

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**REQUERIMIENTOS RELACIONADOS AL DISEÑO DE EDIFICIOS DE MUROS DE
CONCRETO ARMADO SEGÚN LOS REGLAMENTOS DE PERÚ Y CHILE**

Tesis presentada por los Bachilleres:

Benavente Flores Elva Emily

Ramos Pineda Angel Benjamin

para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:

Mg. Rosas Espinoza Jorge

Arequipa – Perú

2021

DICTAMEN APROBATORIO

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 10 de Abril del 2021

Dictamen: 002548-C-EPIC-2021

Visto el borrador del expediente 002548, presentado por:

2014100991 - RAMOS PINEDA ANGEL BENJAMIN

2014101162 - BENAVENTE FLORES ELVA EMILY

Titulado:

**REQUERIMIENTOS RELACIONADOS AL DISEÑO DE EDIFICIOS DE MUROS DE CONCRETO
ARMADO SEGÚN LOS REGLAMENTOS DE PERÚ Y CHILE.**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1732 - CHAVEZ VEGA OSCAR FELIX
DICTAMINADOR**



**1887 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR**



**2778 - UGARTE CALDERON ENRIQUE ALFONSO
DICTAMINADOR**



DEDICATORIA

A Dios, por estar siempre a mi lado.

A mis padres Ricardo y Patricia, por su apoyo incondicional y amor brindado día a día, me han dado las fuerzas necesarias para lograr las metas trazadas hasta esta etapa de mi vida.

En especial a mis abuelitos quienes fueron mis segundos padres y ahora están mirándome desde el cielo, por todo el amor, confianza, valores y enseñanzas que me dieron, son mi motivación para seguir adelante, están en mi corazón y los recuerdo en cada momento de mi vida.

A mi hermano por su forma alegre y ocurrente de ser, que me ha inspirado a continuar en los momentos difíciles.

A toda mi familia y amigos por apoyarme cuando más los necesité, mi agradecimiento de todo corazón.

Finalmente, a Candy, mi mascota, por acompañarme en las veladas interminables de estudio.

Elva Emily Benavente Flores

A Dios por hacerse notar en distintos pasajes de mi vida y ponerme desafíos que sacaron lo mejor de mí.

A Haydee, mi madre por demostrarme que con esfuerzo y disciplina uno puede lograr cualquier objetivo a pesar de las limitaciones, gracias por ser tan buen ejemplo, siempre estar presente, motivarme y seguir apoyándome incondicionalmente a alcanzar mis sueños.

A mis tios Augusto y Gilma, por apoyarme en todas mis decisiones y siempre mostrarme su afecto.

A mis primos y a mis amigos por siempre alentarme a seguir adelante a pesar de las dificultades.

Finalmente, a Laika, mi mascota por acompañarme y alegrarme en las largas veladas de mi etapa universitaria.

A. Benjamin Ramos Pineda

AGRADECIMIENTOS

A nuestra alma mater la Universidad Católica de Santa María por formamos como profesionales y ser el lugar en el cual hemos gozado de momentos de alegría con nuestros amigos y docentes.

Al decano de la facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente: Dr. Miguel Renato Díaz Galdós por su apoyo constante durante toda nuestra etapa estudiantil.

A nuestro asesor de tesis: Mg. Jorge Rosas Espinoza por su orientación y seguimiento en todo el desarrollo del trabajo de investigación.

Al jurado dictaminador: Ing. Oscar Chávez Vega, Ing. Milagros Guillén Málaga e Ing. Enrique Ugarte Calderón por sus notables recomendaciones para mejorar el presente trabajo de investigación.

A la Dra. Haydee Pineda Chaiña por su apoyo incondicional y acertadas sugerencias durante el desarrollo del trabajo de investigación.

Al Ing. Marco Sánchez Zapata por sus consejos en materia de ingeniería estructural.

RESUMEN.

Las similitudes sísmicas entre Perú y Chile propiciaron comparar sus normas de diseño sísmico y de concreto armado para establecer las diferencias entre ellas. Se estudió un edificio de planta regular y otro de planta irregular; estos se diseñaron mediante los requerimientos peruanos y se evaluó si cumplen con las normas chilenas.

Respecto al diseño sísmico las variaciones más importantes fueron: el coeficiente de reducción sísmica que en ambos países asignan un factor inicial (R_0) según su sistema estructural, la norma peruana disminuye R_0 si es que existen irregularidades estructurales, mientras que la norma chilena modifica este factor según el número de pisos y el tipo de suelo; para la verificación de distorsiones de entrepiso, la norma peruana requiere que se amplifiquen los resultados en $0.85R$ y $0.75R$ para estructuras irregulares y regulares respectivamente, no debiendo sobrepasar 0.007, en cambio la norma chilena solo requiere que las distorsiones del centro de masas no excedan 0.002 y las distorsiones máximas de cualquier otro punto no superen en más de 0.001 a la distorsión del centro de masas.

Con relación al diseño en concreto armado, la carga sísmica en la norma chilena es amplificada en 1.4; sin embargo, la norma peruana para el diseño de muros estructurales ajusta la fuerza cortante de diseño a la capacidad en flexión del muro, generando valores de amplificación mayores a 1.4, asimismo, para la norma chilena de requerir un muro elementos de borde, estos deben tener 30 cm de espesor mínimo.

Palabras clave: Normas, diseño sísmico, diseño en concreto armado, muros estructurales de concreto armado.

ABSTRACT

The seismic similarities between Perú and Chile made it possible to compare their seismic and reinforced concrete design codes to establish the differences among them. It was studied a building with a regular plan and another with an irregular plan; these were designed according to Peru's standards then were evaluated if they comply with Chile's requirements.

Regarding seismic design, the most important variations were the seismic reduction coefficient that in both countries assign an initial factor (R_o) according to their structural system, the Peruvian standard decreases R_o if there are structural irregularities, while the Chilean standard modifies this factor according to the number of floors and the type of soil; for the verification of drifts, Peru's code says that the results must be amplified in $0.85R$ and $0.75R$ for irregular and regular structures respectively; in no case exceeding 0.007; instead Chile's standards only require that the center of mass's drifts do not exceed 0.002 and the maximum drifts of any other point do not surpass the center of mass's drifts in more than 0.001.

Regarding the design in reinforced concrete, the seismic load in the Chilean standard is amplified by 1.4; however, the Peruvian standard in the design of structural walls adjusts the design shear force to the bending capacity of the wall, generating amplification values greater than 1.4, likewise, for Chile's code, in case a wall requires a boundary element, the latest must-have 30cm of minimum thickness.

Keywords: design codes, seismic design, reinforced concrete design, structural walls of reinforced concrete.

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país altamente sísmico, por lo que se busca constantemente actualizar las normas de diseño para mejorar la seguridad de nuestras estructuras, otro de los países que comparte estas condiciones es Chile ya que ambos países forman parte del cinturón de fuego del pacifico.

Existen investigaciones que compararon las normas de diseño sísmico de ambos países, pero ninguna ha comparado el diseño sísmico de manera integral, tomando en cuenta la norma de diseño sísmico y de concreto armado de ambos países. Lo que busca esta investigación es establecer las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño de edificios de muros de concreto armado según los reglamentos de Perú y Chile.

La investigación consta de cuatro capítulos:

En el primer capítulo se describe el problema, el cual surgió debido a las similitudes sísmicas entre Perú y Chile por lo que se vio necesario comparar sus normas de diseño con el fin de establecer las diferencias en los criterios de las normas de ambos países, para poder mejorar la calidad y optimizar la seguridad de las edificaciones.

En el segundo capítulo se presenta los fundamentos teóricos como la tectónica de placas, las características del cinturón de fuego del pacífico, los registros históricos de los sismos en Perú y Chile, los aspectos implicados en las normas de diseño y contenido sobre los muros de corte. Asimismo, antecedentes investigativos relacionados al tema de investigación.

El tercer capítulo contiene la metodología, en la que se describe la ubicación, el tipo de estudio, el procedimiento del diseño de los edificios seleccionados y la identificación de las diferencias entre las normas de ambos países.

Finalmente, el cuarto capítulo correspondiente a los resultados y discusión, en el cual se describen las diferencias encontradas mediante la aplicación de ambas normas.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	1
AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	5
INTRODUCCIÓN.....	6
CAPÍTULO I.....	18
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.1 Problema.	18
1.2 Objetivo general.	19
1.3 Objetivos específicos.....	19
1.4 Justificación.	20
1.5 Alcances.....	22
1.6 Limitaciones.....	22
CAPÍTULO II	23
2. MARCO TEÓRICO Y ANTECEDENTES.....	23
2.1 Marco teórico.	23
2.1.1 Sismos en Perú y Chile.	26
2.1.2 Breve historia de la ingeniería Sismorresistente	27
2.1.3 Aspectos implicados en las normas de diseño	28

2.1.4 Muros de corte o muros estructurales	37
2.2 Antecedentes Investigativos.....	45
2.2.1 “Comparación de parámetros de respuesta sísmica y de diseño para elementos estructurales principales de edificios en altura de hormigón armado, frente a los requerimientos de los decretos supremos 60 y 61”	45
2.2.2 “Response of reinforced concrete buildings in Concepción during the Maule earthquake” 46	
2.2.3 “Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27,2010, Chile Earthquake”	47
2.2.4 “Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010”	49
2.2.5 “Aftershock response of RC buildings in Santiago, Chile, succeeding the magnitude 8.8 Maule earthquake”.	50
2.2.6 “A statistical analysis of reinforced concrete Wall buildings damaged during the 2010, Chile Earthquake”.	51
2.2.7 “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso – deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual mediante los análisis sísmicos dinámicos, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch 433 of 1996 modificada en 2012”	52
2.2.8 “Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego.”	53

2.2.9 “Comparación de la respuesta sísmica y diseño estructural de un edificio mediante la norma técnica E.030 (2003) y la norma técnica E.030 vigente (2016)”.....	53
2.2.10 “Una revisión crítica de las normativas de diseño sismorresistente en el Perú: E.030 sismo y E.060 concreto armado.”	54
CAPÍTULO III.....	55
3. METODOLOGÍA.....	55
3.1 Ubicación.....	55
3.2 Tipo de estudio.....	55
3.3 Procedimiento.	55
3.3.1 Diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Perú.....	55
3.3.2 Diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Perú.....	60
3.3.3 Diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Chile.	64
3.3.4 Diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Chile.	67
3.3.5 Cálculo de separación entre edificios.	70
3.3.6 Diseño en concreto armado según la norma E.060 (Perú).....	70
3.3.7 Diseño en concreto armado según el D.S N°60 (Chile).....	81
CAPÍTULO IV	90

4.	RESULTADOS Y DISCUSION	90
4.1	Resultados.	90
4.1.1	Resultados del diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Perú.	90
4.1.2	Resultados del diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Perú.	98
4.1.3	Resultados del diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Chile.	107
4.1.4	Resultados del diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Chile.	112
4.1.5	Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma peruana.	117
4.1.6	Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma peruana.	123
4.1.7	Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma chilena	129
4.1.8	Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma chilena.	135
4.2	Discusión.	141
4.2.1	Discusión del diseño sísmico de los edificios.	141
4.2.2	Discusión de diseño en concreto armado de los edificios.....	147

