación, se puede ver los valores del acero requerido y acero instalado por 1 metro de ancho de escalera.

Tabla 10.3

Diseño por flexión de escalera

Tramo	Ubicación		Mu (tn-m)	d (cm)	a	As _{req.} (cm ²)	As _{colocado}
Tramo A-B	Izquierda	Arriba	0.00	12	0.00	0.00	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.00	12	0.00	0.00	Φ3/8" @20cm
	Centro	Arriba	0.22	12	0.11	0.49	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.00	12	1.38	1.76	Φ3/8" @20cm
	Derecha	Arriba	0.87	12	0.46	1.96	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.00	12	1.73	2.21	Φ3/8" @20cm
Tramo B-C	Izquierda	Arriba	0.87	19.27	0.28	1.20	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.00	19.27	2.25	2.86	Φ3/8" @20cm
	Centro	Arriba	0.00	19.27	0.68	0.87	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.78	19.27	0.25	1.08	Φ3/8" @20cm
	Derecha	Arriba	0.00	19.27	9.89	12.61	Φ3/8" @20cm
		Abajo	0.00	19.27	2.42	3.08	Φ3/8" @20cm

Nota. Se verificó el ϕM_n con el acero respectivo en cada sección y es superior a Mu.

10.2. Diseño: Corte

Es igual al diseño de una losa maciza. Por lo tanto, se empleará la ecuación (5.7).

$$\phi V_{c-\text{descanso}} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 7.834 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c-\text{escalera}} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 12.580 \text{ tn}$$

El diagrama de la envolvente se presenta a continuación:

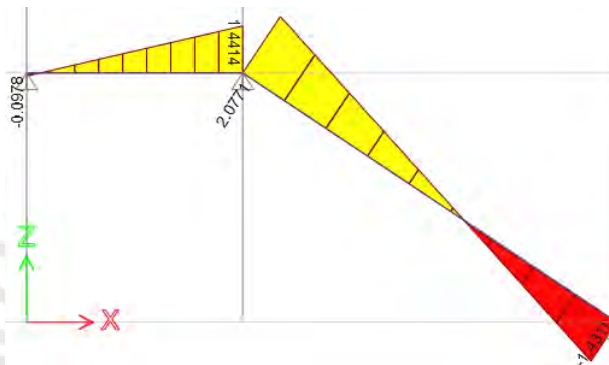


Figura 10.2 Envolvente-Diagrama de Fuerza Cortante (tn)

Tabla 10.4

Envolvente de Fuerza Cortante (tn-m)

	Tramo A-B			Tramo B-C		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	0.031	----	0.499	0.834	----	-0.579
CV	0.083	----	-0.437	0.535	----	-0.365
1.4*CM+1.7*CV	0.00	----	-0.87	-0.87	----	0.00
ENVOLVENTE SUP.	-0.098	----	----	----	----	-1.43
ENVOLVENTE INF.	0.00	----	1.441	2.078	----	----

Se comprueba que la resistencia del concreto es superior a la demandada. Por lo tanto, se presenta el diseño final:

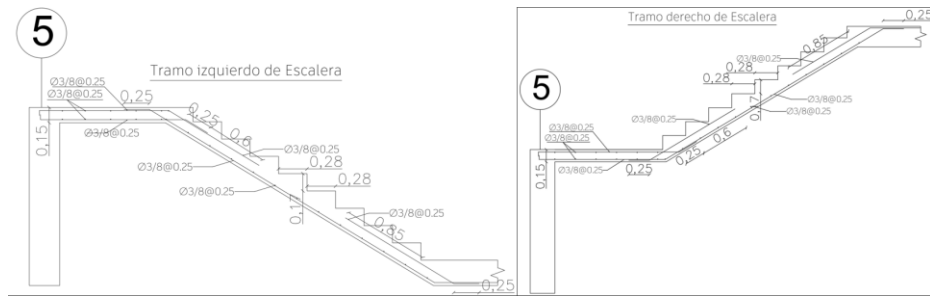


Figura 10.3 Diseño final escalera

11. CONCLUSIONES

- En la parte del análisis sísmico, se asumió un “R” igual a 6 y una estructura regular. Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 11.1

Porcentaje de la cortante asumida por las placas

NIVEL	CARGA	PLACA	TOTAL	%PLACAS
T-01	SISXXMY+	647.00	723.15	89.47
T-01	SISXXMY-	599.84	668.23	89.77
T-01	SISYYMX+	655.12	748.32	87.54
T-01	SISYYMX-	566.19	644.97	87.79

En los cuatro casos de carga, las placas absorben más del 70% de la cortante. Es decir, el sistema estructural asumido fue correcto.

- Se pudo observar que el valor de “R” es irrelevante para poder obtener las derivas. Estas dependen de la regularidad estructural y los factores “Z”, “U”, “C” y “S”.
- Los periodos para el eje “X” y eje “Y” son 0.398 s y 0.404 s respectivamente. Se pueden apreciar periodos cortos en ambas direcciones. Ello se debe a la gran cantidad de placas que hay en ambas direcciones.
- La ubicación de las placas, poseen una gran influencia en la rigidez torsional. Ello se evidencia en el análisis de la torsión de la edificación. Se puede apreciar una mayor

rigidez a la torsión en el eje “X”. Ello se evidencia debido a las menores derivas máximas y el menor ratio de derivas.

- La cortante obtenida mediante el análisis espectral, debe de ser amplificado para poder alcanzar el requerimiento mínimo (estructura regular). Los factores de amplificación fueron de 1.144 y 1.239 en dirección “X” y de 1.106 y 1.283 en dirección “Y”. Estos factores corresponden respectivamente a los casos de carga con excentricidad definidos anteriormente.
- Las vigas se diseñaron en base al Capítulo 21 (E.060 Concreto Armado). Por ello, el diseño por corte se realizó por capacidad y el espaciamiento “s” es de acuerdo a la mencionada norma.
- El diseño por capacidad permite que el diseño favorezca la afloración de rótulas plásticas frente a cargas laterales (brinda ductilidad).
- El diseño de columnas y placas se realizó agrupando niveles para poder realizar un diseño más eficiente. Es necesario mencionar que, en ninguno de los niveles, ningún elemento posee una cuantía inferior a la mínima.
- El diagrama de interacción de columnas y de lacas fue corroborado por cálculos manuales y se verificó la confiabilidad de estos.
- La longitud confinada en la placa P-06 se pudo obtener mediante estribos extras del acero vertical fuera del núcleo confinado planteado inicialmente. Ello se realizó para no afectar el diseño previo (flexo compresión).
- En los niveles superiores, las placas no requieren los núcleos confinados. Sin embargo, estos deben de incluirse para prevenir fallas en los extremos.
- La reducción del momento generado por la excentricidad de las cimentaciones de las columnas laterales puede ser controlado con las vigas de cimentación.

12. BIBLIOGRAFÍA

Blanco, B. A. & Colegio de Ingenieros del Perú. (1990). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.

ETABS Versión 21.2.0. Computers and Structures Inc.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima, Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma E.060 Concreto armado*. Lima, Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Muñoz Pelaez, Alejandro. 2015. *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Ottazzi P. G., & Pontificia Universidad Católica del Perú. (2017). *Apuntes del curso: Análisis estructural I*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.

SAP 2000 Versión 24.2.0. Computers and Structures Inc.



Anexo A: PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES

VENTANAS-REPORTE-NIVEL 1

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 1	V-1	7	0.60 m	1.20 m
NIVEL 1	V-2	5	1.00 m	1.30 m
NIVEL 1	V-Baño	15	0.50 m	0.50 m
27		27		

HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 1

Level	Name	Area
NIVEL 1	Cocina	29 m ²
NIVEL 1	Corredor	153 m ²
NIVEL 1	Depósito	29 m ²
NIVEL 1	Despensa	24 m ²
NIVEL 1	Entrada	38 m ²
NIVEL 1	Guarda Maletas	11 m ²
NIVEL 1	HALL	115 m ²
NIVEL 1	Jardín	177 m ²
NIVEL 1	Lavandería	36 m ²
NIVEL 1	Oficina	114 m ²
NIVEL 1	Planchador	35 m ²
NIVEL 1	Recepción	12 m ²
NIVEL 1	Recibidor	139 m ²
NIVEL 1	Restaurante	152 m ²
NIVEL 1	S.S.H.H-Hombres	12 m ²
NIVEL 1	S.S.H.H-Mujeres	12 m ²
NIVEL 1	S.S.H.H.	45 m ²
NIVEL 1	Sala de Conferencias	117 m ²
NIVEL 1	Sala de Juntas	24 m ²
NIVEL 1	Vestidor	4 m ²
NIVEL 1	Vestidores Hombres	17 m ²
NIVEL 1	Vestidores Mujeres	17 m ²
NIVEL 1		1311 m ²
NIVEL 1	ÁREA TOTAL: 43	1311 m ²

PUERTAS-REPORTE-NIVEL 1

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 1	Abertura	2	0.00 m	0.00 m
NIVEL 1	P-General	15	0.90 m	2.40 m
NIVEL 1	P-oficina	9	0.90 m	2.40 m
NIVEL 1	P-PRINCIPAL	1	1.20 m	2.00 m
NIVEL 1	P-Sala de conferencias	1	1.81 m	2.11 m
NIVEL 1	PV-1-HALL	1	1.18 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-1-Jardín	2	1.47 m	2.39 m
NIVEL 1	PV-1-Oficina	1	1.27 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-2-Jardín	1	1.39 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-2-Oficina	1	1.35 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-3-Oficina	1	1.29 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-4-Jardín	1	1.32 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-5-Jardín	1	1.30 m	2.40 m
NIVEL 1	PV-ENTR. REST.-1	1	0.85 m	2.35 m
NIVEL 1	PV-ENTR. REST.-2	1	1.03 m	2.35 m
39		39		

HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 2

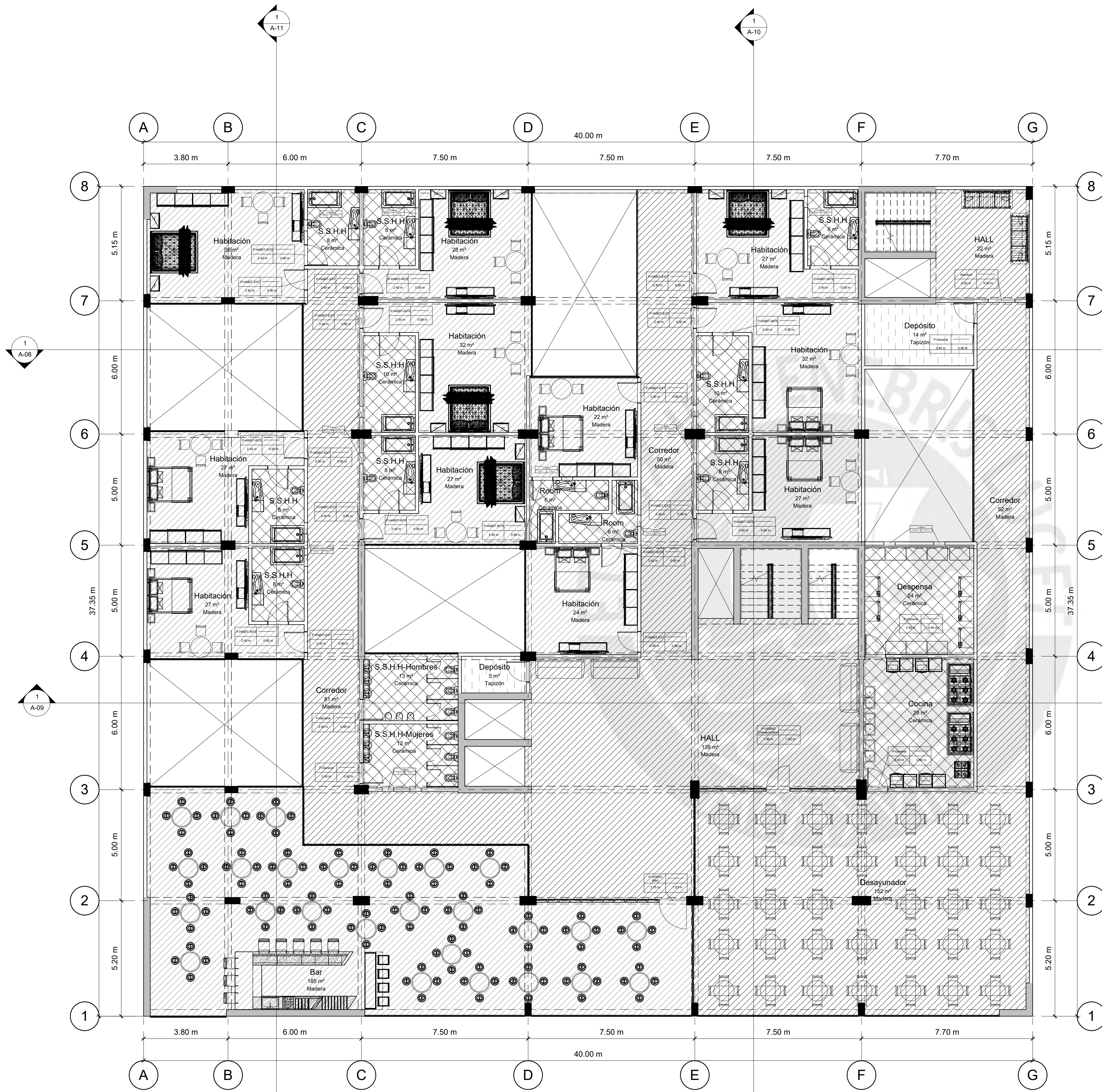
Level	Name	Area
NIVEL 2	Bar	185 m ²
NIVEL 2	Cocina	29 m ²
NIVEL 2	Corredor	183 m ²
NIVEL 2	Depósito	18 m ²
NIVEL 2	Desayunador	152 m ²
NIVEL 2	Dispensa	24 m ²
NIVEL 2	Habitación	309 m ²
NIVEL 2	HALL	160 m ²
NIVEL 2	Room	13 m ²
NIVEL 2	S.S.H.H	76 m ²
NIVEL 2	S.S.H.H-Hombres	13 m ²
NIVEL 2	S.S.H.H-Mujeres	12 m ²
NIVEL 2		1175 m ²
NIVEL 2	ÁREA TOTAL: 35	1175 m ²

PUERTAS-REPORTE-NIVEL 2

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 2	Abertura	1	0.00 m	0.00 m
NIVEL 2	P-General	6	0.90 m	2.40 m
NIVEL 2	P-HABIT-EXT	11	0.90 m	2.40 m
NIVEL 2	P-HABIT-INT	11	0.90 m	2.40 m
NIVEL 2	P-VIDRIO (Bar)	1	1.23 m	2.75 m
NIVEL 2	P-VIDRIO (Desayunador)	1	1.03 m	1.98 m
NIVEL 2		31		

VENTANAS-REPORTE NIVEL 2

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 2	V-Baño	15	0.50 m	0.50 m
NIVEL 2		15		