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	151
Conclusiones	151
Recomendaciones	154
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156



INDICE DE TABLAS

Tabla 1	70
Tabla 2	91
Tabla 3	92
Tabla 4	93
Tabla 5	94
Tabla 6	95
Tabla 7	95
Tabla 8	96
Tabla 9	97
Tabla 10	98
Tabla 11	99
Tabla 12	100
Tabla 13	101
Tabla 14	102
Tabla 15	103
Tabla 16	103
Tabla 17	104
Tabla 18	105
Tabla 19	106
Tabla 20	107
Tabla 21	108
Tabla 22	109

Tabla 23	110
Tabla 24	111
Tabla 25	112
Tabla 26	113
Tabla 27	114
Tabla 28	115
Tabla 29	116
Tabla 30	117
Tabla 31	117
Tabla 32	118
Tabla 33	118
Tabla 34	118
Tabla 35	119
Tabla 36	119
Tabla 37	120
Tabla 38	120
Tabla 39	121
Tabla 40	121
Tabla 41	122
Tabla 42	122
Tabla 43	123
Tabla 44	123
Tabla 45	123

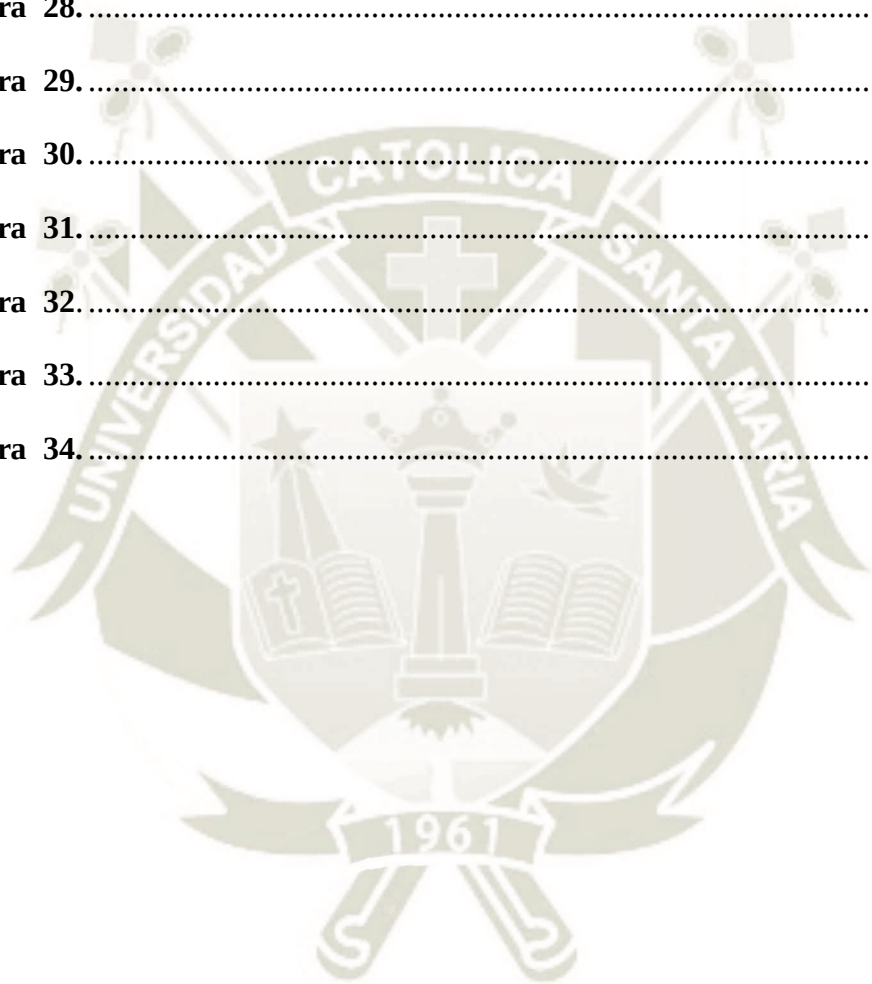
Tabla 46	124
Tabla 47	124
Tabla 48	124
Tabla 49	125
Tabla 50	125
Tabla 51	125
Tabla 52	126
Tabla 53	126
Tabla 54	127
Tabla 55	127
Tabla 56	128
Tabla 57	128
Tabla 58	129
Tabla 59	129
Tabla 60	130
Tabla 61	130
Tabla 62	130
Tabla 63	131
Tabla 64	131
Tabla 65	132
Tabla 66	132
Tabla 67	133
Tabla 68	133

Tabla 69	134
Tabla 70	134
Tabla 71	135
Tabla 72	135
Tabla 73	135
Tabla 74	136
Tabla 75	136
Tabla 76	136
Tabla 77	137
Tabla 78	137
Tabla 79	137
Tabla 80	138
Tabla 81	139
Tabla 82	140
Tabla 83	140
Tabla 84	141
Tabla 85	141
Tabla 86	144
Tabla 87	144
Tabla 88	145
Tabla 89	145

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.	24
Figura 2.	25
Figura 3.	26
Figura 4.	30
Figura 5.	31
Figura 6.	32
Figura 7.	33
Figura 8.	34
Figura 9.	35
Figura 10.	36
Figura 11.	37
Figura 12.	38
Figura 13.	39
Figura 14.	40
Figura 15.	41
Figura 16.	42
Figura 17.	43
Figura 18.	44
Figura 19.	48
Figura 20.	49
Figura 21.	57
Figura 22.	59
Figura 23.	61

Figura 24.	63
Figura 25.	66
Figura 26.	69
Figura 27.	73
Figura 28.	74
Figura 29.	75
Figura 30.	76
Figura 31.	79
Figura 32.	81
Figura 33.	85
Figura 34.	86



CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Problema.

El Perú por ser parte del cinturón de fuego del Pacífico siempre estará expuesto a la acción de fuertes eventos sísmicos tal como los que ha experimentado en los últimos 20 años, el de Ocoña (Arequipa) el 23 de junio del 2001 con una magnitud de 6.9 en la escala de Richter y de 8.4 en la escala Mw ocasionando la muerte de 41 personas, 2002 heridos, 9143 viviendas destruidas y 15751 viviendas afectadas (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2001). El segundo es el de Pisco (Ica) el 15 de agosto del 2007 con una magnitud de 7 en la escala de Richter afectando las regiones de Ica, Lima y Huancavelica ocasionando la muerte de 496 personas, 1042 heridos, 33192 viviendas destruidas y 626 viviendas afectadas (Centro de Estudio y Prevención de Desastres (PREDES), 2007).

Nuestro país vecino Chile que también forma parte del cinturón de fuego del Pacífico, ha presentado los mayores eventos sísmicos del mundo, siendo el segundo más fuerte de su historia el del 27 de febrero del 2010 con una magnitud de 8.8 Mw. frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, a 150 km de Concepción. Este terremoto según el Ministerio de Vivienda y Urbanismo causó la muerte de 507 personas, 370 051 viviendas afectadas. Asimismo, se estima que de 9974 edificios construidos entre 1985 y 2009, 35 de ellos presentaron daños de envergadura, colapso y/o orden de demolición. Producto de este movimiento sísmico se actualizaron las normas chilenas Nch433of 1996 Mod2009 (Diseño sísmico de edificios) y Nch430 of 2008 (Hormigón Armado) generándose los decretos DS 60 y 61 en el 2011 y producto de ello se publica la Nch433of 1996 Mod2012 para el caso de diseño sísmico de edificios y para el caso de diseño en hormigón armado se utiliza el D.S 60 (Rojas Bories, 2012). En el terremoto de Chile en el 2010 se

presentaron fallas frágiles por exceso de compresión en los muros de concreto armado, evidenciándose la falta de confinamiento en los bordes de los muros, además se notó que cuando estos son muy delgados y cargan fuerzas de compresión altas, tienen un comportamiento frágil, lo que generó la necesidad de modificar la norma con respecto al diseño de muros de concreto armado.

En el Perú, el último sismo fuerte con el cual se notaron los errores de nuestras normas fue en Pisco el 2007; sin embargo, recién se actualizó la norma E.060 el 2009 y la norma E.030 el 2016, e incluso el 2018 se volvió a actualizar la norma E.030, reduciendo y aumentando la exigencia en distintos parámetros, pese a que no ocurrió ningún sismo de gran magnitud.

Ya que ambos países tienen similitudes en parte de su territorio y las características de sus edificios, es conveniente comparar estas normas con el fin de identificar las diferencias en los criterios de las normas de ambos países ya que en diseño en concreto armado ambas tienen de referencia a la norma del American Concrete Institute (ACI).

1.2 Objetivo general.

Establecer las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño de edificios de muros de concreto armado según los reglamentos de Perú y Chile.

1.3 Objetivos específicos.

- Identificar las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño sísmico de edificios de muros de concreto armado según las normas de Perú y Chile respecto a los perfiles de suelo.
- Establecer las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño sísmico de edificios de muros de concreto armado según las normas de Perú y Chile en lo referente al factor de reducción sísmica.

- Determinar las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño sísmico de edificios de muros de concreto armado según las normas de Perú y Chile respecto a la fuerza cortante mínima.
- Describir las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño sísmico de edificios de muros de concreto armado según las normas de Perú y Chile en lo referente a las distorsiones de entre piso.
- Identificar las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño en concreto armado de edificios de muros según las normas de Perú y Chile respecto a las combinaciones de carga.
- Establecer las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño en concreto armado de edificios de muros según las normas de Perú y Chile en lo referente a los factores de reducción de resistencia de diseño.
- Describir las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño en concreto armado de edificios de muros según las normas de Perú y Chile respecto al diseño de placas de concreto armado.
- Determinar las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño en concreto armado de edificios de muros según las normas de Perú y Chile en lo referente a los requerimientos de confinamiento de los elementos de borde de las placas.

1.4 Justificación.

Cada país posee un espectro de diseño que debe satisfacer ciertos requisitos, ya que está pensado para diseñar nuevas estructuras, y ser capaz de cierta manera de representar los movimientos del terreno registrados en el sitio durante movimientos sísmicos pasados y si es que

no se cuenta con registros, el espectro de diseño debe basarse en movimientos del terreno registrados en otros lugares con condiciones similares.

Un espectro de diseño elástico nos permite calcular las fuerzas y deformaciones para estructuras de tal manera que permanezcan en su rango elástico por lo que no presentarían daño alguno; sin embargo, las edificaciones a nivel mundial están diseñadas con una fuerza cortante basal menor que la cortante basal proporcionada por el espectro de diseño elástico, esta diferencia genera que las estructuras diseñadas con las fuerzas de las normas incurrieren en el rango plástico por lo que tendrán deformaciones permanentes. No obstante, si un terremoto provoca daños graves en las edificaciones u ocasiona el colapso de la estructura, nos indica que el diseño fue deficiente; es evidente que el comportamiento de una estructura depende del tipo de material estructural que posee como albañilería, acero o concreto armado, por lo que es imprescindible que las normas de diseño sísmico y las normas de los diversos materiales siempre guarden una estrecha relación y sean estudiadas a la par. Las normas garantizan que las edificaciones se diseñen de forma tal que ante un sismo moderado no sufran daño ni colapsen y ante un sismo severo sufran daño, pero no colapsen.

Por estos motivos es necesario comparar los criterios de las distintas normas de diseño de los países con características similares al Perú, en cuanto a sus edificaciones y territorio, para poder mejorar la calidad de las futuras edificaciones y evaluar la seguridad sísmica de las construcciones ya existentes. Por lo que se establece las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño de edificios de muros de concreto armado entre Perú y Chile.

1.5 Alcances.

La investigación identifico los requerimientos relacionados a los edificios de muros de concreto armado de la norma peruana de diseño sismorresistente vigente E.030 publicada en 2018 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios vigente NCh 433.of1996 modificada en 2012; similarmente con la norma peruana de diseño en concreto armado vigente E.060 publicada en 2009 y la norma chilena decreto supremo N°60 que aprueba el reglamento con los requisitos de diseño y calculo para el hormigón armado publicado en 2011.

Los resultados de la investigación inducen a la necesidad de revisar la norma peruana concerniente al diseño sísmico y de concreto armado con la finalidad que su aplicación busque la optimización de la seguridad de las edificaciones de muros estructurales en nuestro país.

Se propone, así mismo, utilizar métodos más precisos como el análisis pushover que permite identificar qué elementos estructurales fallaran primero ante un sismo, verificando que los muros de concreto armado incursionen en el rango plástico y se proporcione una mayor ductilidad en las edificaciones.

Al mejorar las normas de diseño, en caso de ocurrir un sismo de gran magnitud se garantizaría mayor seguridad para las personas, evitando graves daños estructurales o en el peor de los casos el colapso de las edificaciones, generando pérdidas económicas para los dueños de los edificios y al país en general.

1.6 Limitaciones.

Al ser un estudio de caso, los resultados de la investigación no se pueden generalizar.

Al ser una investigación de tipo descriptiva cuyo objetivo fue establecer las diferencias en los requerimientos relacionados al diseño de edificios de muros de concreto armado, no se puede afirmar cuál de las normas entre Perú y Chile es mejor.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO Y ANTECEDENTES.

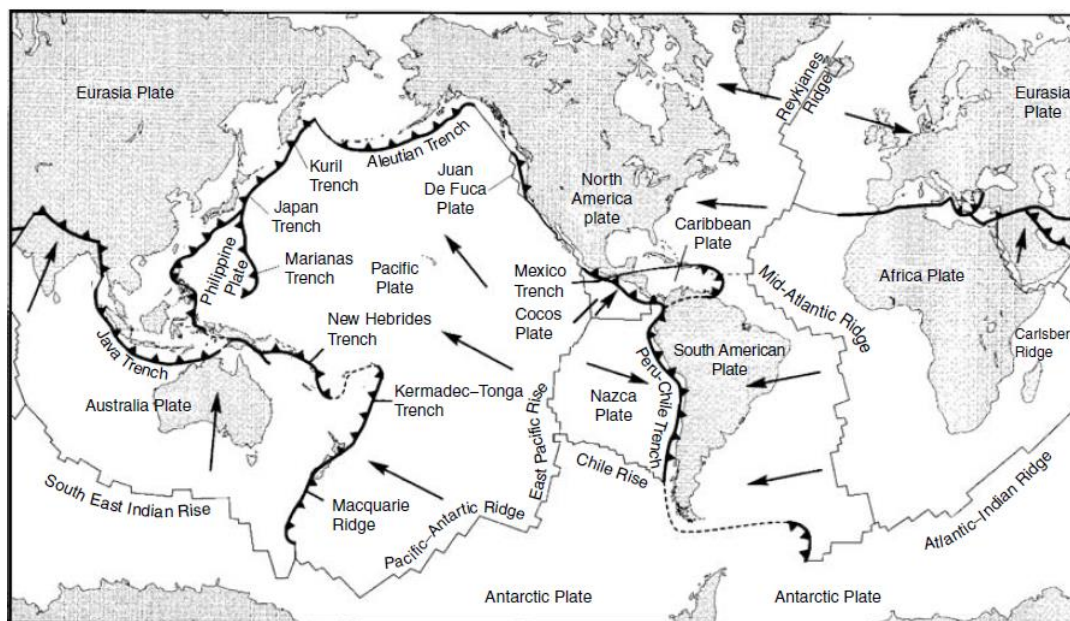
2.1 Marco teórico.

La tierra es un planeta que cambia constantemente; sin embargo, es difícil notar estos cambios porque los procesos geológicos son enormemente lentos, para entender mejor por qué nuestro planeta es dinámico tenemos que conocer acerca de la tectónica de placas. La teoría de la tectónica de placas explica la formación de los océanos y montañas del mundo, la actividad sísmica, la ocurrencia de la actividad volcánica y el origen de las fosas oceánicas (zonas en alta mar muy profundas paralelas a la costa de los continentes).

Las placas son piezas de la litosfera terrestre, hay aproximadamente 16 placas mayores y docenas de placas menores incluyendo un pequeño número de fragmentos de litosfera denominados micro placas; estas se mueven debido a la convección o circulación de calor de las rocas en la astenosfera interactuando en sus bordes, siendo estos contornos donde la mayoría de actividades geológica ocurre como: terremotos, formaciones de cadenas montañosas, actividad volcánica y formación de nuevas litosferas oceánicas en el contorno de la placa, podemos ver las placas de la tierra en la Figura 1. (Hinga, 2015).

Figura 1.

Placas tectónicas principales de la tierra y su dirección general de movimiento.

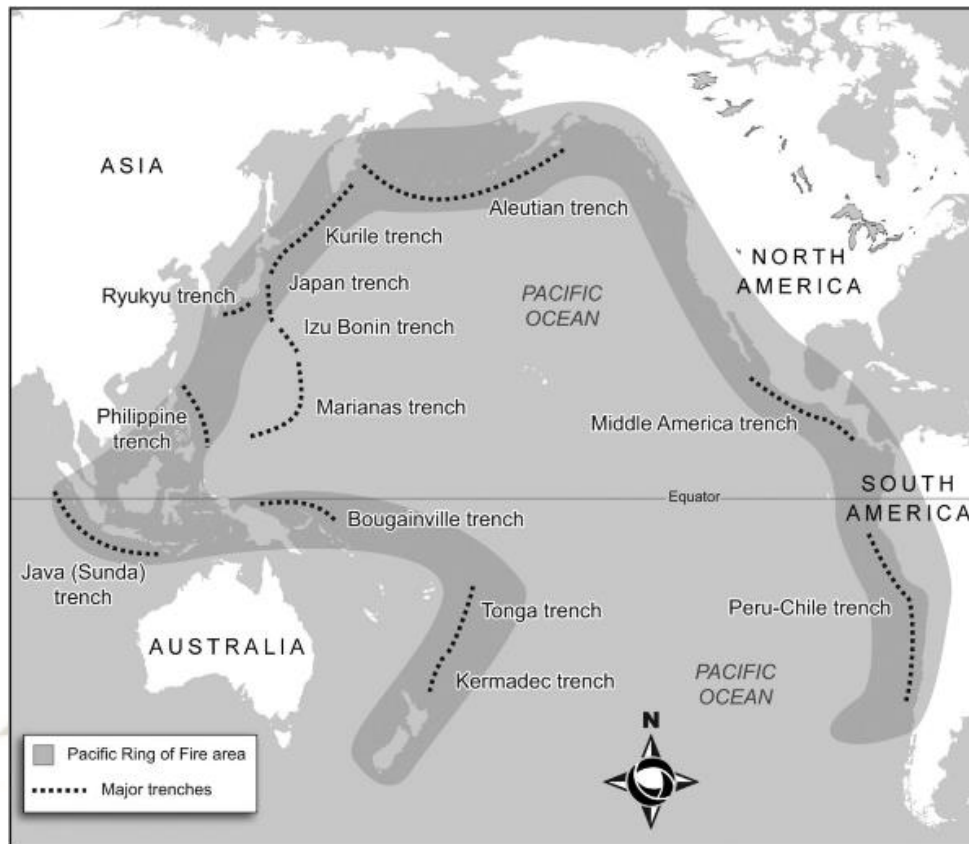


Fuente: Fowler, C. M. R (1990). The solid earth: an introduction to global geophysics. Cambridge University Press.

A lo largo de las costas es donde las placas tienen contacto unas a otras, generando tsunamis o terremotos que pueden destruir poblaciones en minutos, en las zonas en que más frecuentemente se ven este tipo de eventos son en el llamado “Cinturón de fuego” (donde se han registrado los terremotos más fuertes de la historia), este nombre se le da a todo el borde del Pacífico, extendiéndose desde Nueva Zelanda en forma circular en sentido horario hacia Japón, la costa oeste de Norte América y Sudamérica (ver Figura 2) (Hinga, 2015).

Figura 2.

Cinturón de Fuego del Pacífico.



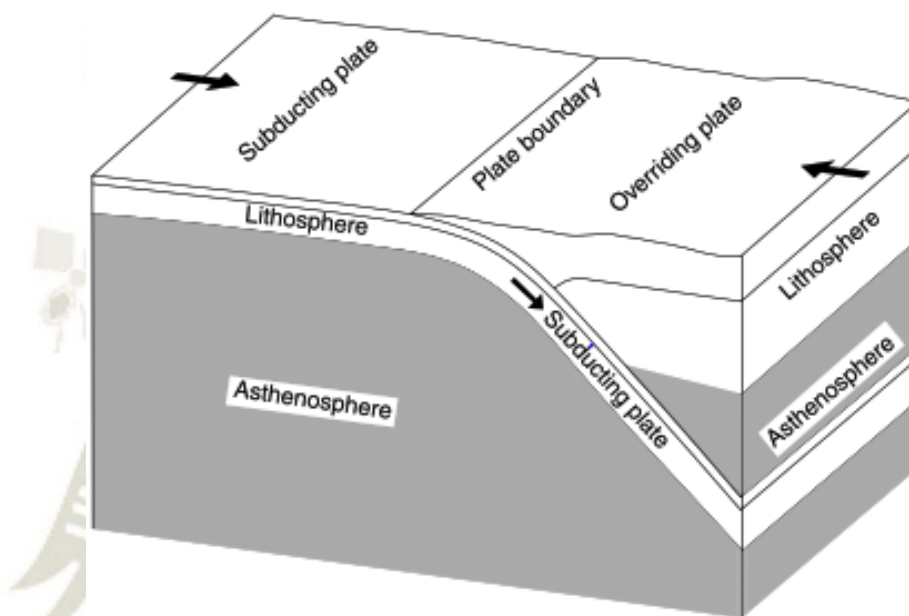
Fuente: Hinga, B. D. R. (2015). Ring of Fire: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes. ABC-CLIO.

Al converger dos placas, las placas o colisionan de frente o una se sumerge debajo de otra, en la convergencia de una placa continental y una oceánica que es siempre más delgada y pesada tiende a ser empujada debajo de la placa continental para formar lo que se conoce como una zona de subducción (ver figura 3). Las subducciones de placas han originado las fosas profundas localizadas debajo de los océanos como, por ejemplo: la fosa de Perú - Chile con una profundidad de 8063m que se ubica en los límites donde la placa de Nazca (placa oceánica) se subduce bajo la placa sudamericana (placa continental). El 90% de la energía sísmica liberada por

el movimiento de la tectónica de placas proviene de sismos en las zonas de subducción, en estas partes se han generado los terremotos más fuertes del mundo (Villaverde, 2009).