1 NIVEL 2
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

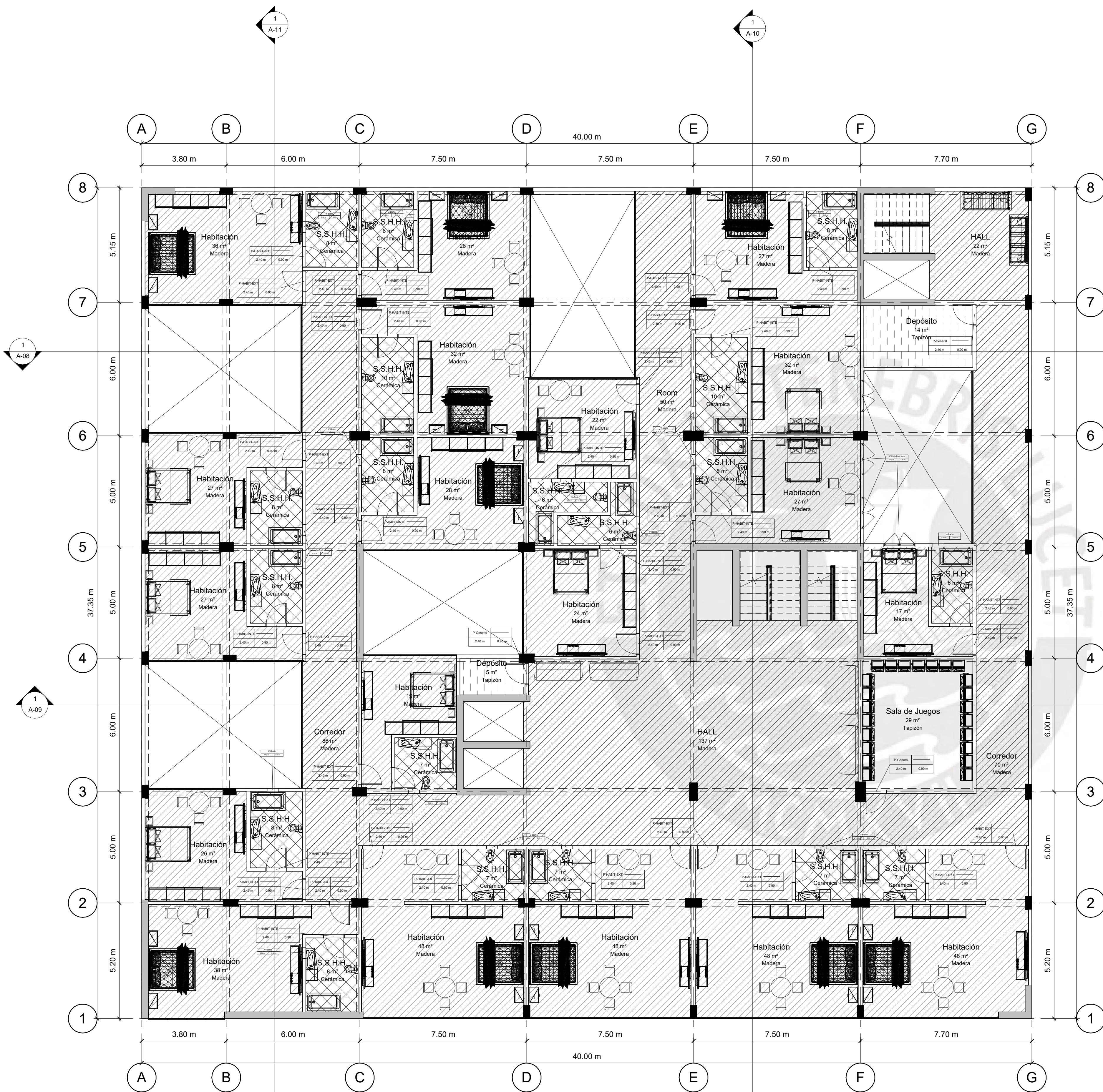
Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-02

Scale 1 : 100



HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 3

Level	Name	Area
NIVEL 3	Corredor	156 m ²
NIVEL 3	Depósito	18 m ²
NIVEL 3	Habitación	602 m ²
NIVEL 3	HALL	159 m ²
NIVEL 3	Room	50 m ²
NIVEL 3	S.S.H.H.	144 m ²
NIVEL 3	Sala de Juegos	29 m ²
NIVEL 3		1158 m ²
NIVEL 3	ÁREA TOTAL: 46	1158 m ²

PUERTAS-REPORTE-NIVEL 3

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 3	P-General	3	0.90 m	2.40 m
NIVEL 3	P-HABIT-E XT	24	0.90 m	2.40 m
NIVEL 3	P-HABIT-IN TE	14	0.90 m	2.40 m
41		41		

VENTANAS-REPORTE NIVEL 3

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 3	V-Baño	19	0.50 m	0.50 m
NIVEL 3	V-Habitaciones	4	1.40 m	0.90 m
23		23		

HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 4

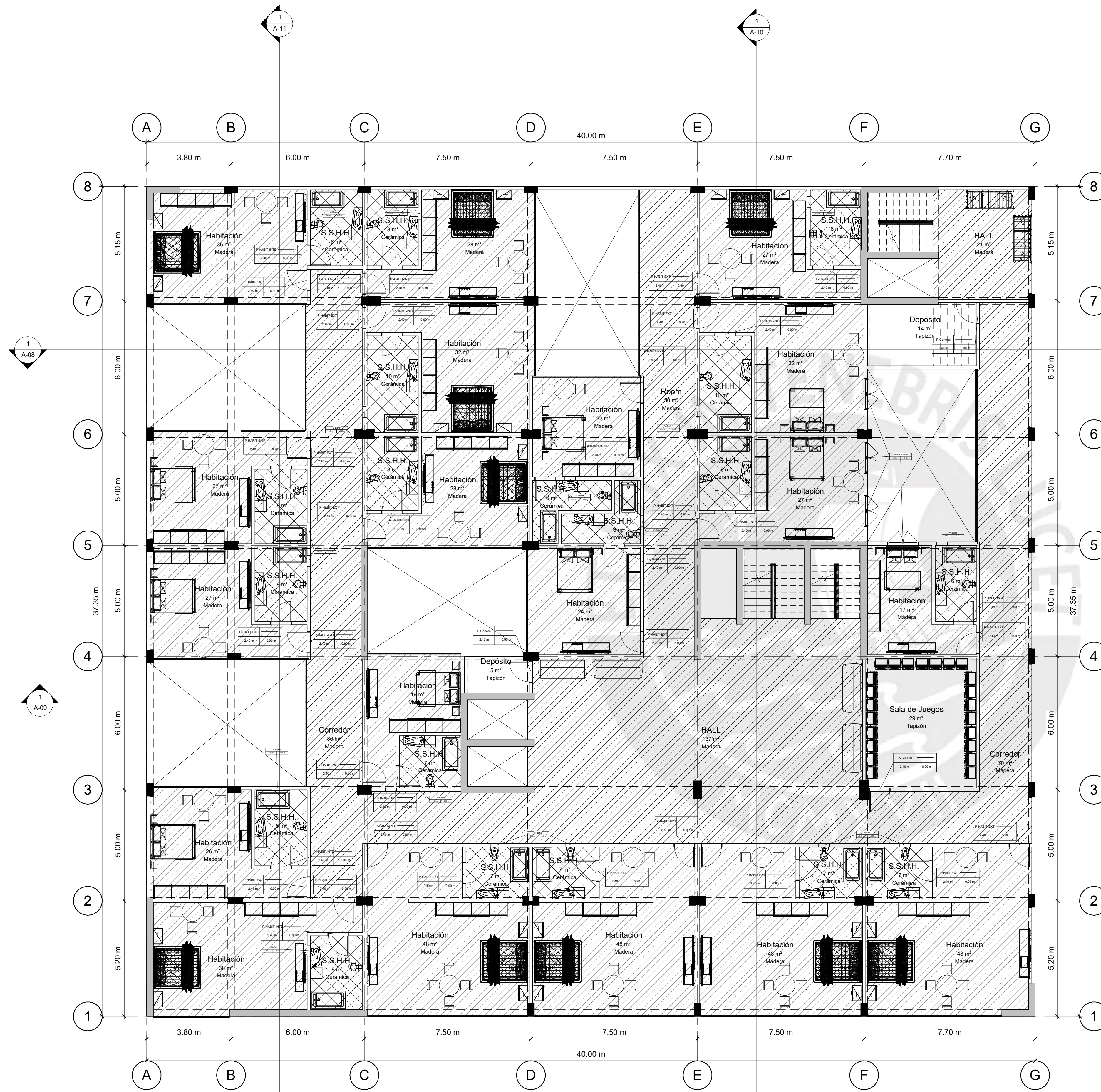
Level	Name	Area
NIVEL 4	Corredor	156 m ²
NIVEL 4	Depósito	18 m ²
NIVEL 4	Habitación	602 m ²
NIVEL 4	HALL	158 m ²
NIVEL 4	Room	50 m ²
NIVEL 4	S.S.H.H.	144 m ²
NIVEL 4	Sala de Juegos	29 m ²
NIVEL 4		1158 m ²
NIVEL 4	ÁREA TOTAL: 46	1158 m ²

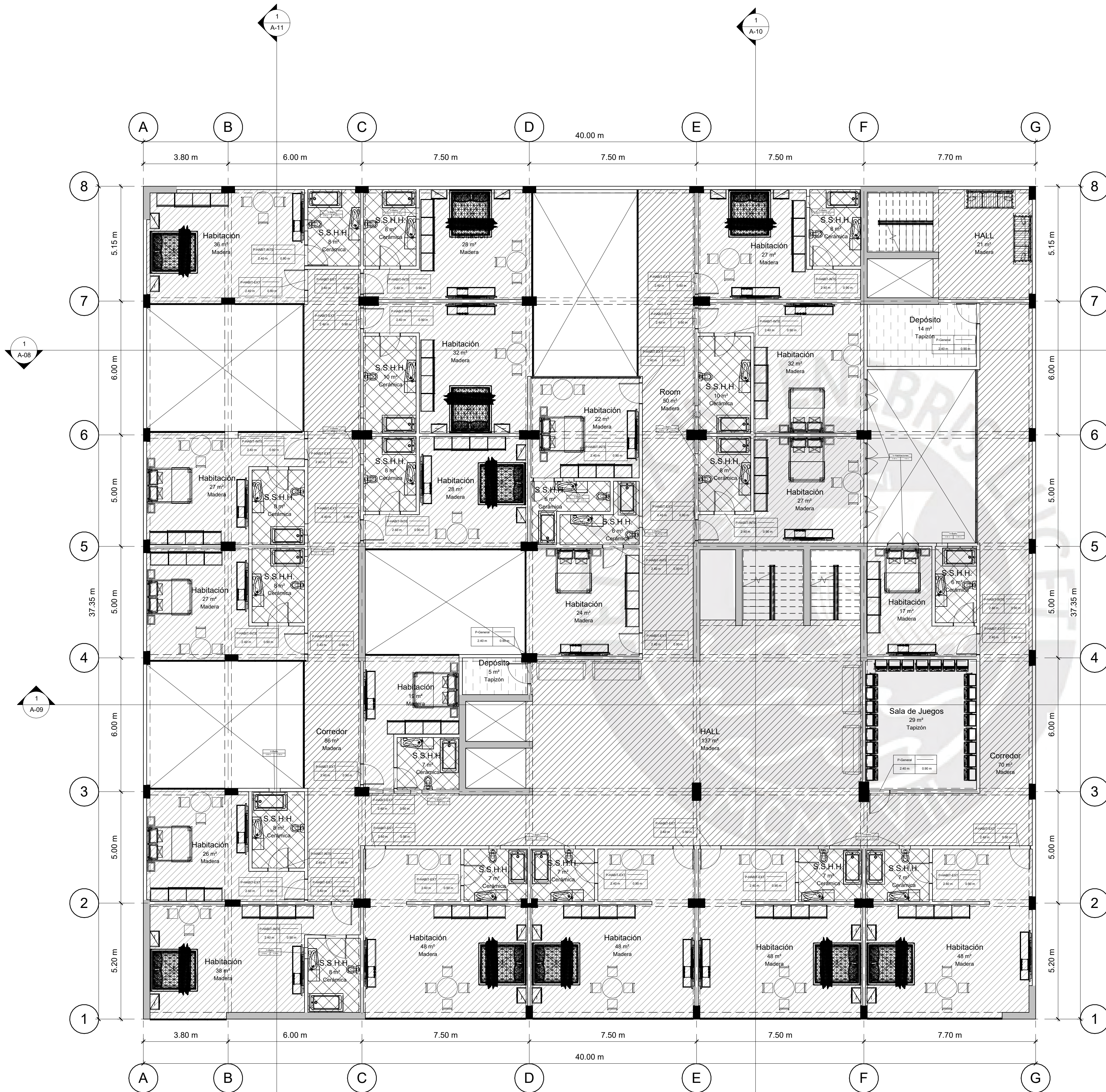
PUERTAS-REPORTE-NIVEL 4

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 4	P-General	3	0.90 m	2.40 m
NIVEL 4	P-HABIT-E XT	24	0.90 m	2.40 m
NIVEL 4	P-HABIT-IN TE	14	0.90 m	2.40 m
41		41		

VENTANAS-REPORTE NIVEL 4

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 4	V-Baño	20	0.50 m	0.50 m
NIVEL 4	V-Habitaciones	4	1.40 m	0.90 m
24		24		





HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 5

Level	Name	Area
NIVEL 5	Corredor	156 m ²
NIVEL 5	Depósito	18 m ²
NIVEL 5	Habitación	602 m ²
NIVEL 5	HALL	158 m ²
NIVEL 5	Room	50 m ²
NIVEL 5	S.S.H.H.	144 m ²
NIVEL 5	Sala de Juegos	29 m ²
NIVEL 5		1158 m ²
ÁREA TOTAL: 46		1158 m ²

PUERTAS-REPORTE-NIVEL 5

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 5	P-General	3	0.90 m	2.40 m
NIVEL 5	P-HABIT-E XT	24	0.90 m	2.40 m
NIVEL 5	P-HABIT-IN TE	14	0.90 m	2.40 m
41		41		

VENTANAS-REPORTE NIVEL 5

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 5	V-Baño	20	0.50 m	0.50 m
NIVEL 5	V-Habitaciones	4	1.40 m	0.90 m
24		24		