Figura 3.

Subducción de placa oceánica debajo de placa continental.



Fuente: Villaverde, R. (2009), Fundamental concepts of earthquake engineering. CRC press.

2.1.1 Sismos en Perú y Chile.

En Hinga (2015) hemos podido ver que Perú y Chile comparten características en común que han generado movimientos sísmicos similares en su territorio a lo largo de su historia como: el sismo y tsunami de Arica el 13 de agosto de 1868 con una magnitud de 9 Mw ocasionando la muerte de 25000 personas y daños estimados en 300 millones de dólares por colapso de diversas estructuras, el terremoto del 22 de mayo 1960 en Chile con una magnitud de 9.5 Mw dejando 5000 muertos y 3000 heridos. Finalmente, el terremoto del Maule el 27 de febrero del 2010 con una magnitud de 8.8 Mw afectando más de 12 millones de personas alrededor del 70% de la población de Chile, el movimiento y el tsunami generado causaron 524 muertes, más de 800000 heridos y

causo una pérdida de 30 billones de dólares en daño directo e indirecto a edificaciones residenciales, industriales y otros (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2010). Como se señala en Hinga (2015) los terremotos de Perú cerca de Chimbote en 1970 con una magnitud de 7.9 Mw causó la muerte de 76000 personas, 140000 fueron heridas y otras 800000 quedaron sin hogar a consecuencia de que el 90% de la infraestructura de la ciudad de Casma y el 80% de la ciudad de Chimbote fueron severamente dañadas. En el 2001 en la ciudad de Arequipa un sismo con una magnitud de 8.4 Mw causó la muerte de 74 personas, 2689 heridos, 217495 damnificados, 64 desaparecidos, 35601 viviendas afectadas y 17584 viviendas destruidas (Instituto Geofísico del Perú, 2001), en el 2007 un sismo de magnitud de 7.9 Mw cerca de la ciudad de Pisco causó la muerte de 595 personas, 32000 personas afectadas, con más de 230000 viviendas dañadas y 51150 totalmente destruidas por problemas estructurales y licuación de suelos en Ica, Pisco y Chincha (Instituto Geofísico del Perú, 2008).

Las muertes, heridos y damnificados que dejan los terremotos están fuertemente relacionados a la seguridad estructural de la infraestructura pública y privada de cada país, en el caso de Perú y Chile continuamente aprenden nuevas lecciones de los movimientos sísmicos que se ven reflejados en la actualización de cada norma de diseño.

2.1.2 Breve historia de la ingeniería Sismorresistente

La investigación en la ingeniería sismo-resistente inicio en Japón en 1891 año del terremoto de Nobi (7000 muertos), creándose un equipo de investigación formado por el gobierno japonés, este equipo fue el primero que propuso el uso de una fuerza lateral equivalente con el valor de una fracción del peso total de una edificación para representar al sismo. De forma muy parecida en Italia se creó un equipo compuesto por ingenieros para estudiar el terremoto de Messina en 1908 (58000 muertos) y la formulación de recomendaciones prácticas para el diseño sísmico de

edificaciones, siendo la recomendación que se diseñe el primer piso del edificio para una fuerza horizontal igual a $1/12$ del peso de la edificación y que el segundo y tercer piso se diseñe para una fuerza horizontal igual a $1/8$ del peso de la edificación. En los Estados Unidos, después del terremoto en 1906 en San Francisco, California (1000 muertos) empezó el interés por la ingeniería sismo-resistente; sin embargo, recién después del terremoto de 1933 en Long Beach, California, los ingenieros estadounidenses empezaron a estudiar la sismología y la ingeniería sismo-resistente (Villaverde, 2009).

Después del terremoto de Long Beach se determinó que toda edificación debe ser diseñada con una fuerza horizontal mínima con el 8% de su peso, sin considerar la altura, forma, rigidez, material de construcción, uso, condición de la cimentación o grado de peligro sísmico. Después del sismo de 1971 en San Fernando se añadió el requisito de que cada estructura que sobrepase los 160 pies en altura debería tener suficiente resistencia para soportar los efectos del terremoto calculado con un análisis dinámico basado en el movimiento del terreno proveniente de un estudio de suelos, geología y sismología. (International Association of Seismology and Physics of the Earth's interior, 2002).

2.1.3 Aspectos implicados en las normas de diseño

2.1.3.1 Peligro Sísmico

Se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro. La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las

Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. (Alva Hurtado & Castillo Aedo, 1993, pág. 6)

En el estudio realizado por Alva Hurtado(1994) se consideró el 90% de nivel de confianza (10% de probabilidad de excedencia) para 50 y 100 años de vida útil que corresponde a un periodo de retorno de 475 años y 950 años respectivamente. (pag.80)

“Se observa que los valores más altos de aceleraciones máximas están localizados a lo largo de toda la costa y van disminuyendo a medida que se avanza hacia el Este” (ver figura 4). (Alva Hurtado, 1994, pág. 81)

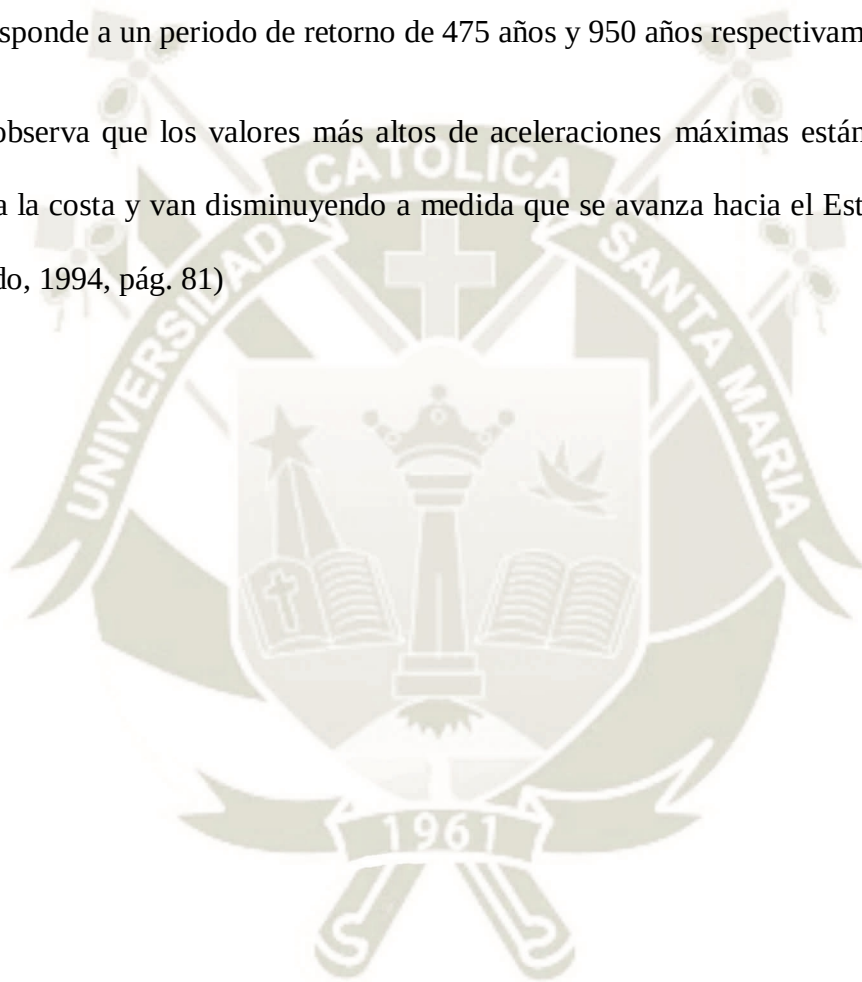
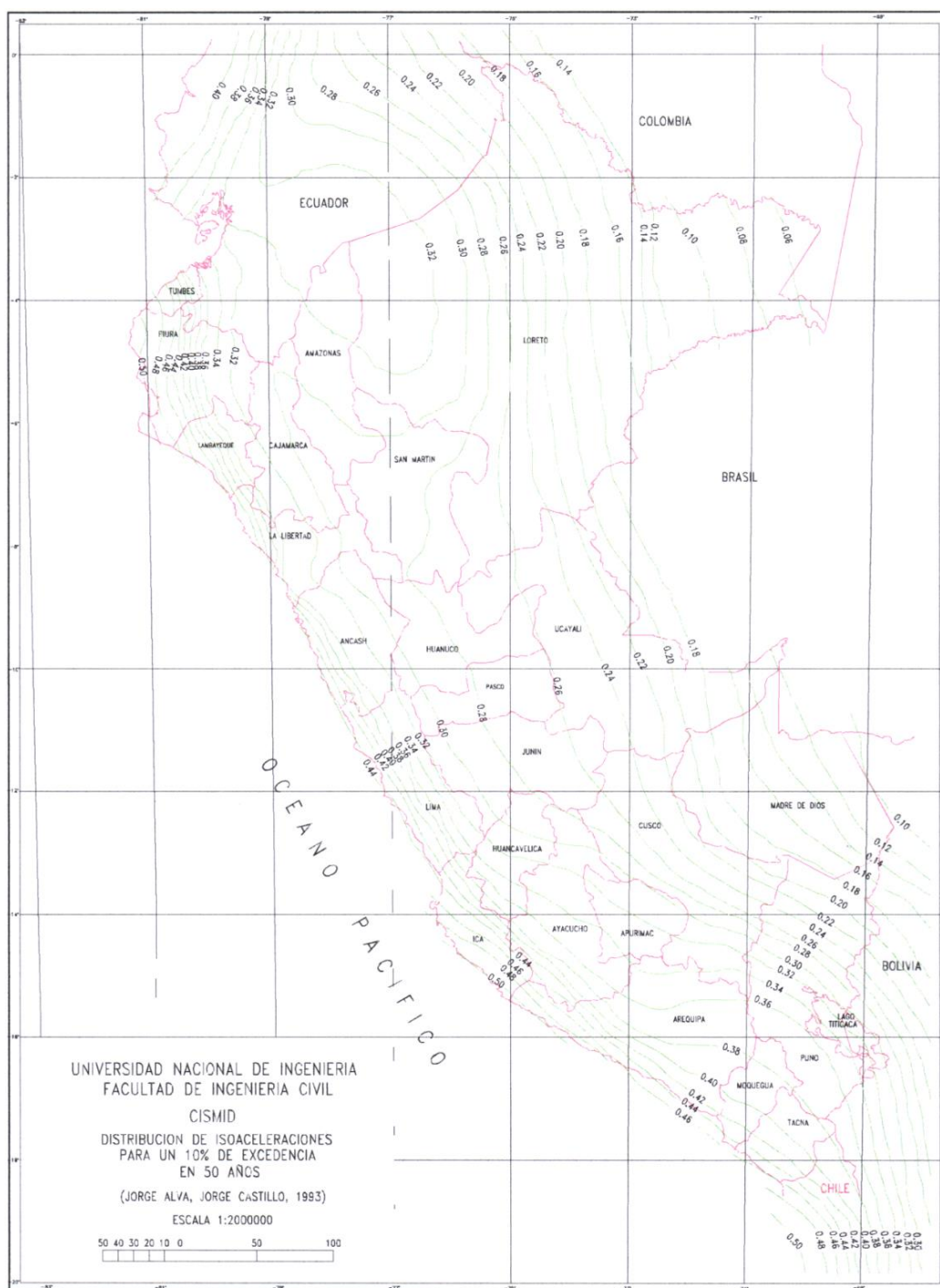


Figura 4

Mapa de Isoaceleraciones del Perú para 10% de excedencia en 50 años.