HABITACIONES-REPORTE-NIVEL 6

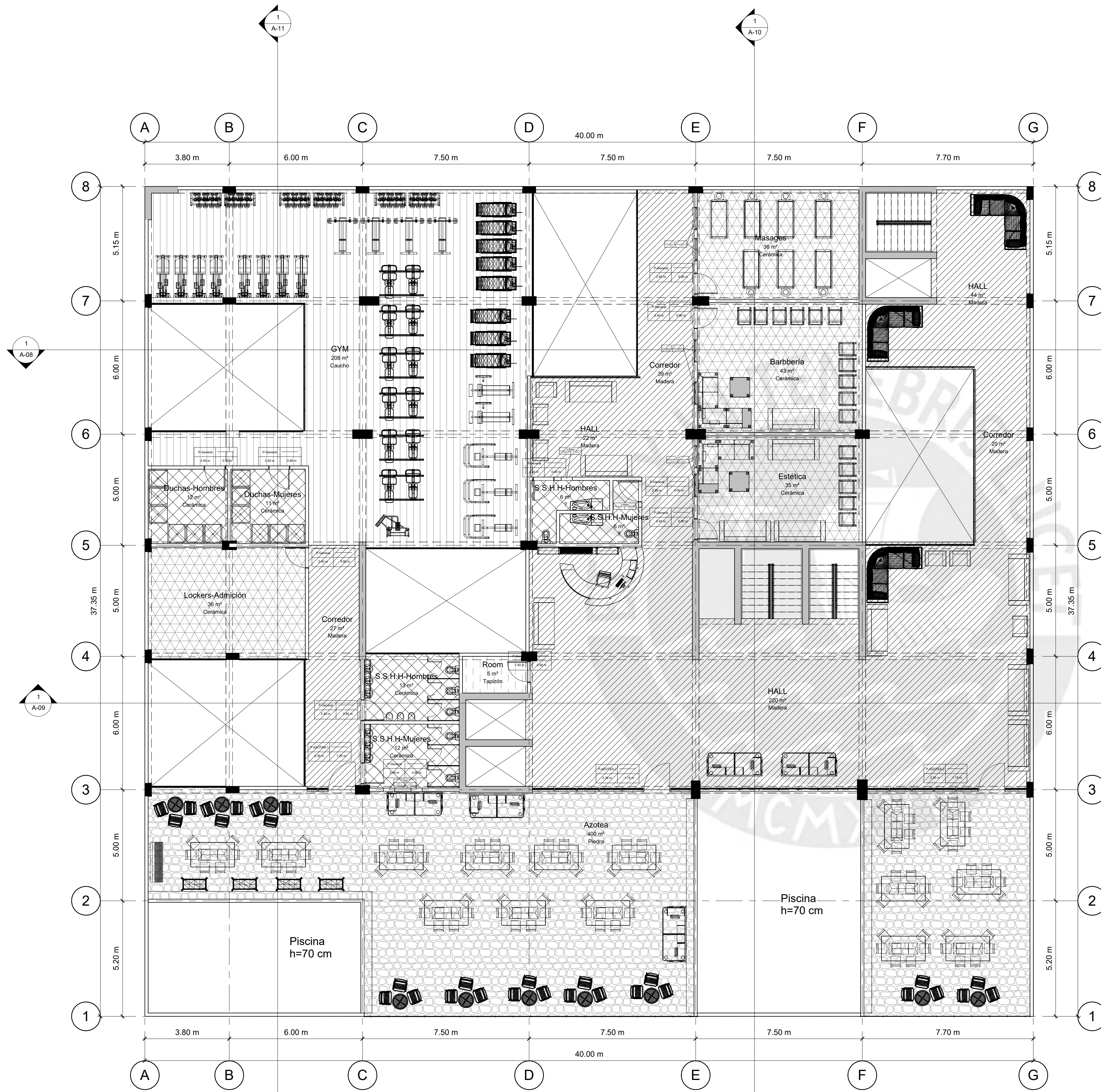
Level	Name	Area
NIVEL 6	Azotea	400 m ²
NIVEL 6	Barbbería	43 m ²
NIVEL 6	Corredor	86 m ²
NIVEL 6	Duchas-Hombres	12 m ²
NIVEL 6	Duchas-Mujeres	11 m ²
NIVEL 6	Estética	35 m ²
NIVEL 6	GYM	208 m ²
NIVEL 6	HALL	285 m ²
NIVEL 6	Lockers-Admisión	36 m ²
NIVEL 6	Masajes	36 m ²
NIVEL 6	Room	5 m ²
NIVEL 6	S.S.H.H-Hombres	19 m ²
NIVEL 6	S.S.H.H-Mujeres	19 m ²
NIVEL 6		1195 m ²
ÁREA TOTAL: 19		1195 m ²

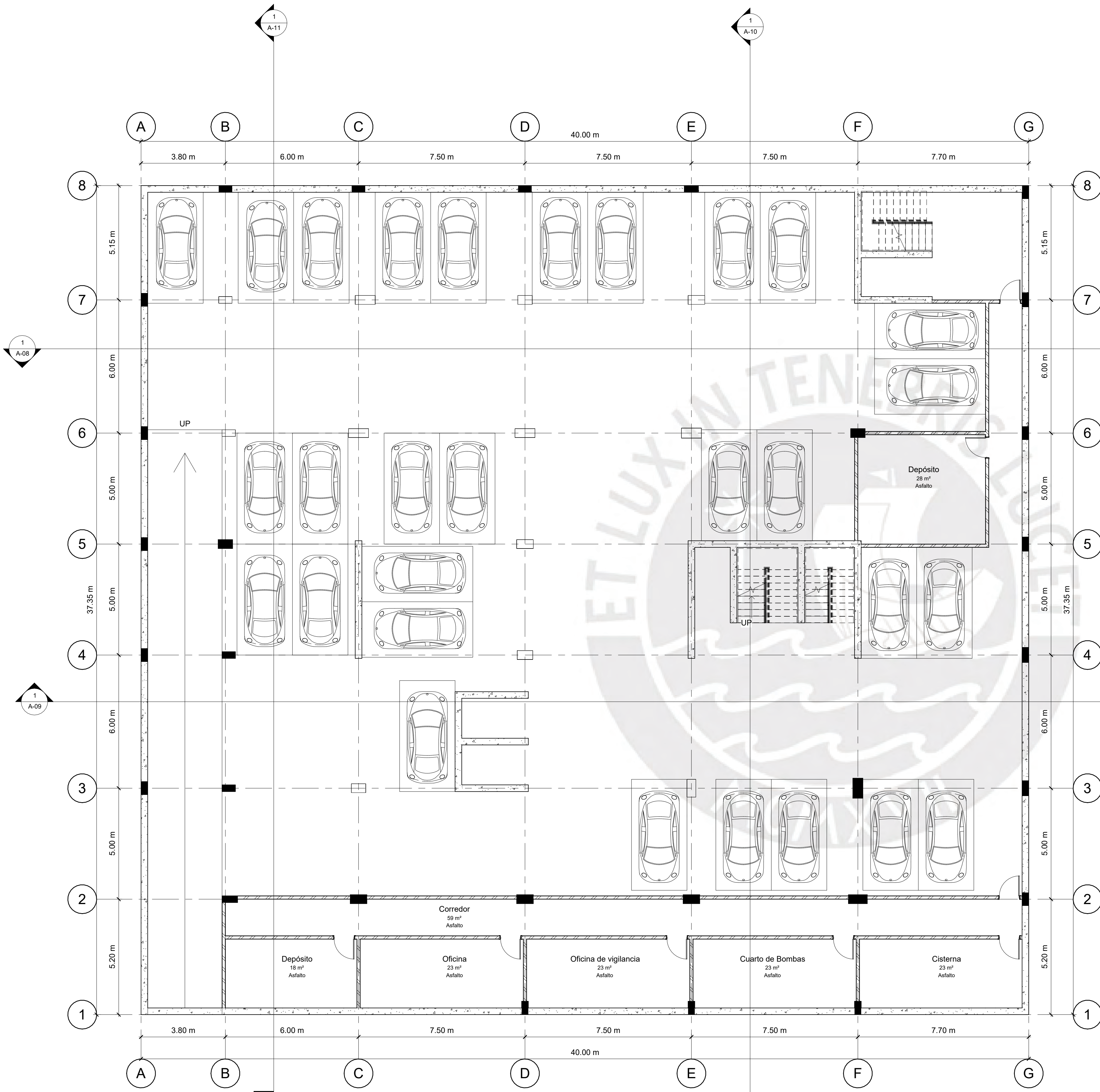
PUERTAS-REPORTE-NIVEL 6

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 6	P-AZOTEA -1	1	1.20 m	2.35 m
NIVEL 6	P-AZOTEA -2	2	1.15 m	2.35 m
NIVEL 6	P-General	11	0.90 m	2.40 m
14		14		

VENTANAS-REPORTE NIVEL 6

Level	Type	Count	Width	Height
NIVEL 6	V-2	6	1.00 m	1.30 m
NIVEL 6	V-Baño	4	0.50 m	0.50 m
10		10		





HABITACIONES-REPORTE-NIVEL...

Level	Name	Area
SÓTANO	Cisterna	23 m ²
SÓTANO	Corredor	59 m ²
SÓTANO	Cuarto de Bombas	23 m ²
SÓTANO	Depósito	47 m ²
SÓTANO	Oficina	23 m ²
SÓTANO	Oficina de vigilancia	23 m ²
SÓTANO	ÁREA TOTAL: 7	196 m ²

PUERTAS-REPORTE-NIVEL SÓTANO

Level	Type	Count	Width	Height
SÓTANO	P-Sótano-1	8	0.90 m	2.10 m
8		8		

1 SÓTANO
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

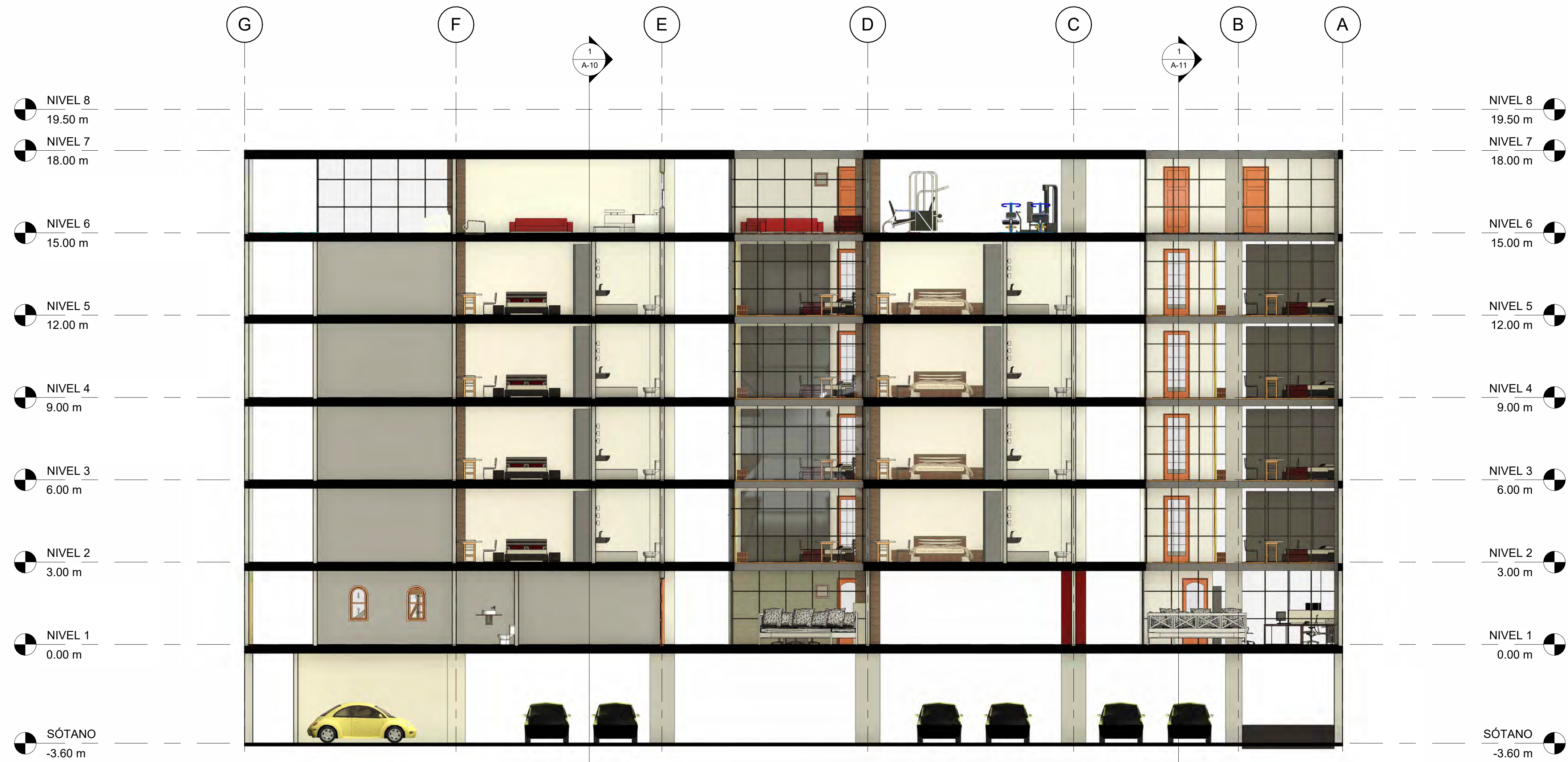
Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-07

Scale 1 : 100



1 Section 1
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-08

Scale

1 : 100



1 Section 2
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-09

Scale

1 : 100



1 Section 3
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-10

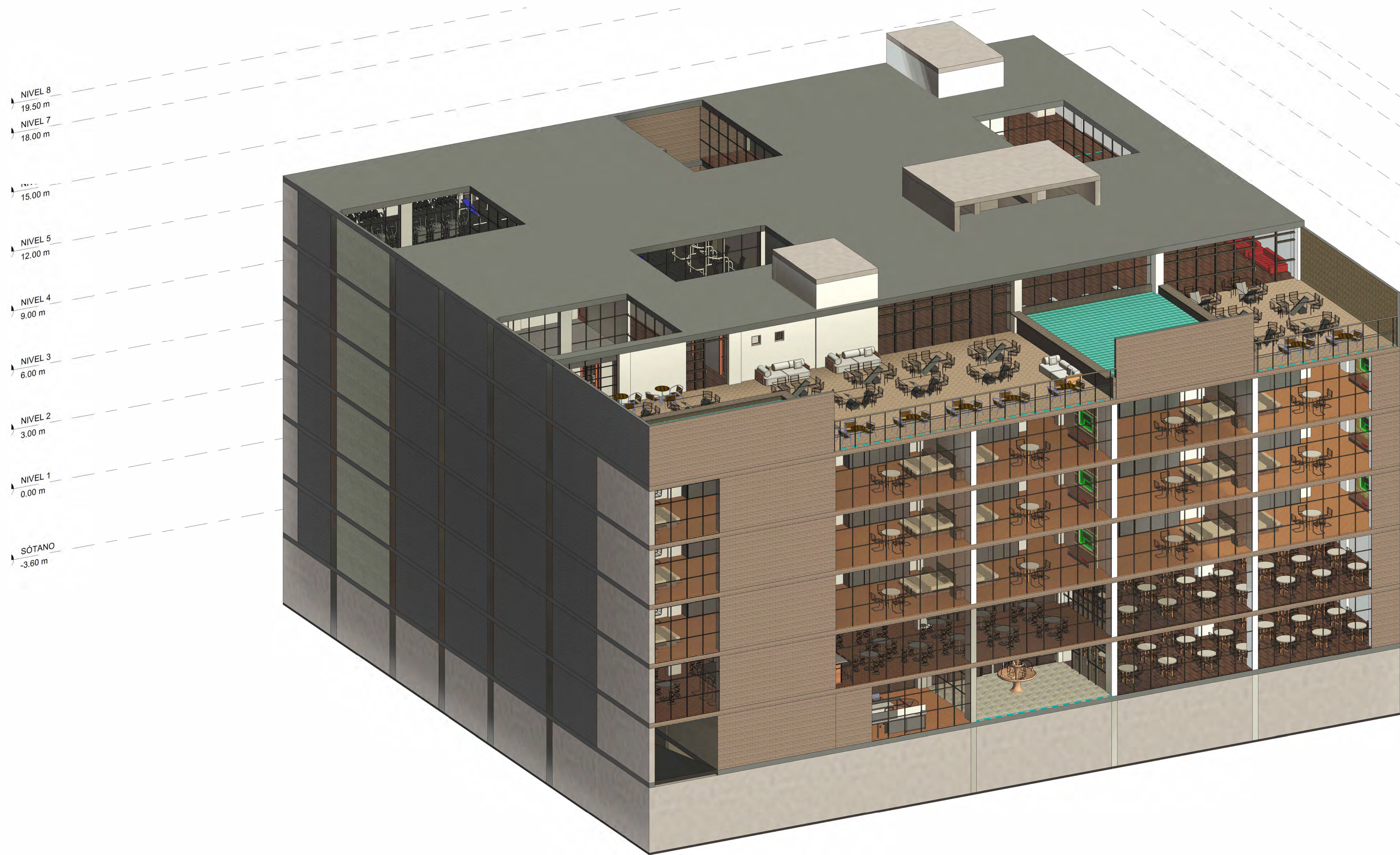
Scale

1 : 100



1 Section 4
1 : 100

Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga	
Asesor: José Alberto Acero Martínez	
Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente	
Arquitectura	
A-11	
Scale	1 : 100



Hotel 5 Estrellas, ciudad de HUamaga

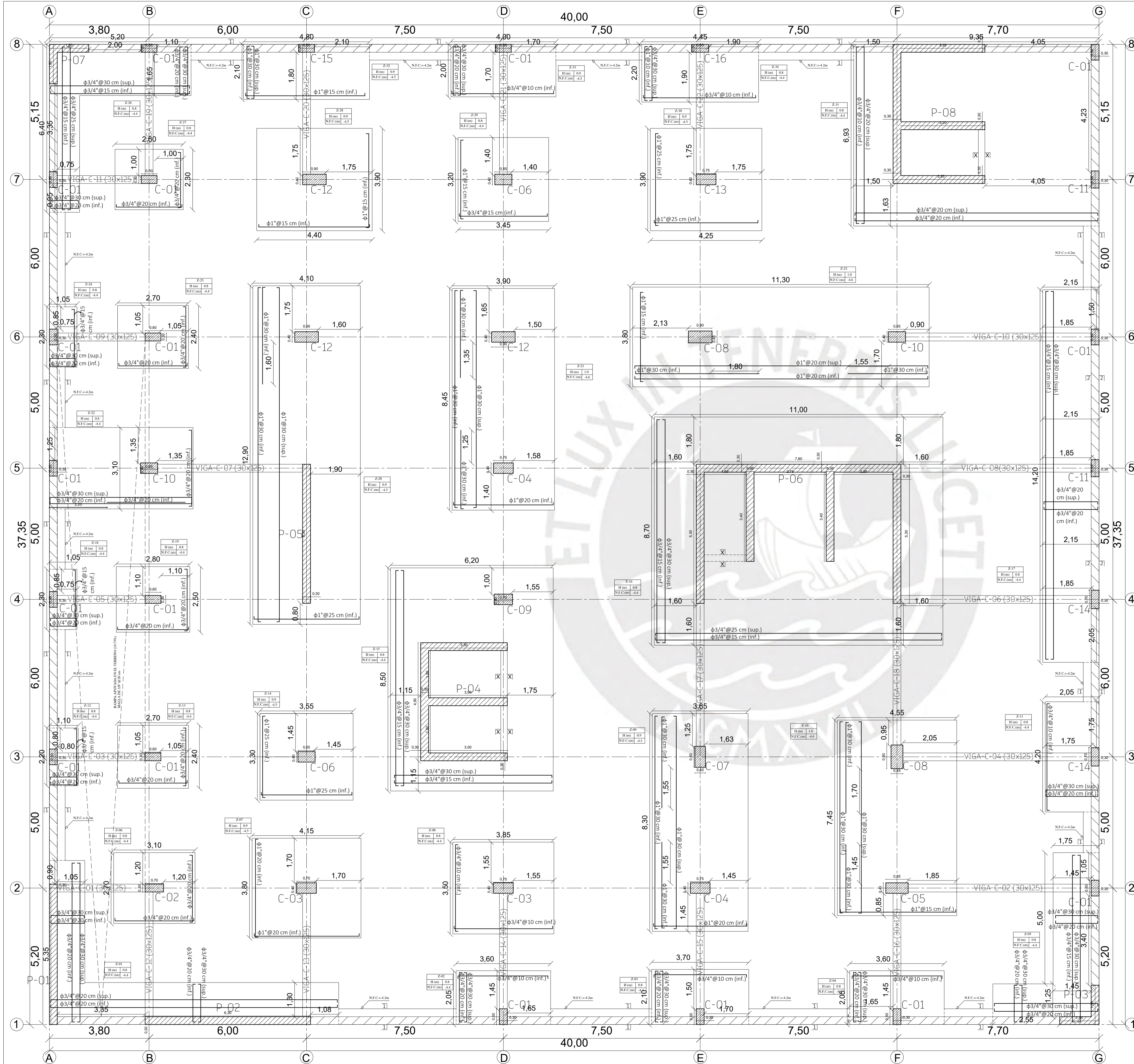
Asesor: José Alberto Acero Martínez

Alumno: Sergio Eduardo Olarte Clemente

Arquitectura

A-12

Scale



CONCRETO ARMADO

- CEMENTO:**
- CEMENTO PORTLAND TIPO I
- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**
- FUENTE DE AGUA AZOTEA Y CISTERNA**
- LA RELACIÓN A/C = 0.45
 - APLICAR ADITIVO PLASTIFICANTE Y TARRAJEAR CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.
 - $f_c \text{ min} = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- RESTO DE LA ESTRUCTURA**
- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (PLACAS Y COLUMNAS 1°PISO-XX°PISO)
 - $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (MUROS DE SÓTANOS)
 - $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (VIGAS DE PISOS SUPERIORES)
 - $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (RESTO DE LA ESTRUCTURA)
- ACERO DE REFUERZO**
- FIERRO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS**
- LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES: SERÁN LOS SIGUIENTES:
- CIMENTACIÓN 7 cm.
 - COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 - PLACAS 2.5 cm.
 - LOSA ARMADA, ALIGERADO Y VIGAS CHATAS 2 cm.
 - CISTERNA CARA SECA 4 cm.
 - MUROS O LOSAS CONTACTO CON EL AGUA 5 cm.

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

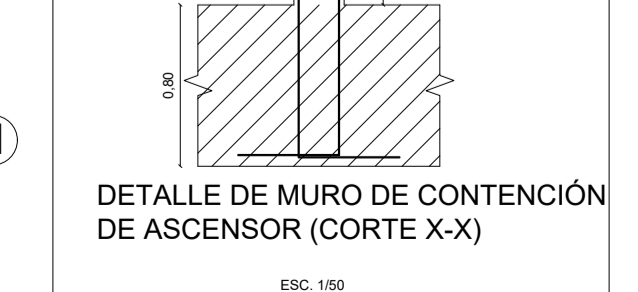
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:**
- XX MUROS DE CONCRETO ARMADO
 - YY MUROS DE CONCRETO ARMADO
- PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO**
- FACTOR DE ZONA $Z=2$
 - FACTOR DE SUELO $S=2$
 $TP=0.6s, TL=2.0s$
 - FACTOR DE USO $U=1.0$
 - COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R_o)
 $R_{oXX} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
 $R_{oYY} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
 - REGULARIDAD ESTRUCTURAL
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA $I_a = 1.0$
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA $I_p = 1.0$
 - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ($R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$)
 $R_{XX} = 6$ $R_{YY} = 6$

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

- DE ACUERDO AL INFORME TECNICO DE ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO, SE TIENE LO SIGUIENTE:
1. TIPO DE CIMENTACION : SUPERFICIAL POR MEDIO DE ZAPATAS AISLADAS Y/O ZAPATAS COMBINADAS.
 2. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION:
ARENA DENSA, MEDIANAMENTE GRUESA.
 3. PRESION ADMISIBLE : 2.25 Kg/cm²
 4. TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE:
TIPO S=2, $T_p = 0.6 \text{ seg.}$, $T_L = 2.0 \text{ seg.}$
 5. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : DESPRECIABLE. USAR CEMENTO TIPO I.
 6. NAPA FREATICA : NO DETECTADA

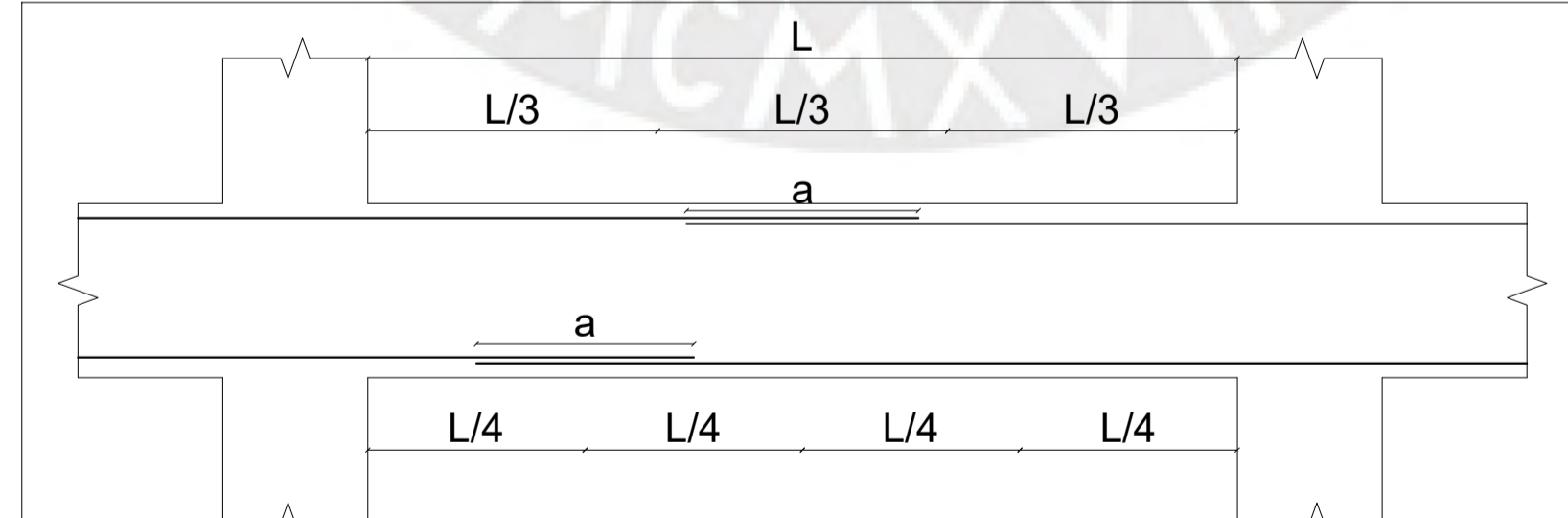
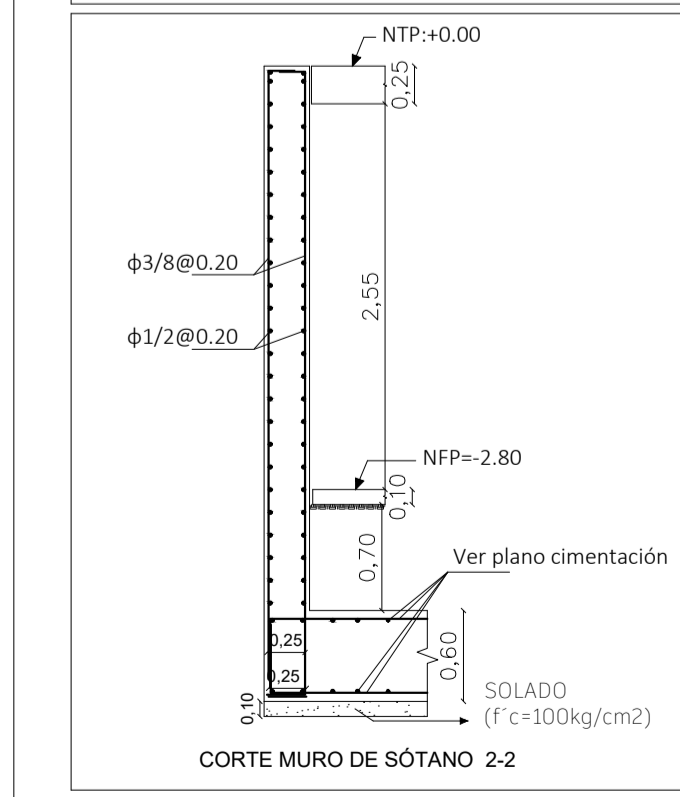
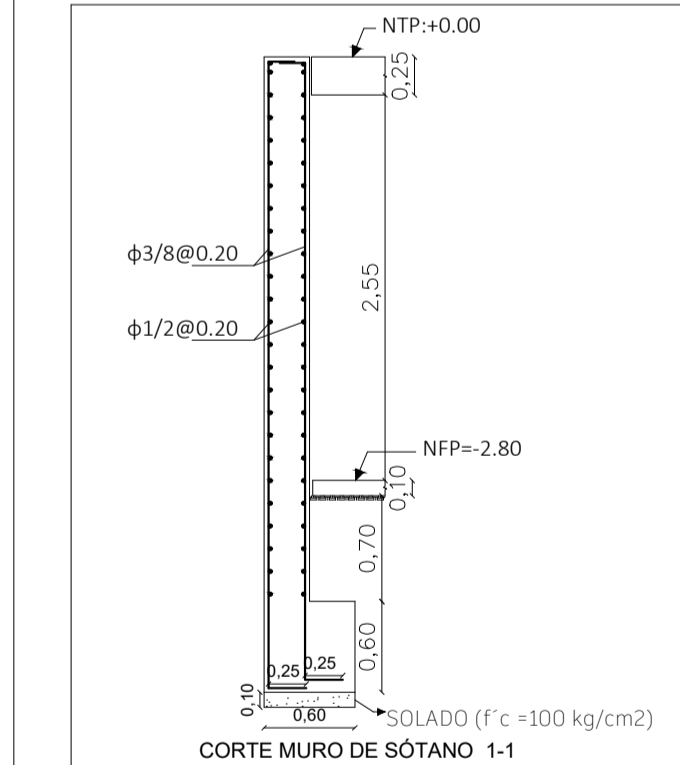
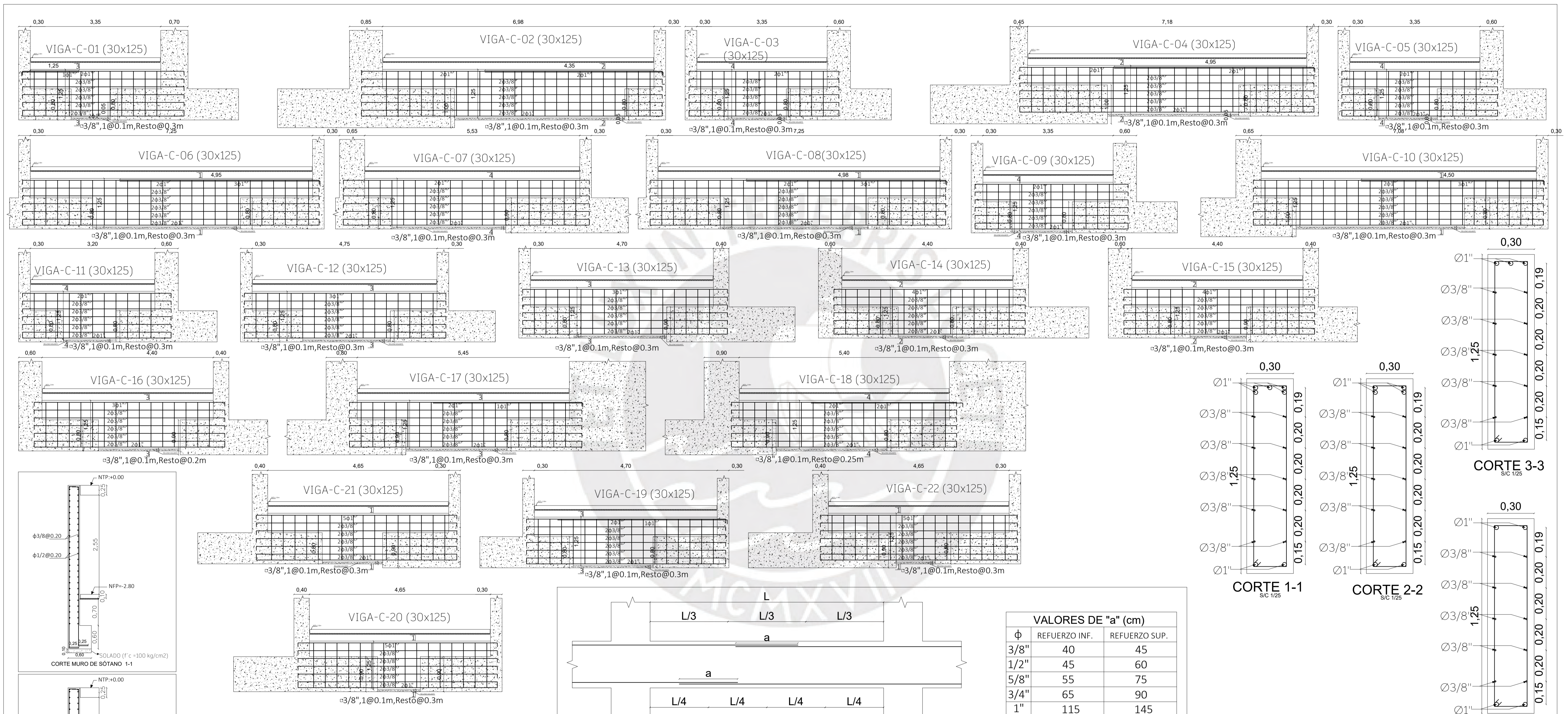
LEYENDA DE CIMENTACIÓN