Fuente: Alva Hurtado (1993), Peligro Sísmico en el Perú.

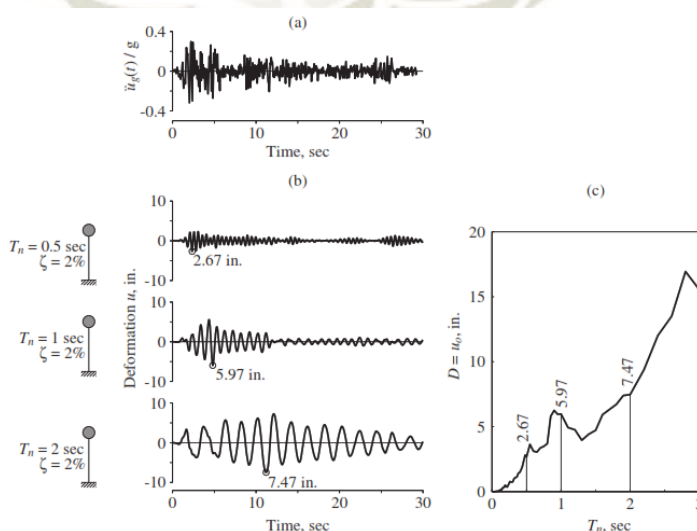
2.1.3.2 Espectro de respuesta

G.W Housner fue muy importante para la conformidad del concepto de espectro de respuesta del sismo, como una forma de caracterización de los movimientos del terreno y sus efectos en las estructuras, proporcionando una guía práctica para aplicar la dinámica de estructuras el diseño estructural y el desarrollo de la fuerza lateral en los códigos de construcción, siendo actualmente un concepto central de la ingeniería sísmica.

Se pueden definir varios espectros de respuesta en función de la cantidad de respuesta que se muestra en la gráfica, los espectros de respuesta más utilizados en la ingeniería sismorresistente son: espectro de respuesta de deformación (gráfica de u_o y de T_n) para un ζ fijo, una gráfica para $\dot{u}_o$ es el espectro de respuesta de velocidad relativa, y para $\ddot{u}_o^t$ es el espectro de respuesta de aceleración. (Ver ejemplos en las figuras 5 y 6). (Chopra, 2012)

Figura 5.

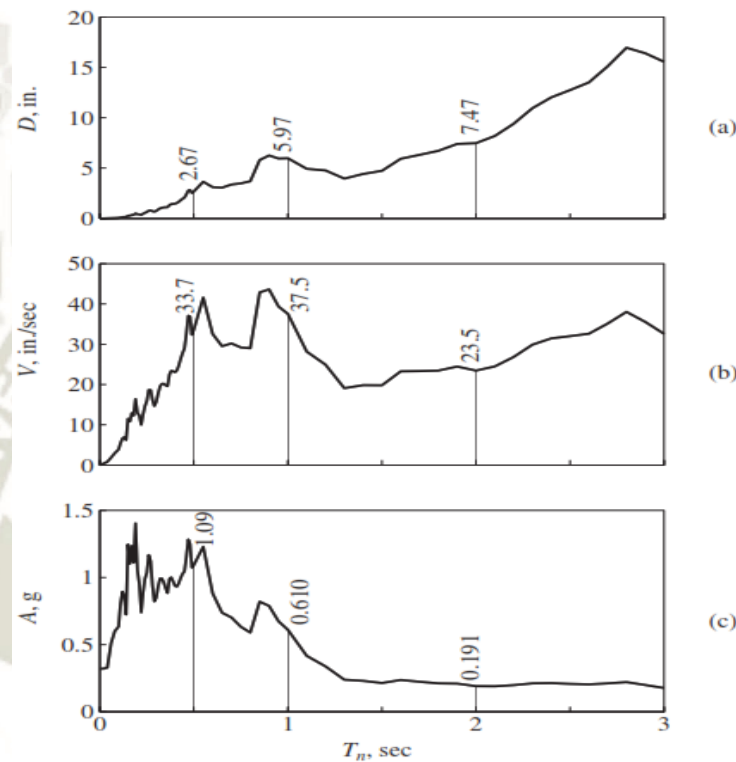
(a) Aceleración del terreno; (b) Respuesta de deformación de 3 sistemas de 1 GDL con $\zeta=2\%$ y $T_n=0.5, 1$ y 2 segundos; (c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta=2\%$



Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

Figura 6.

(a) Aceleración del terreno; (b) respuesta de tres sistemas de 1 GDL con $\zeta=2\%$ y $T_n=0.5, 1$ y 2 segundos; (c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta=2\%$



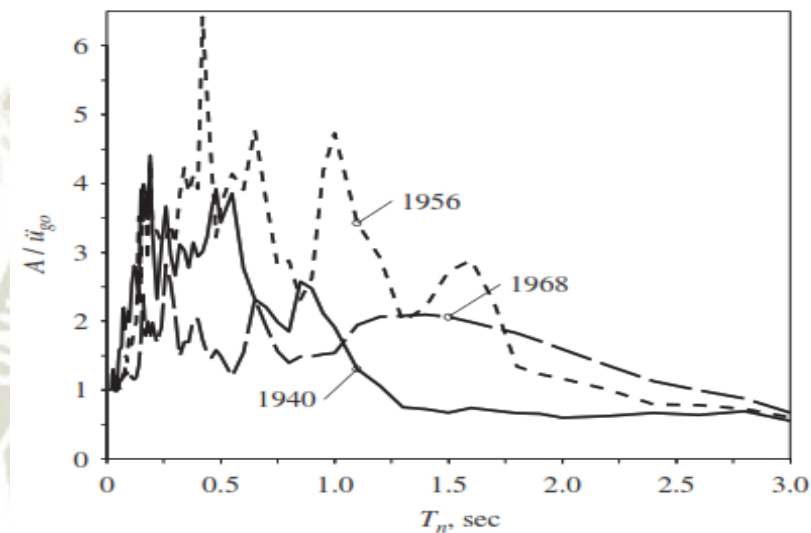
Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

2.1.3.3 Espectro de diseño elástico

El espectro de diseño está basado en el análisis estadístico de los espectros de respuesta para un conjunto de movimientos del terreno. Se creó para el diseño de nuevas estructuras y para evaluar estructuras existentes. Es por esto que utilizar un espectro de respuesta de un sismo pasado es inapropiado ya que en cada movimiento sísmico los picos y valles no se presentan en los mismos periodos (ver figura 7).

Figura 7.

Espectros de respuesta para el componente norte-sur de los movimientos de suelo registrados en la subestación del distrito de riego del Valle Imperial, El Centro, California; durante los sismos del 18 de mayo de 1940, 9 de febrero de 1956 y 8 de abril de 1968, $\zeta=2\%$.

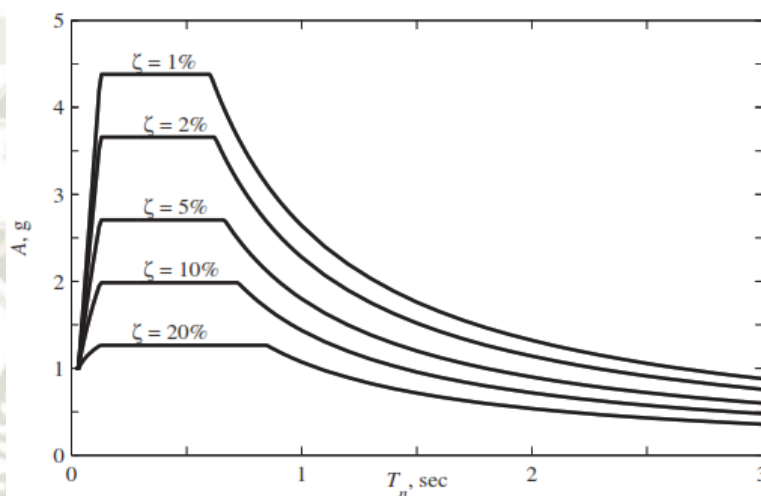


Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

El espectro de diseño debe representar los movimientos del terreno registrados en sismos previos, si no se tienen registros debe basarse en registros en otros lugares con condiciones similares, el espectro de diseño elástico brinda una base para calcular la fuerza y la deformación de diseño para los sistemas de 1 GDL con el fin de que permanezcan en el rango elástico. (Ver figura 8)

Figura 8.

*Espectro de diseño de pseudo-aceleración (percentil 84.1)
para movimientos del terreno con $\ddot{u}_{go}=1g$, $\dot{u}_{go}=48$ pulg/s y
 $u_{go}=36$ pulg; $\zeta=1,2,5,10$ y 20%*



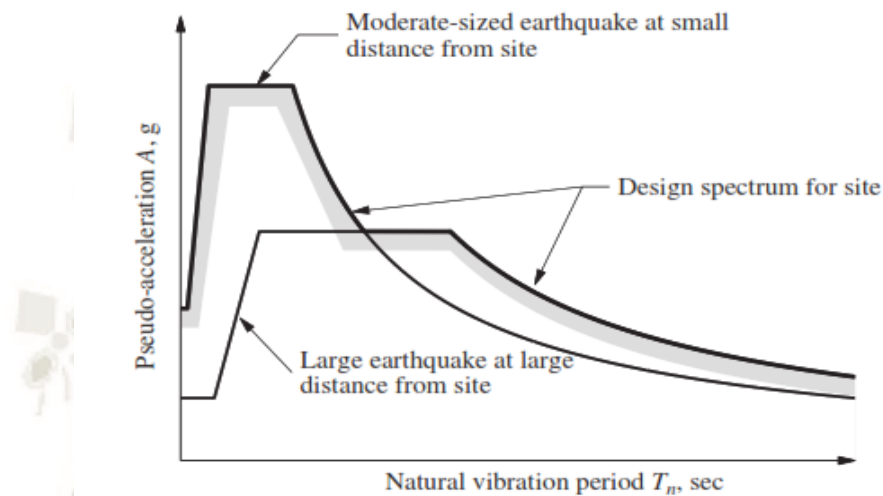
Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

2.1.3.4 Diferencia entre los espectros de diseño y de respuesta

El espectro de respuesta es una gráfica de la respuesta máxima de todos los sistemas de 1GDL posibles para un movimiento del terreno en particular, mientras el espectro de diseño uniforme es una especificación de la fuerza o deformación para el diseño sísmico como función del periodo de vibración natural y el ratio de amortiguamiento. Para algunos sitios el espectro de diseño es la envolvente de dos espectros de diseño elástico diferentes, por ejemplo un lugar que puede ser afectado por dos sismos originados por distintas fallas; el espectro de diseño para este sitio se definiría como la envolvente de los espectros de diseño para cada tipo de sismo (ver figura 9), para la zona de periodos cortos el espectro de diseño se rige por el sismo en la zona, mientras que la parte del periodo largo el espectro de diseño está gobernado por el sismo restante.