LEYENDA	RELACIÓN DE PLANOS
ZAPATA	E-1 CIMENTACIÓN
MURO SÓTANO	E-2 VIGAS DE CIMENTACIÓN
COLUMNA	E-3 COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS
PLACA	E-4 ENCOFRADO TECHO SÓTANO 1
VIGA CIMENTACIÓN	E-5 ENCOFRADO TECHO NIVEL 1
	E-6 ENCOFRADO TECHO NIVELES 2 AL 4
	E-7 ENCOFRADO TECHO NIVEL 5
	E-8 ENCOFRADO TECHO NIVEL 6
	E-9 VIGAS TECHO SÓTANO 1
	E-10 VIGAS TECHO NIVEL 1
	E-11 VIGAS TECHO NIVELES 2,3,4
	E-12 VIGAS TECHO NIVEL 5
	E-13 VIGAS TECHO NIVEL 6
	E-14 VIGAS Y VIGAS CHATAS



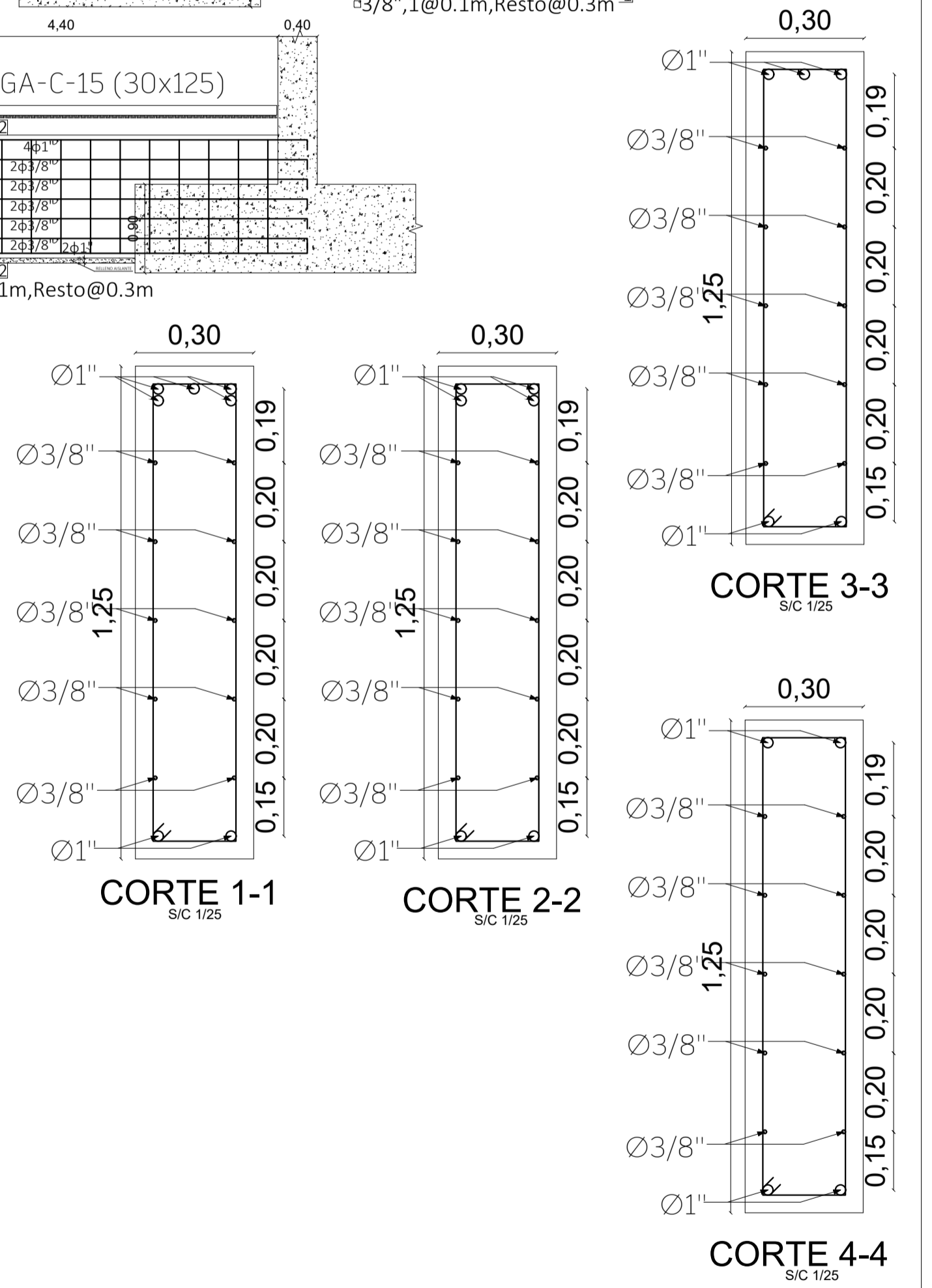
PROYECTO DE TESIS

DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUMANGA
 ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ
 SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE
 CIMENTACIÓN
 1/75 04/07/2025



- DETALLE DE EMPALME DE VIGAS, LOSAS MACIZAS Y LOSAS ALIGERADAS**
- (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL DE ACERO EN UNA SECCIÓN
 - (b) EN CASO DE NO EMPALMAR EL ACERO EN LAS ZONAS SEÑALADAS O CON PORCENTAJE SUPERIOR AL 50%, AUMENTAR EN 30% LA LONGITUD DE EMPALME O REALIZAR LA CONSULTA AL PROYECTISTA.
 - (c) BARRAS SUPERIORES SON CONSULTADAS SOBRE 30 cm O MÁS DE CONCRETO FRESCO.

VALORES DE "a" (cm)		
Φ	REFUERZO INF.	REFUERZO SUP.
3/8"	40	45
1/2"	45	60
5/8"	55	75
3/4"	65	90
1"	115	145



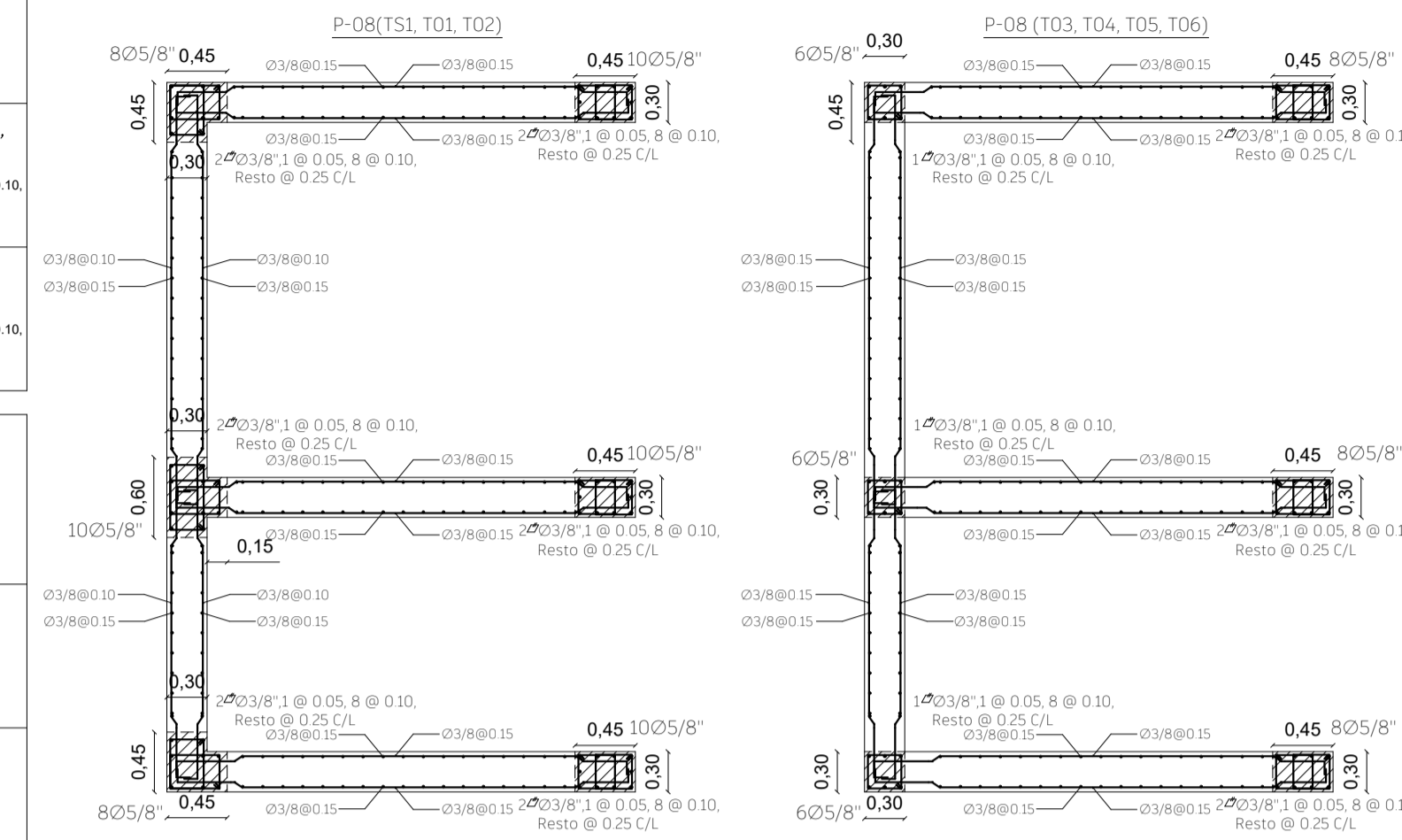
PROYECTO DE TESIS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUAMANGA
 ASESOR: ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ
 ALUMNO: SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE
 PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN
 ESCALA: 1/50, 1/25
 FECHA: 04/07/2025