Figura 9.

Espectro de diseño definido como la envolvente de los espectros de diseño para sismos que se originan en dos fallas diferentes.



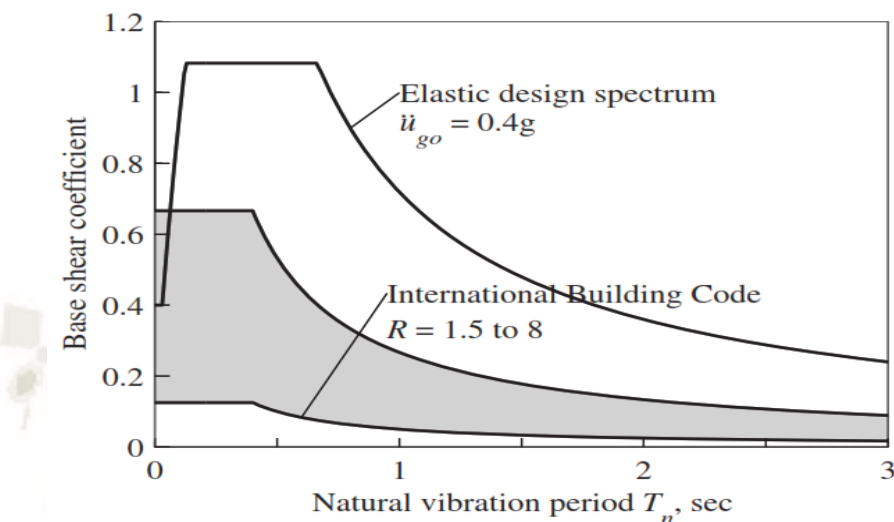
Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

2.1.3.5 Espectro de diseño inelástico

La filosofía de los códigos de construcción es que las edificaciones sufran daños ante un sismo severo debido a su incursión en el rango plástico, esto se debe a que los espectros de diseño de las normas de construcción son espectros de diseño inelástico. La fuerza cortante basal generada en un sistema elástico lineal se calcula como la multiplicación del peso por la pseudoaceleración (correspondiente a un periodo natural de vibración y un ratio de amortiguamiento) entre la gravedad; sin embargo, las edificaciones se diseñan para una fuerza cortante basal menor que la fuerza cortante basal elástica relacionada con el movimiento del terreno más fuerte posible en el sitio (Ver figura 10) (Chopra, 2012).

Figura 10.

Comparación de los coeficientes de cortante basal del espectro de diseño elástico y del Código Internacional de Construcción.



Fuente: Chopra (2012), Dinámica de Estructuras.

2.1.3.6 Estructuras regulares

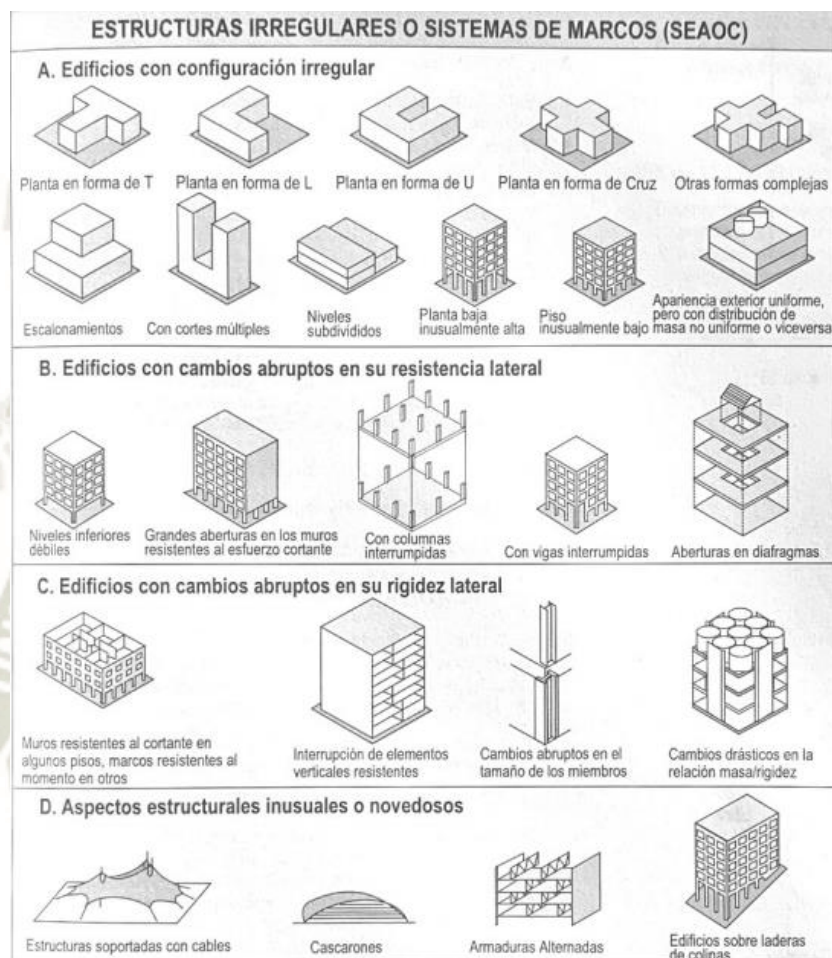
Son las que en su configuración resistente a cargas laterales no presentan las irregularidades que se ven en la figura 11.

2.1.3.7 Estructuras irregulares

Son aquellas que presentan una o más irregularidades nombradas en la figura 10, las cuales en algunas normas de diseño estructural son castigadas por factores de irregularidad cuyo propósito es reducir el valor del coeficiente relacionado a la ductilidad de las estructuras para las edificaciones irregulares tanto en planta como en altura aumentando la fuerza cortante basal de diseño, ya que la presencia de dichas irregularidades usualmente genera un comportamiento no deseado cuando la estructura experimente un sismo.

Figura 11.

Estructuras Irregulares



Fuente: Instituto de Construcción y Gerencia (2020).

2.1.4 Muros de corte o muros estructurales

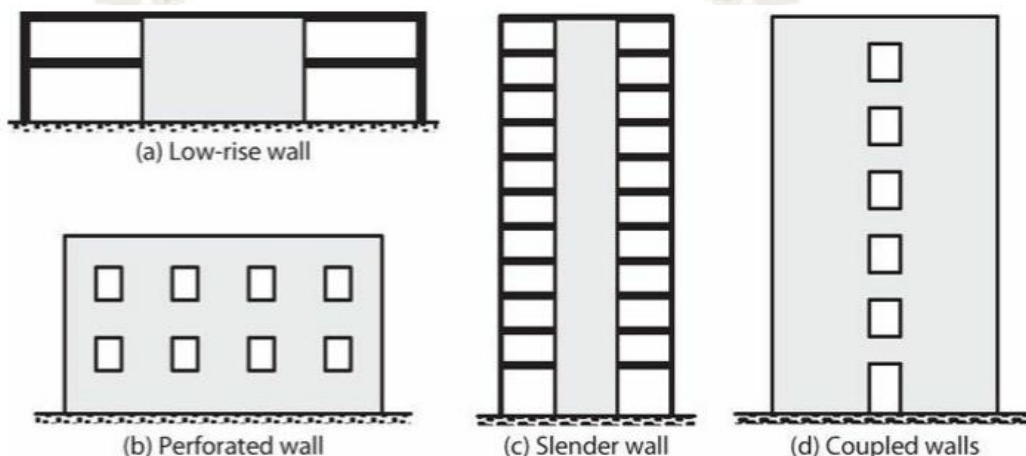
Estos muros se han denominado muros de corte ya que la carga lateral de un edificio ocasionada por viento o sismo se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y dada su gran rigidez absorben gran parte de la fuerza sísmica total generando altas fuerzas cortantes y momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos (Blanco Blasco, 1997).

La figura 12 muestra algunas configuraciones de muros estructurales. Los muros sólidos son bastante usados en edificaciones de poca altura, otra configuración que se puede observar son

los muros perforados. Los muros en voladizo desde la cimentación proveen arrostramiento en toda la altura del edificio en edificios altos. En un sistema de muros acoplados, las ventanas o puertas están debajo o arriba de las vigas de acoplamiento. (Moehle, 2015).

Figura 12.

Muestra de elevaciones de muros estructurales.



Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete buildings.

Los muros de corte son más económicos que otros sistemas para el caso de edificios de baja a mediana altura. Generalmente se utiliza el sistema de muros de corte en edificios con limitaciones de altura de entrepiso o con restricciones arquitectónicas que no permiten vigas peraltadas.

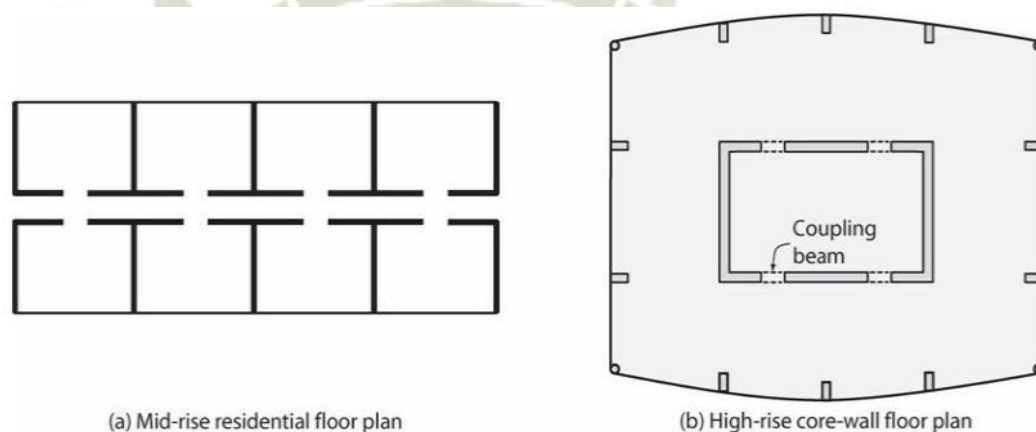
El uso de muros estructurales se hace primordial en determinados edificios altos para controlar las deflexiones de entrepiso generadas por la fuerza lateral. Los muros estructurales correctamente diseñados en zonas sísmicas tienen un buen precedente. No solo pueden dar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden brindar una buena protección contra daños no estructurales costosos durante movimientos sísmicos moderados (Park & Paulay, 1988).

Se deben distribuir los muros en cada dirección principal, posicionándolos de tal manera que su centro de resistencia este cerca de su centro de masa, por lo tanto, evitando la torsión. Los

muros posicionados cerca del perímetro maximizan la resistencia torsional, mientras que los muros que no están en el perímetro (y están lejos de las columnas adyacentes) soportan más cargas de gravedad, reduciendo el refuerzo y las demandas de la cimentación, por ejemplo, el muro “e” de la figura 13; sin embargo, mucha carga axial reduce la capacidad de desplazamiento (Moehle, 2015).

Figura 13.

Planos de planta típicos en edificios de muros estructurales.

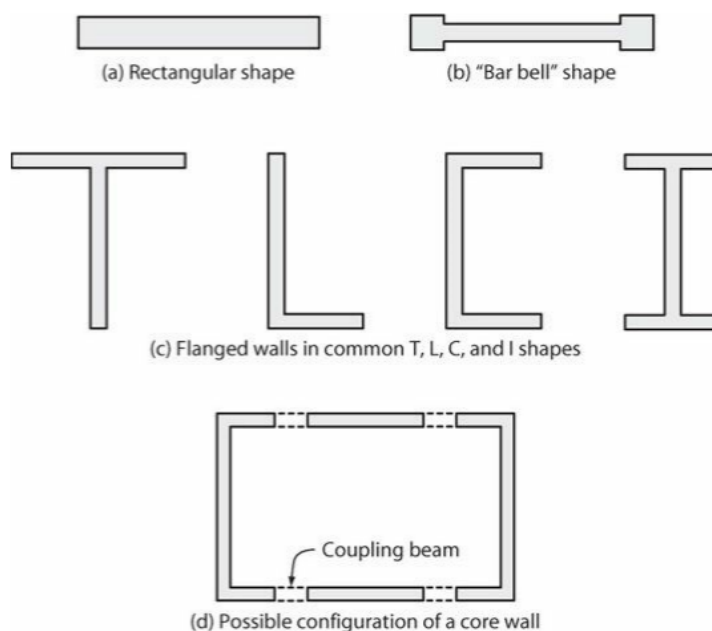


Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete building.

Existen varias configuraciones estructurales en muros (ver figura 14), la sección rectangular es fácil de diseñar y construir; sin embargo, secciones muy delgadas deben ser evitadas porque tienen problemas en su desempeño; los muros “bar bell” (muros con columnas en los extremos que contienen refuerzo longitudinal) mejoran la estabilidad y ayudan a incrementar el ancho de las vigas que se conectan al muro; los muros del núcleo cierran elevadores, escaleras y otras áreas verticales cerradas, mediante el uso de vigas de acople conectadas al muro (Moehle, 2015).

Figura 14.

Varias secciones de muros.



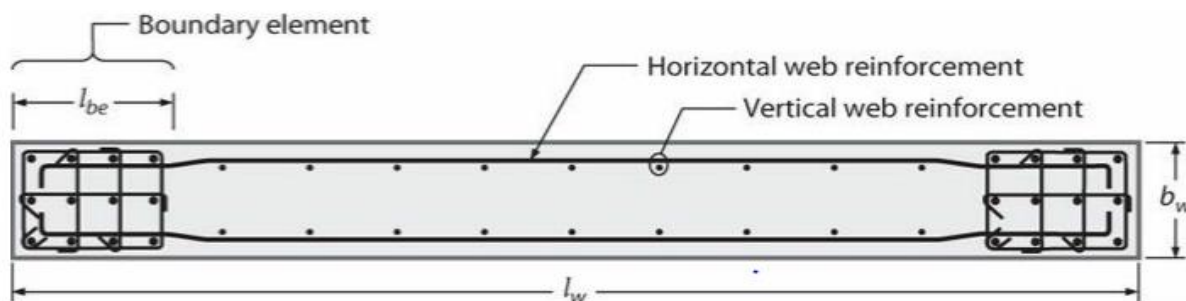
Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete building.

2.1.4.1 Refuerzo típico en muros estructurales de sección transversal rectangular

Un muro de corte de sección rectangular debe tener como mínimo una malla de refuerzo vertical y otra horizontal, usualmente también llevan un refuerzo vertical en los bordes para resistir momentos y fuerzas axiales, el refuerzo longitudinal de los elementos de borde (los elementos de borde es una parte de los límites del muro estructural donde se dan cargas gravitacionales y sísmicas que generan altos esfuerzos de compresión en los bordes) tiene generalmente acero transversal de confinamiento con el propósito de restringir el pandeo de las barras longitudinales (ver figura 15) (Moehle, 2015).

Figura 15.

Refuerzo típico para muro rectangular.



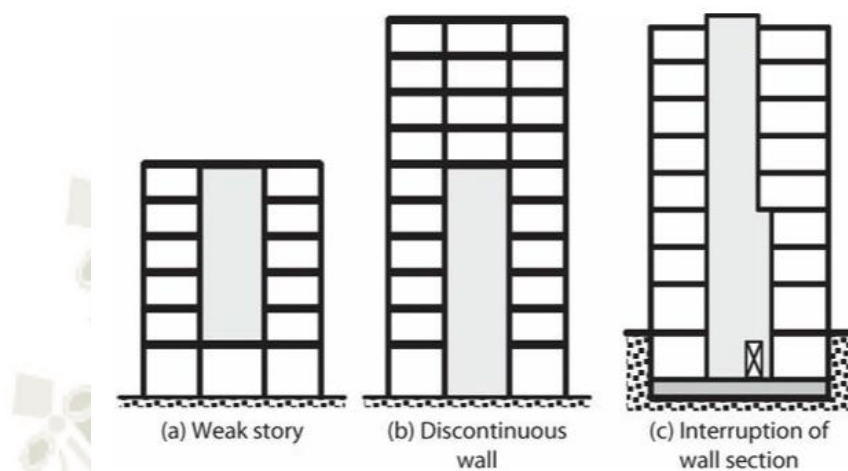
Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete building.

2.1.4.2 Discontinuidades verticales

La funcionalidad y el costo a veces tienden a que se necesiten aberturas en los muros y otras discontinuidades, estas irregularidades producen concentraciones de esfuerzos y desplazamientos relativos localizados que muchas veces generan una respuesta sísmica inadecuada. En el pasado, la necesidad de espacio libre en el primer piso generó que muchos edificios antiguos tengan muros con discontinuidad en el primer piso creando un piso débil en este (Ver figura 16 inciso a). Los muros que inician en la cimentación y ya no continúan en ningún nivel intermedio son permitidos en la mayoría de los códigos, pero su diseño debería ser castigado mediante el incremento de las fuerzas sísmicas de diseño. Es preferible que se haga una reducción de la sección del muro de forma gradual (Ver figura 16 inciso b y c) (Moehle, 2015).

Figura 16.

Irregularidades verticales en muros.



Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete building.

2.1.4.3 Clasificación de muros de corte

Los muros de corte se clasifican por la relación h_w/l_w , " l_w "es la longitud del muro y" h_w "es la altura del muro, los muros esbeltos tienen una relación $h_w/l_w \geq 2$, mientras que en los muros bajos tienen una relación $h_w/l_w < 2$ (Moehle, 2015).

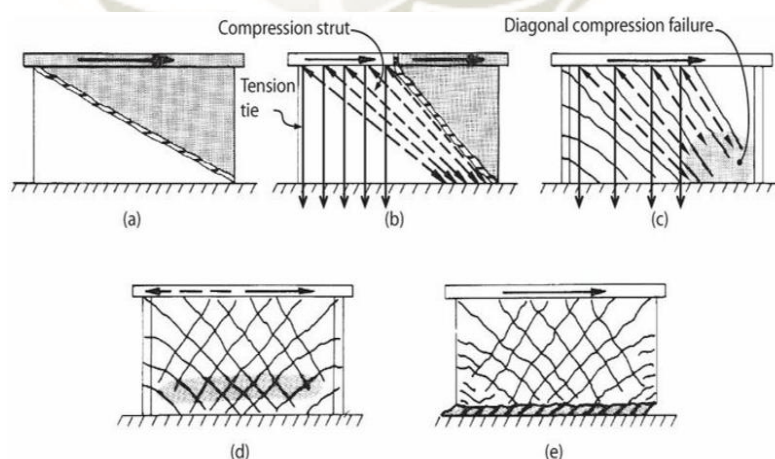
Los muros esbeltos no pueden resistir el corte horizontal de manera eficiente a través de un simple puntal de compresión diagonal desde la aplicación del punto de carga hasta el punto de soporte, sino que requiere acero distribuido horizontalmente para resistir el corte. (Moehle, 2015)

El comportamiento de un muro alto de sección rectangular puede parecerse al de una viga en voladizo, pero en el caso de muros se tiene una carga axial actuante. Al existir en los pisos inferiores momentos y cortantes muy importantes, se presentarán esfuerzos de compresión y tracción significativas en las zonas cercanas a los extremos o bordes de muro, ocasionando una falla por inestabilidad de borde (Blanco Blasco, 1997).

Los muros bajos son capaces de transferir una gran parte de las fuerzas cortantes mediante la acción directa del puntal entre el punto de aplicación de la carga y el punto de reacción. Las fallas por corte que se pueden dar en este tipo de muros son: la falla por tracción diagonal (se da especialmente en muros con una relación h_w/l_w cercana o mayor que 1, el acero horizontal al ser insuficiente se produce un plano de falla diagonal de esquina a esquina como se puede ver el inciso a de la figura 17), falla por fluencia del acero vertical (el acero horizontal es suficiente por lo que el acero vertical actúa como tensores verticales en un sistema puntal-tensor que puede ser la parte débil como se puede ver en el inciso b y c de la figura 17), falla por compresión diagonal (el refuerzo horizontal y vertical son suficientes para resistir los esfuerzos por corte; sin embargo, la falla ocurre por aplastamiento de los puntales de compresión diagonal, como se puede ver en el inciso c y d de la figura 17), falla por deslizamiento (el acero vertical fluye bajo cargas laterales, los esfuerzos de tracción residuales en el refuerzo pueden provocar grietas abiertas a través de la interface muro - cimentación u otras juntas de construcción ver figura 18) (Moehle, 2015).

Figura 17.

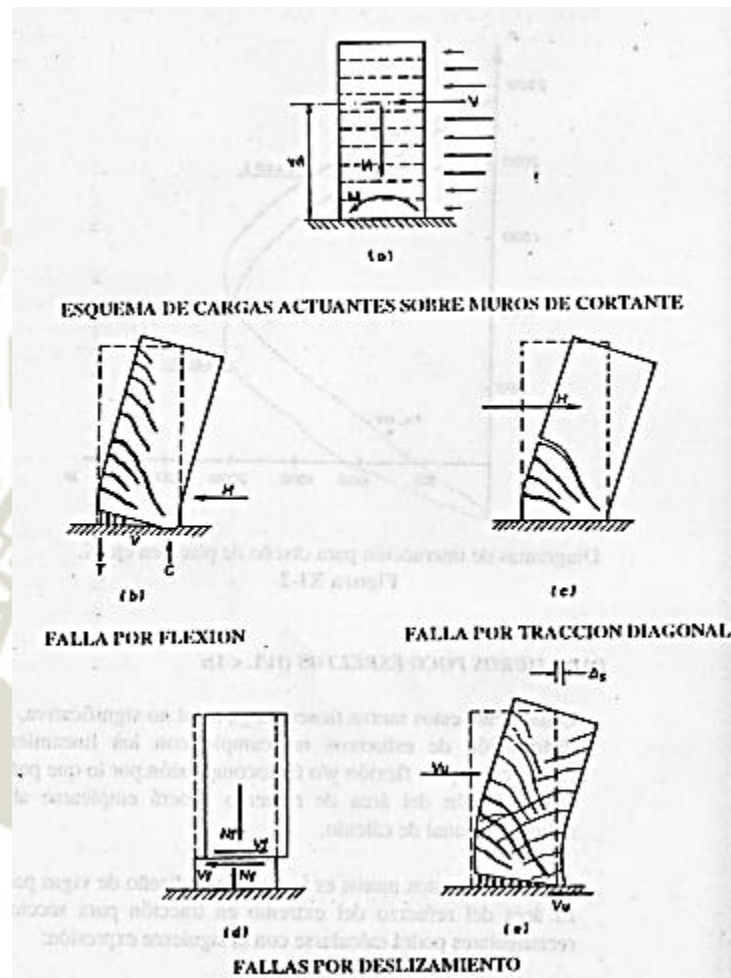
Modos de falla por corte en muros bajos.