E-02

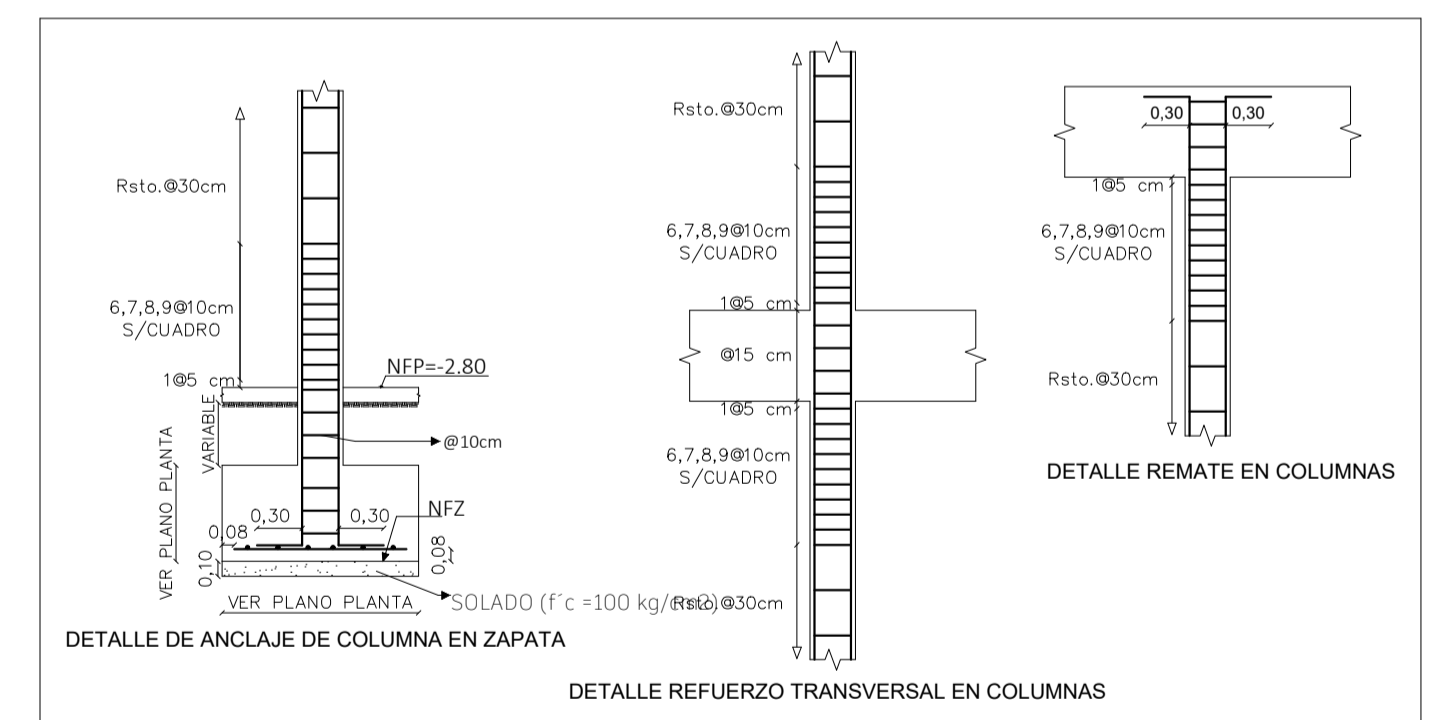
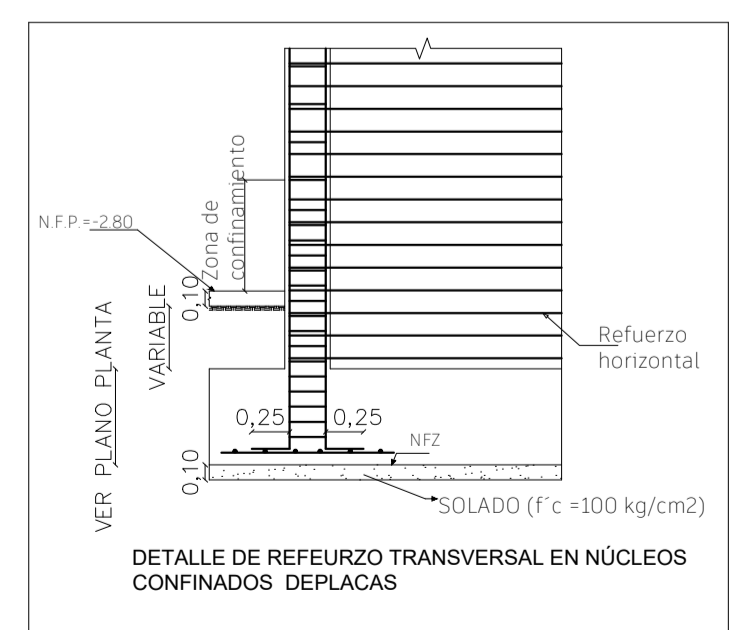
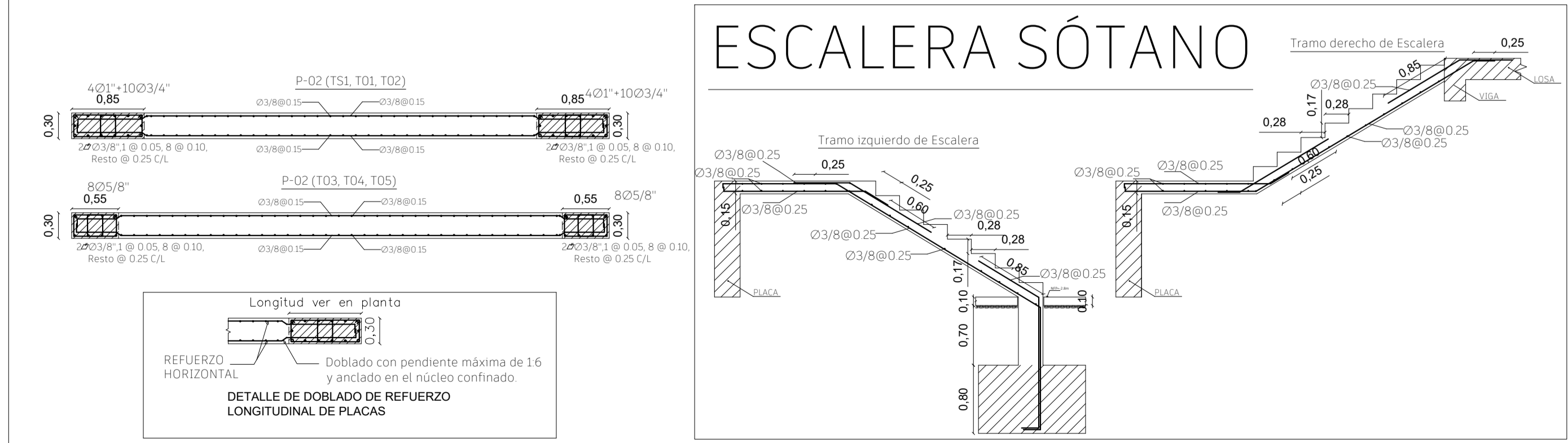
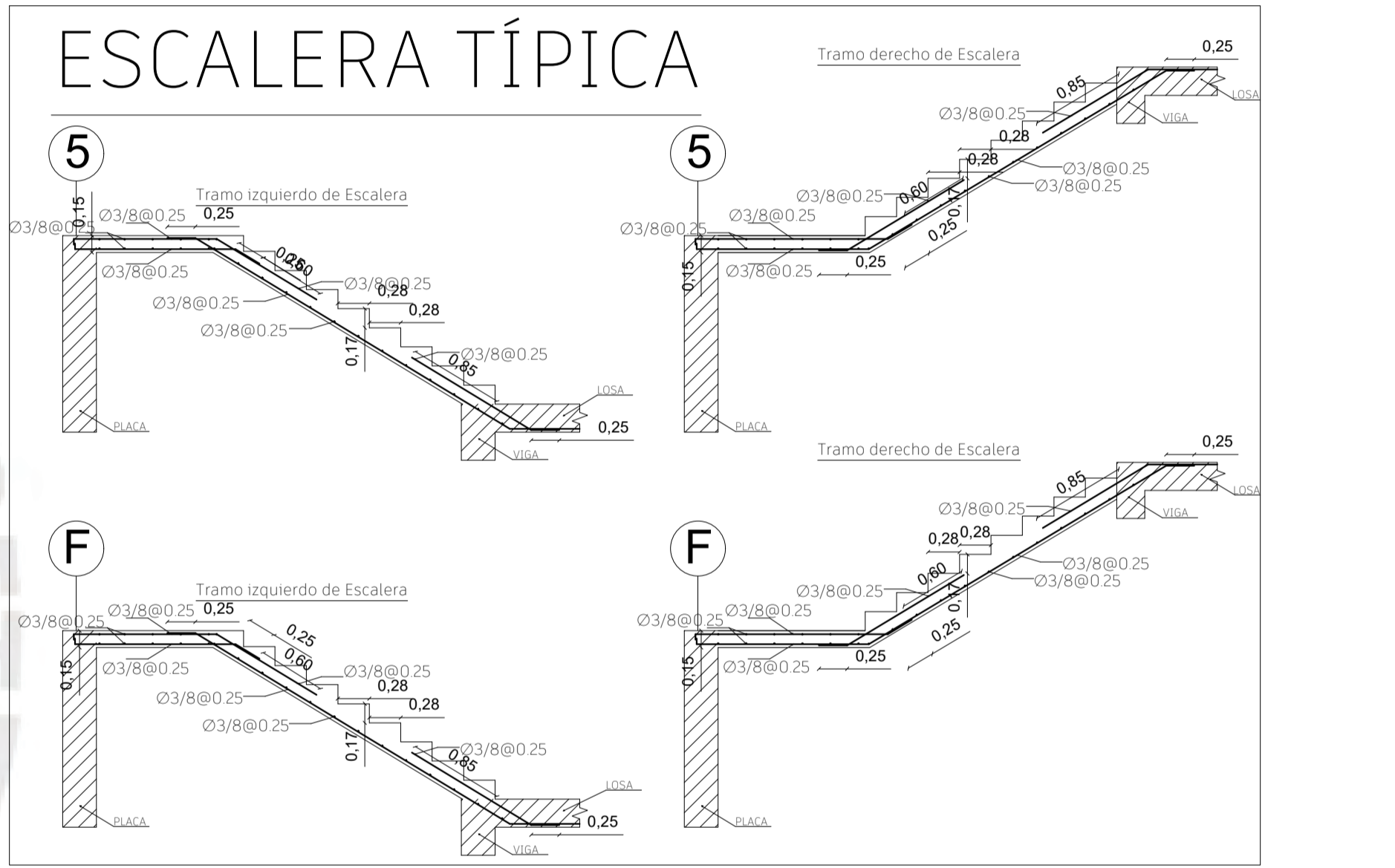
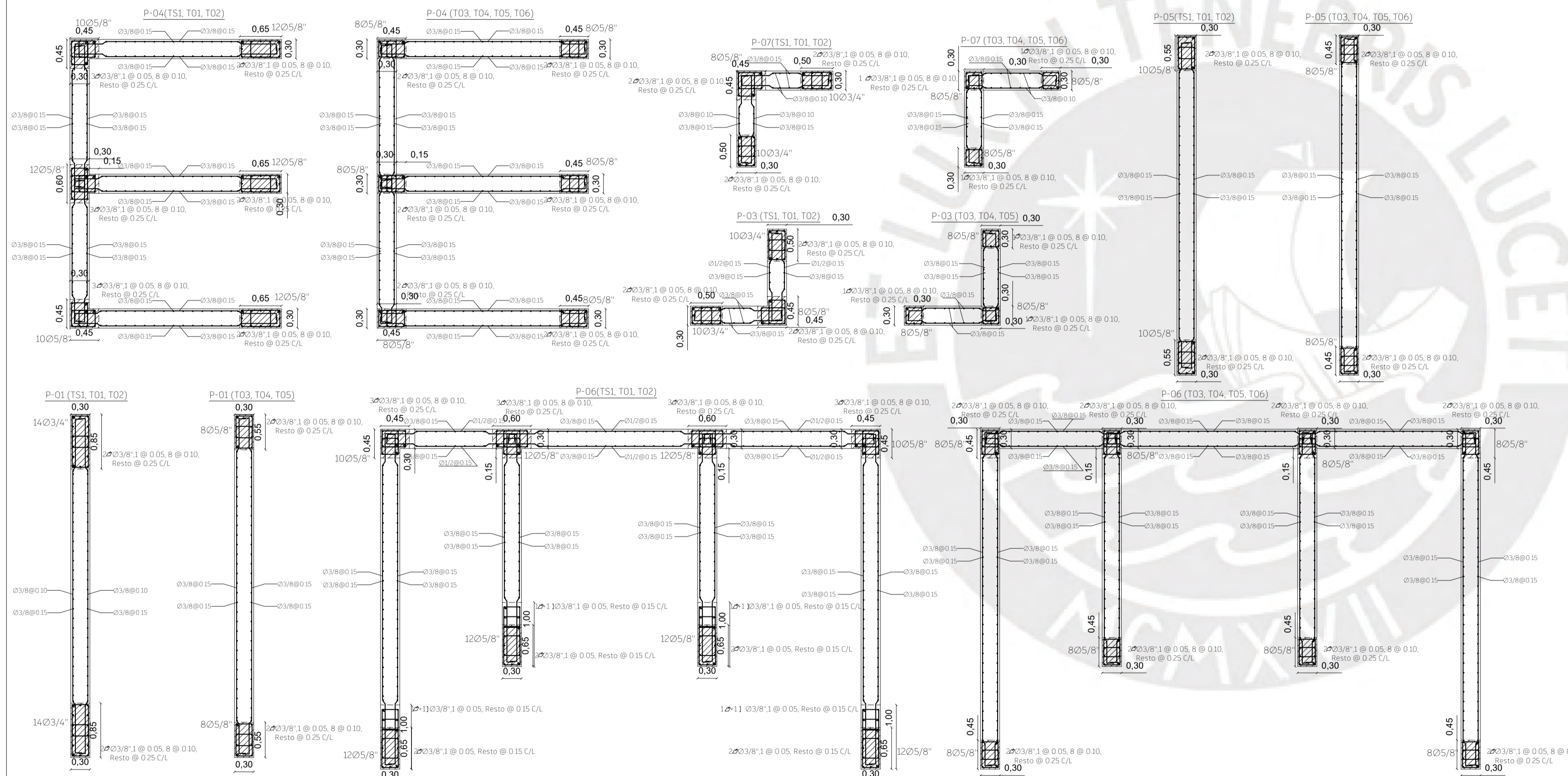
COLUMNA		C-1 (0.3x0.8)	C-2 (0.3x0.7)	C-3 (0.4x0.75)	C-4 (0.4x0.75)	C-5 (0.4x0.85)	C-6 (0.4x0.85)	C-7 (0.4x0.8)	C-8 (0.45x0.9)
NIVEL									
T-S1 al T-02		0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 6ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 6ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.45 4ø1" + 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L
T-03 al T-AZOTEA		0.30 4ø3/4" + 4ø5/8" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 4ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.45 4ø1" + 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L

COLUMNA		C-9 (0.4x0.7)	C-10 (0.4x0.65)	C-11 (0.3x0.65)	C-12 (0.4x0.8)	C-13 (0.4x0.75)	C-14 (0.3x0.7)	C-15 (0.3x0.6)	C-16 (0.3x0.65)
NIVEL									
T-S1 al T-02		0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 6ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 4ø1" + 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 4ø1" + 4ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L
T-03 al T-AZOTEA		0.40 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 10ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 14ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.40 12ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L	0.30 8ø3/4" 2 2'Ø3/8"1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Resto @ 0.30 C/L



Le (cm) en función de f'c (kg/cm2)	
φ	210
3/8"	40
1/2"	45
5/8"	60
3/4"	70
1"	115
1-3/8"	160

Detalle de Empalme de Columna



- (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL DE ACERO EN UNA SECCION
- (b) SE DEBE TRATAR DE EMPALMAR LAS BARRAS EN DIFERENTES LUGARES DE TAL MANERA DE REALIZARLO FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO
- (c) EN CASO DE NO EMPALMAR EL ACERO EN LAS ZONAS SEÑALADAS O CON PORCENTAJE SUPERIOR AL 50%, AUMENTAR EN UN 30% LA LONGITUD DE EMPALME.

LEYENDA

NFP	NIVEL DE FONDO DE CIMENTACIÓN
NFP	NIVEL DE FALSO PISO

PROYECTO DE TESIS

PROFESOR: DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUAMANGA

ASESOR: ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

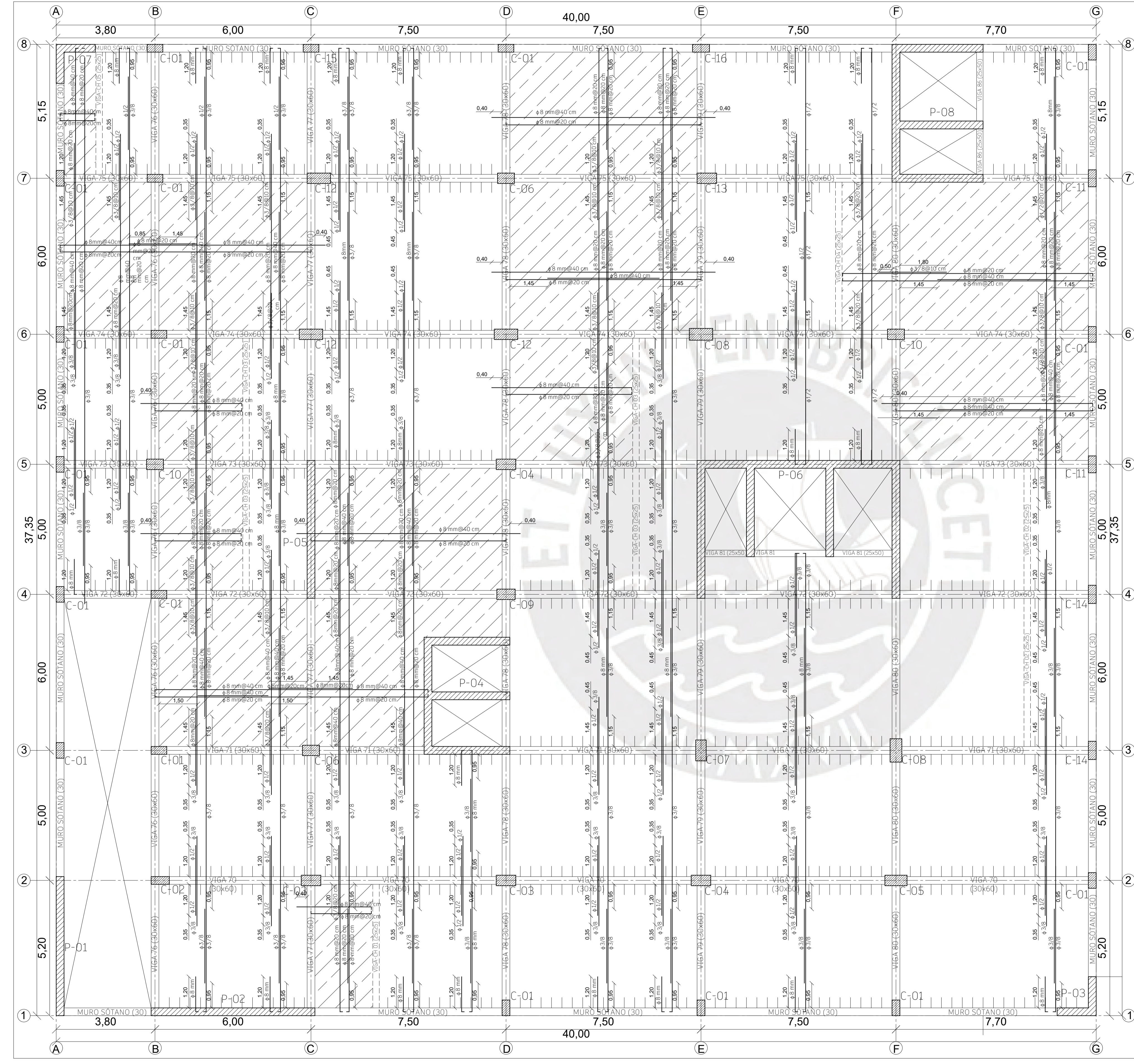
ALUMNO: SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE

PLANO: COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS

ESCALA: 1/50

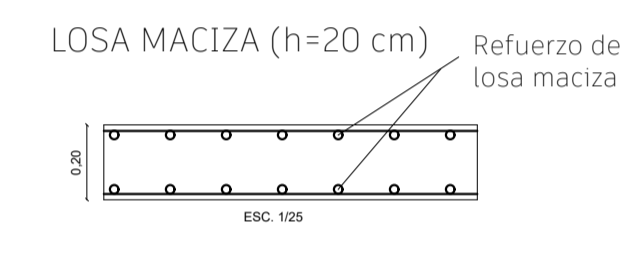
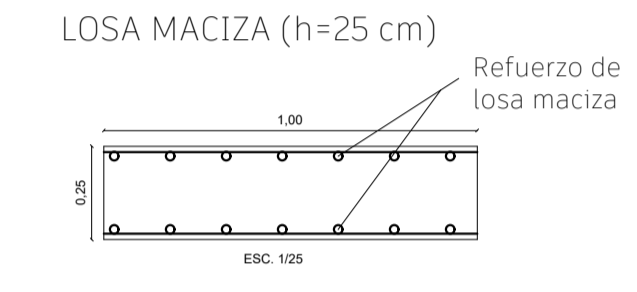
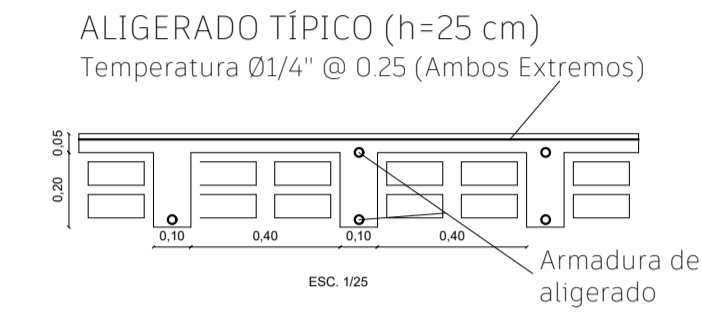
FECHA: 04/07/2025

JAMINA Nº: E-03



LEYENDA DE ENCOFRADO

- LOSA ALIGERADA H=0.25 m
- LOSA MACIZA H=0.20 m
- LOSA MACIZA H=0.25 m
- COLUMNA
- PLACA
- VIGA
- VIGA CHATA



SOBRECARGAS POR AMBIENTE	
HABITACIONES	200 kg/m ²
CORRIDORES	400 kg/m ²
ESCALERAS	400 kg/m ²
ALMACENAS	500 kg/m ²
LOJAS DE ASAMBLEA	400 kg/m ²
RESTAURANTE	400 kg/m ²
OFICINAS	250 kg/m ²
BANOS	200 kg/m ²

PROYECTO DE TESIS

DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUAMANGA

ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

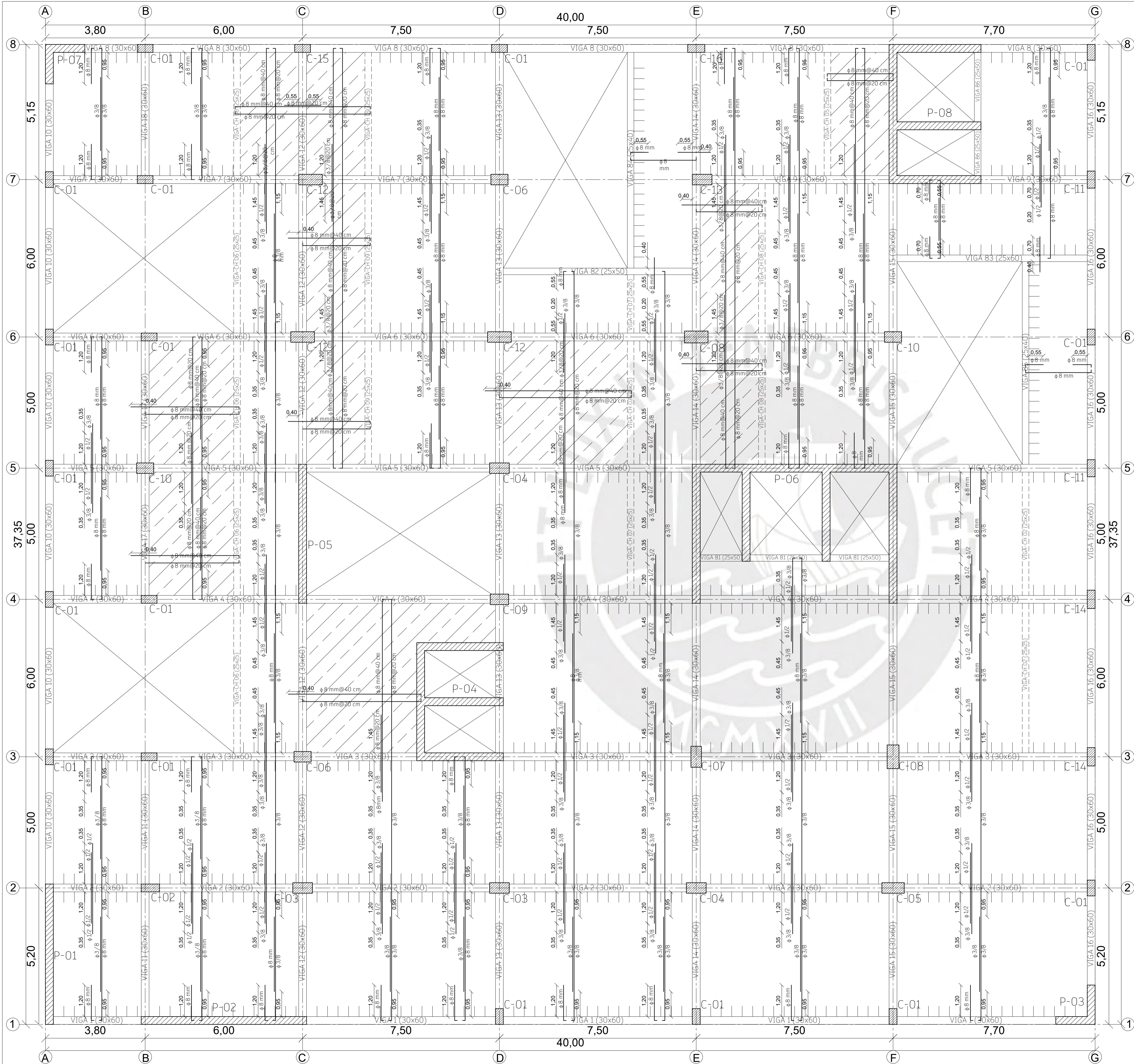
SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE

ENCOFRADO- TECHO SÓTANO 1 (NIV. +0.00)

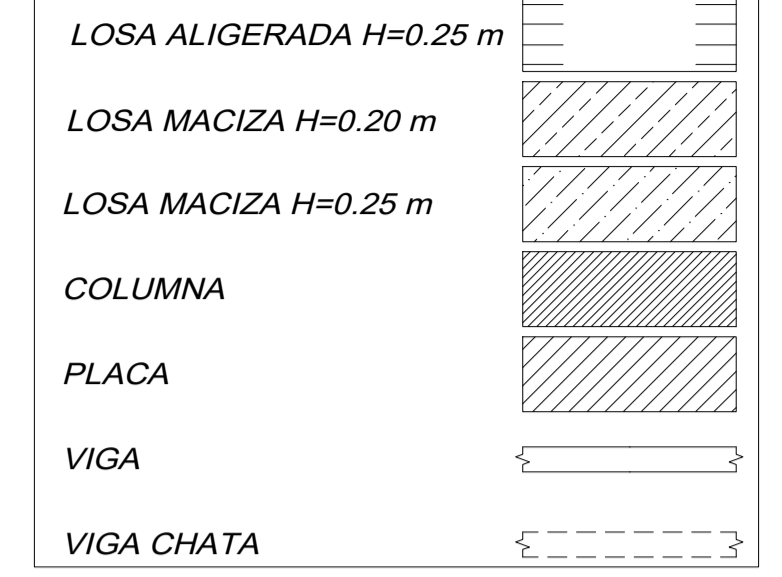
1/75, 1/25

04/07/2025

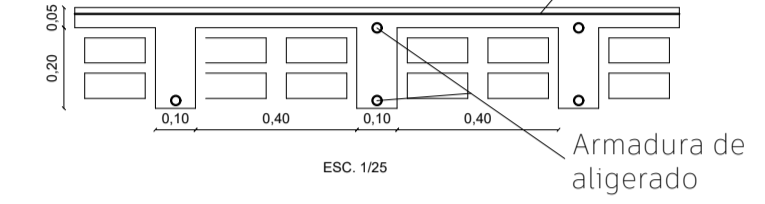
E-04



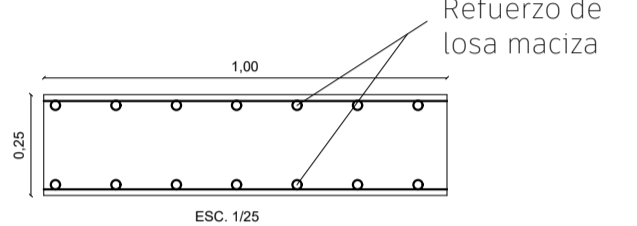
LEYENDA DE ENCOFRADO



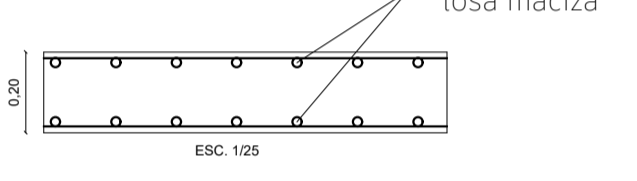
ALIGERADO TÍPICO (h=25 cm)
Temperatura Ø1/4" @ 0.25 (Ambos Extremos)



LOSA MACIZA (h=25 cm)



LOSA MACIZA (h=20 cm)

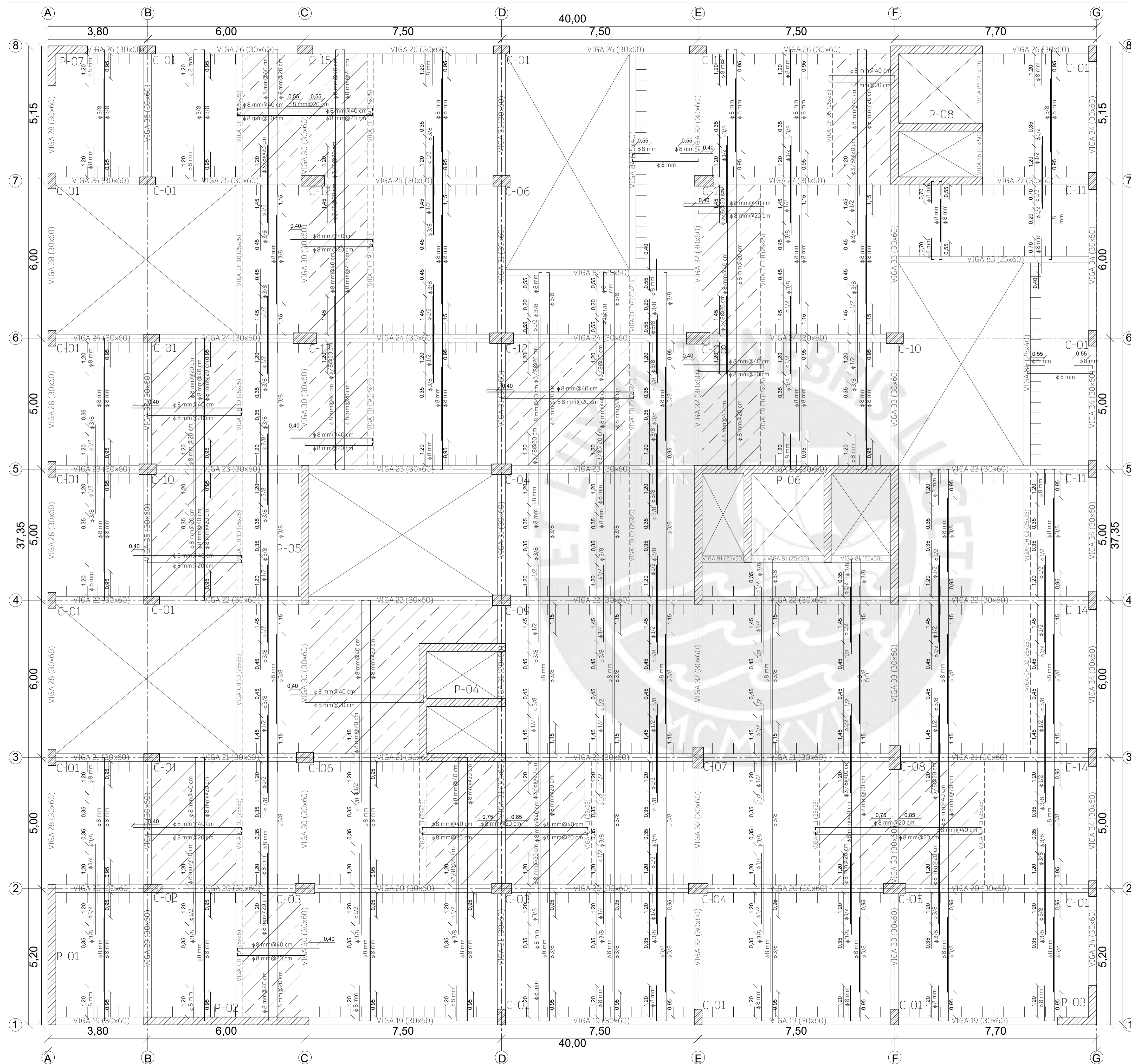


SOBRECARGAS POR AMBIENTE

HABITACIONES	200 kg/m2
CORRIDORES	400 kg/m2
ESCALERAS	400 kg/m2
ALMACENAJE	500 kg/m2
LUGARES DE ASAMBLEA	400 kg/m2
RESTAURANTE	400 kg/m2
OFICINAS	250 kg/m2
BARCOS	200 kg/m2

PROYECTO DE TESIS

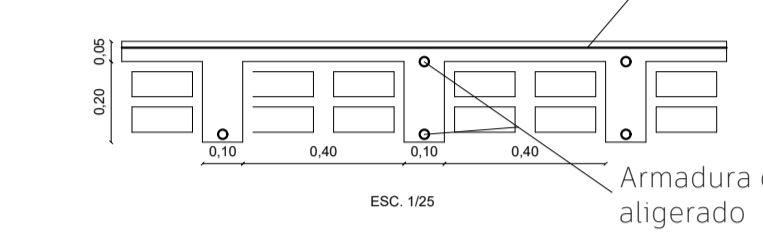
DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERIA DE 6 NIVELES-HUAMANGA
 ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ
 SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE
 ENCOFRADO- TECHO NIVEL 1, NIV. (+3.00)
 1/75, 1/25



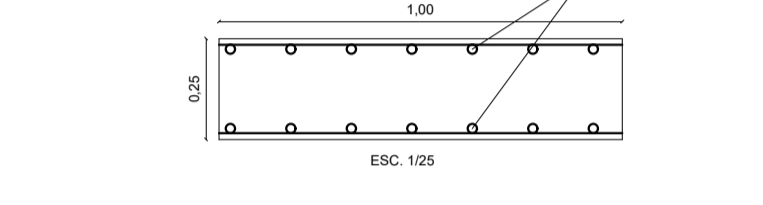
LEYENDA DE ENCOFRADO

- LOSA ALIGERADA H=0.25 m
- LOSA MACIZA H=0.20 m
- LOSA MACIZA H=0.25 m
- COLUMNA
- PLACA
- VIGA
- VIGA CHATA

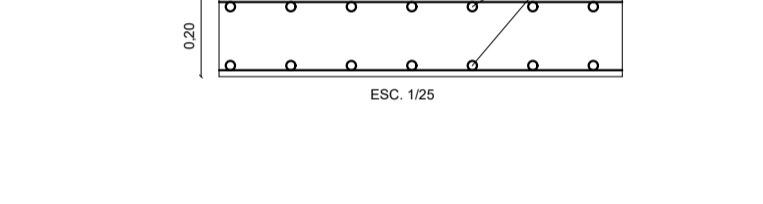
ALIGERADO TÍPICO (h=25 cm)
Temperatura 01/4" @ 0.25 (Ambos Extremos)



LOSA MACIZA (h=25 cm) Refuerzo de losa maciza



LOSA MACIZA (h=20 cm) Refuerzo de losa maciza



SOBRECARGAS POR AMBIENTE

HABITACIONES	200 kg/m ²
CORRIDORES	400 kg/m ²
ESCALERAS	400 kg/m ²
ALMACENAJE	500 kg/m ²
LUGARES DE ASAMBLEA	400 kg/m ²
RESTAURANTE	400 kg/m ²
OFICINAS	250 kg/m ²
BANOS	200 kg/m ²

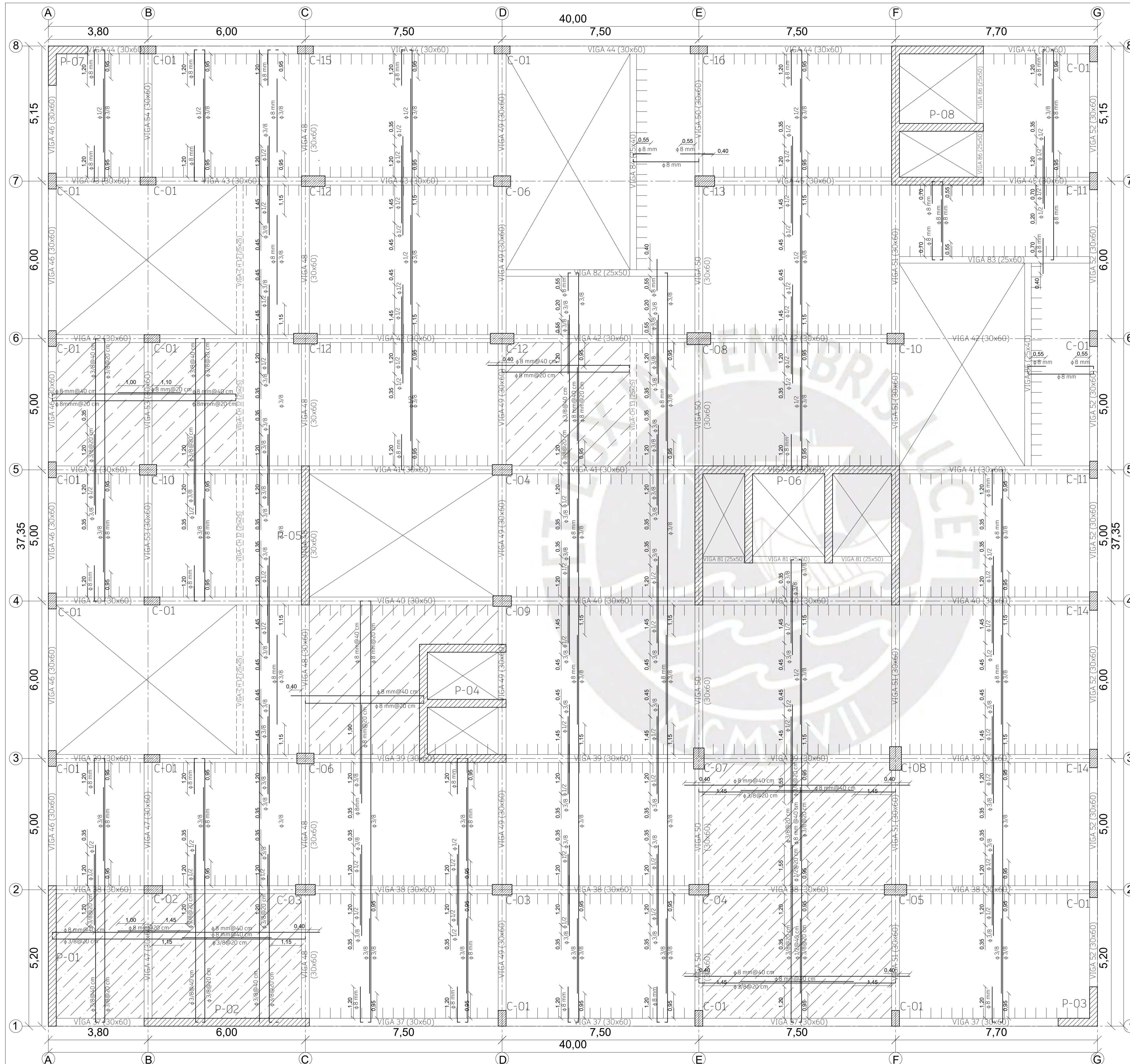
PROYECTO DE TESIS

DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUAMANGA
ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE

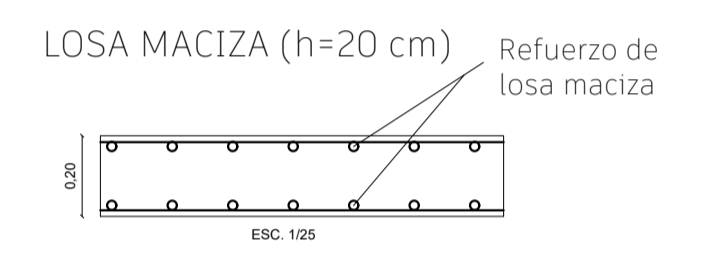
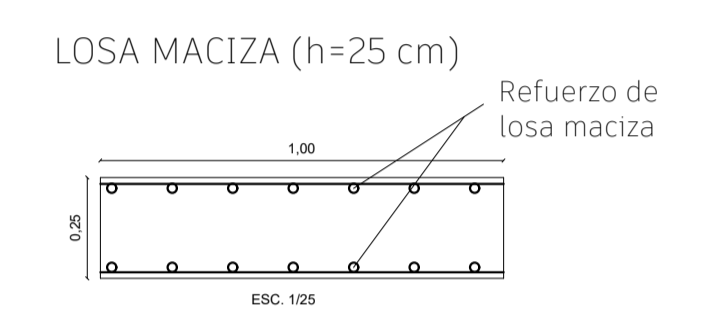
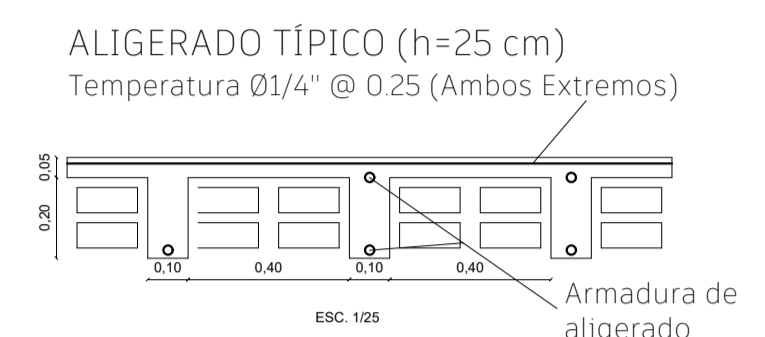
ENCOFRADO: TECHO NIVEL 2,3 y 4 NIV. (+6.00,+9.00,+12.00)

1/75,1/25 04/07/2025



LEYENDA DE ENCOFRADO

- LOSA ALIGERADA H=0.25 m
- LOSA MACIZA H=0.20 m
- LOSA MACIZA H=0.25 m
- COLUMNA
- PLACA
- VIGA
- VIGA CHATA

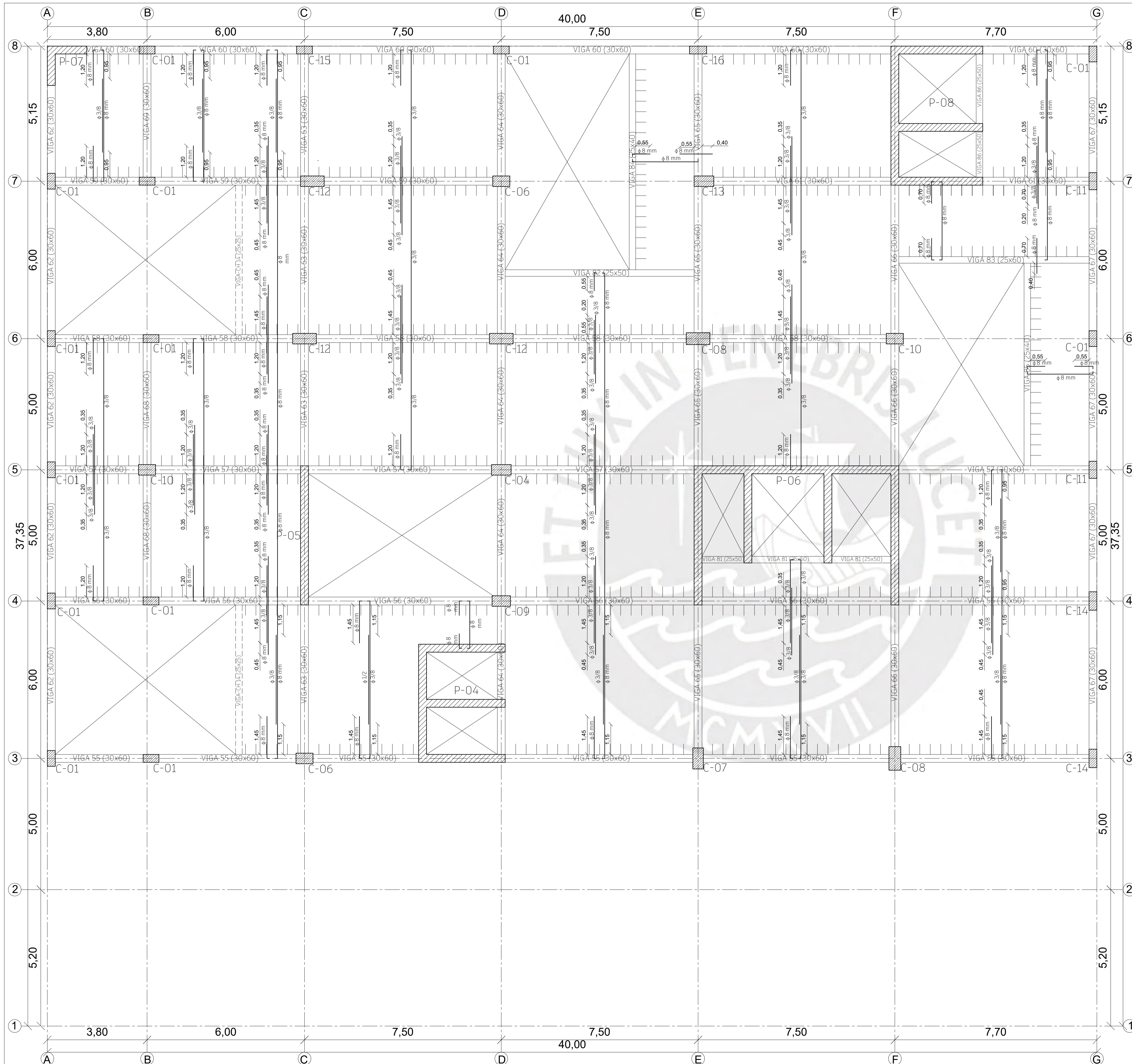


SOBRECARGAS POR AMBIENTE

HABITACIONES	200 kg/m ²
CORREDORES	400 kg/m ²
ESCALERAS	400 kg/m ²
ALMACENAJE	500 kg/m ²
LUGARES DE ASAMBLEA	400 kg/m ²
RESTAURANTE	400 kg/m ²
OFICINAS	250 kg/m ²
BANOS	200 kg/m ²

PROYECTO DE TESIS

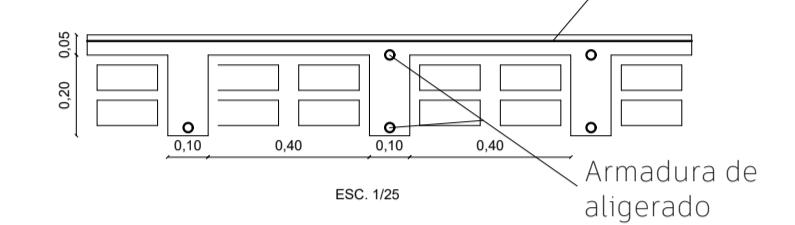
DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERIA DE 6 NIVELES-HUAMANGA
 ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ
 SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE
 ENCOFRADO- TECHO NIVEL 5 NIV. (+15.00)
 1/75, 1/25



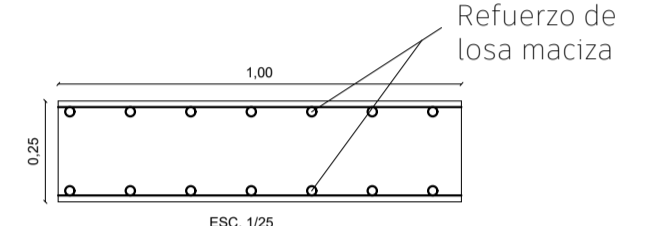
LEYENDA DE ENCOFRADO

- LOSA ALIGERADA H=0.25 m
- LOSA MACIZA H=0.20 m
- LOSA MACIZA H=0.25 m
- COLUMNA
- PLACA
- VIGA
- VIGA CHATA

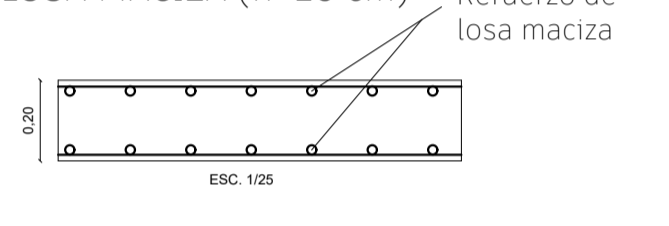
ALIGERADO TÍPICO (h=25 cm)
Temperatura 01/4" @ 0.25 (Ambos Extremos)



LOSA MACIZA (h=25 cm)



LOSA MACIZA (h=20 cm)



SOBRECARGAS POR AMBIENTE

HABITACIONES	200 kg/m ²
CORRIDORES	400 kg/m ²
ESCALERAS	400 kg/m ²
ALMACENAS	500 kg/m ²
LUGARES DE ASAMBLEA	400 kg/m ²
RESTAURANTE	400 kg/m ²
OFICINAS	250 kg/m ²
BAÑOS	200 kg/m ²

PROYECTO DE TESIS

DISEÑO DE EDIFICIO DESTINADO A HOTELERÍA DE 6 NIVELES-HUAMANGA
 ING. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ
 SERGIO EDUARDO OLARTE CLEMENTE
 ENCOFRADO- TECHO NIVEL 6 NIV. (+18.00)
 1/75, 1/25