Fuente: Moehle (2015), Seismic design of reinforced concrete building.

Figura 18.

Tipos de falla en muros de corte.



Fuente: Blanco (1997), Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.

Por lo general los muros de corte de baja altura solo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual no se toma en cuenta su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante. La demanda de acero a flexión también será menor en la mayoría de los casos, debido al brazo de palanca interno disponible relativamente grande; por lo que será más fácil distribuir el refuerzo vertical (a flexión) de forma uniforme en toda la longitud del muro, permitiendo solo un aumento nominal en los bordes verticales. (Park & Paulay, 1988)

En un muro bajo puede darse la falla por deslizamiento, ya que solo hay una carga axial mínima existente, y la falla por cortante o tracción diagonal; la falla por flexión es raro que pueda darse pues es difícil que el muro pueda absorber momentos muy importantes, dado que antes que esto pueda ocurrir la cimentación habrá girado controlando el momento que realmente puede llegar al muro (Blanco Blasco, 1997).

2.2 Antecedentes Investigativos.

2.2.1 *“Comparación de parámetros de respuesta sísmica y de diseño para elementos estructurales principales de edificios en altura de hormigón armado, frente a los requerimientos de los decretos supremos 60 y 61”*

A raíz del terremoto del 27 de febrero del año 2010 en Chile de magnitud 8.8 grados en la escala de Richter, se modificaron las normas de diseño Nch433of 1996 Mod2009 (Diseño sísmico de edificios) y Nch430 of2008 (Hormigón Armado) generándose los decretos DS 60 y 61.

Estas modificatorias motivaron la realización de este trabajo que consiste en un estudio comparativo de parámetros generales de respuesta sísmica y de diseño de elementos estructurales principales, a través de un análisis modal espectral, de 18 edificios en altura de hormigón armado, identificando las diferencias que resultan de aplicar el nuevo código.

Las principales solicitudes establecidas en los DS 60 y 61 que fueron analizadas en este estudio fueron el espectro de diseño que depende de una nueva clasificación de suelos, las restricciones a la cortante basal, carga axial en muros de corte menor o igual a $0.35f'cA_g$, y el confinamiento en los muros de corte, adicionando a lo previamente establecido en las normas Nch433 of 1996 y Nch430 of 2008, como limitaciones al esfuerzo de corte en muros y a las deformaciones sísmicas.

El diseño original de los edificios existentes se realizó de nuevo pero esta vez aplicando el nuevo código llegando a las siguientes conclusiones. Al haberse estudiado edificios altos, los periodos fundamentales suelen ubicar al edificio en la parte con pseudoaceleraciones bajas; en este sentido la cortante basal mínima establecida en el DS61 fue muy importante. En la gran mayoría de edificios estudiados, el factor de reducción de la aceleración espectral R^* fue determinado por la fuerza cortante basal mínima nuevamente.

La actualización de la norma Nch433 incluyó una nueva clasificación de los perfiles de suelo que es más detallada e incorpora un nuevo suelo que reduce la incertidumbre existente entre los suelos de tipo 2 y 3.

El aspecto más importante que se pudo resaltar en este estudio es el del confinamiento de bordes de muros, ya que no solo significó un aumento en la cantidad de acero; sino también en las dimensiones de los muros en niveles críticos a causa de que en edificios de viviendas se observan muros de espesores menores a los 30 cm que debido a la necesidad de ser confinados se modificó su sección, las variaciones obtenidas fueron de hasta 15% en volúmenes de hormigón y cerca del 10% en toneladas de acero (Rojas Borjes, 2012).

2.2.2 “Response of reinforced concrete buildings in Concepción during the Maule earthquake”

Esta investigación analiza 8 edificios de muros estructurales de Concepción que experimentaron el terremoto de Chile del 2010. 7 de las 8 edificaciones tenían hasta 8 años y eran parte de un total de 102 edificios de 9 pisos o más construidos en la región de Bio Bio que abarca la ciudad de Concepción donde alrededor de 20 edificios de concreto armado fueron severamente dañados. Las edificaciones tienen altos ratios de áreas de muros estructurales entre el área del techo siendo entre 1.5% a 4% en cada dirección como los típicos edificios de muros de corte de Chile,

la mayoría de estos tenían irregularidades lo que puede explicar el daño que tienen; sin embargo, las estructuras regulares también presentaron daños.

Boroschek et al. (Como se citó en Westenenk et al, 2012) nos indica que los espectros de respuesta de movimientos del terreno registrados fueron mucho más largos que el espectro de diseño de la Norma Chilena NCh433 en un rango de periodos, lo que generó una mayor demanda en edificios de mediana altura.

Westenenk et al. (2012) también sugiere que la clasificación de suelos debía modificarse para obtener una mejor distribución de daños de edificios entre diferentes suelos; además de ser más estrictos en los requerimientos de confinamiento para muros de corte, ocasionando mayores daños en muros delgados por lo que también se debería poner un límite de espesor para asegurar la constructabilidad y evitar el exceso de refuerzo en los bordes del muro.

2.2.3 “Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27,2010, Chile Earthquake”

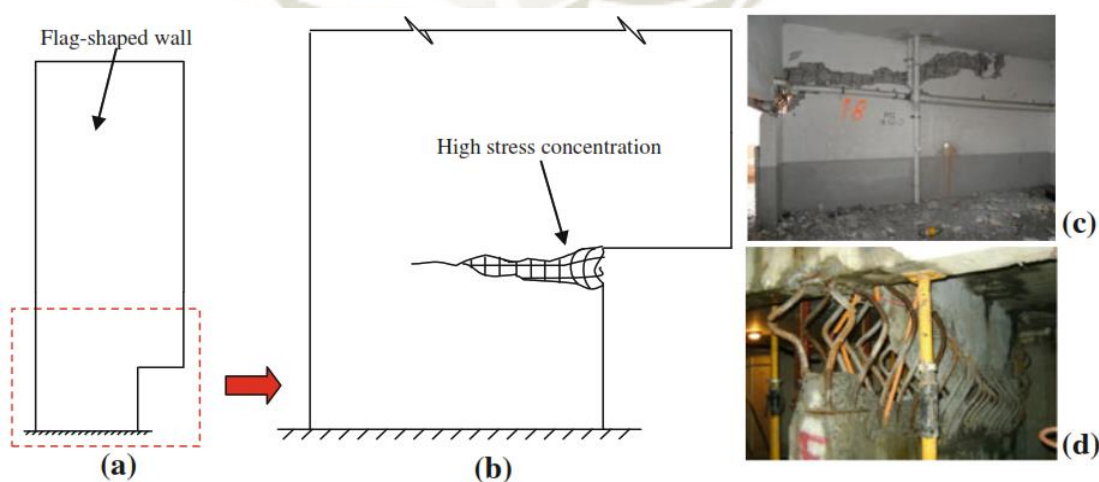
Esta investigación analiza el comportamiento sísmico de los edificios de concreto armado de Concepción y explica las posibles causas de los daños observados después del terremoto del 27 de febrero del 2010 en Chile. Se señala que la mayoría de los edificios tuvieron daños localizados en muros en pisos bajos y los primeros sótanos, indicando que las fallas fueron frágiles y ocurrieron principalmente en edificios con menos de 10 años de concreto armado cimentados sobre suelos blandos con irregularidades verticales y horizontales como muros estructurales tipo bandera (muros con longitud menor en los primeros pisos o sótanos generando concentraciones de esfuerzo en la región discontinua, ver figura 19 a),b),c) y d)). No se observó un comportamiento dúctil ya que no existe daño extendido en la estructura. Algunas de las razones principales por las que los edificios presentaron daños son la orientación geográfica de las edificaciones, irregularidades

verticales y horizontales, el espesor de los muros estructurales, el detallado del acero y la ausencia de fuentes de energía de disipación. Al final del estudio se concluye que las normas de diseño tenían que revisarse con respecto a las consideraciones para muros estructurales como: ser más estrictos en los requerimientos de confinamiento, las irregularidades horizontales y verticales. Otros aspectos que debieron cambiarse que si fueron aplicadas en la actualización de la norma después del terremoto del 2010 fueron: limitar la carga axial máxima a un punto menor que el punto de balance en la curva de interacción Momento-axial y limitar el espesor en los bordes del muro que requieran acero en los bordes, antes del terremoto de 1985 los edificios tenían espesores de 30 cm y se comportaron adecuadamente, mientras que los edificios más recientes tenían espesores de 20cm o 15cm, al ser tan delgados los muros experimentaron altas demandas de axial-flexión, escasez de confinamiento y generando fallas frágiles (ver figura 20 a),b) y c)). (Westenenk, et al.,2012)

Figura 19.

Irregularidad vertical con forma de bandera: a) Muro con forma de bandera típico b)

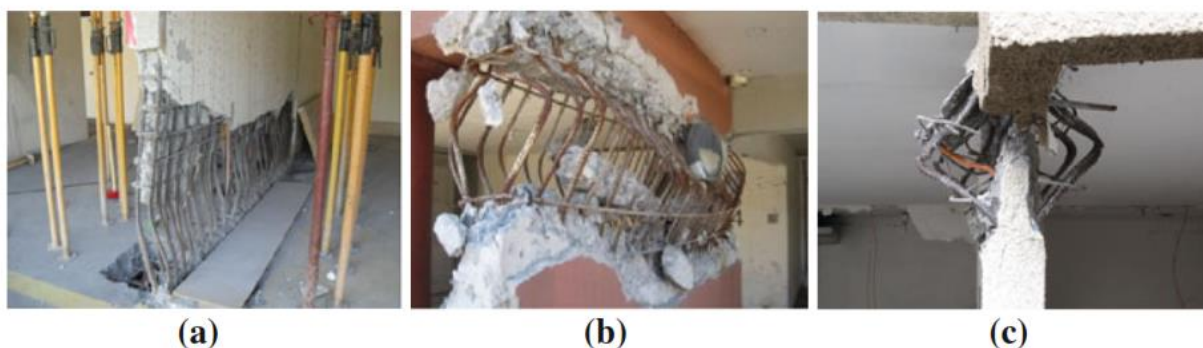
Daño en muros con forma de bandera. Ejemplos en dos edificios: c) AA-1 y d) AH-2.



Fuente: Westenenk et al. (2013) Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the february 27, 2010, Chile Earthquake.

Figura 20.

Daño "Unzipping" en muros de edificaciones: a) AH-2; b) CM-3; y c) PR-6.



Fuente: Westenank et al. (2013) Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the february 27, 2010, Chile Earthquake.

2.2.4 “Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010”

Esta investigación explica los principales cambios de las normas de diseño chilenas posteriormente al terremoto de Chile del 2010. Muchos edificios de concreto armado sufrieron daños severos sobre todo mediante el desprendimiento del recubrimiento, el pandeo del acero longitudinal de los bordes o el aplastamiento del concreto, todos estos daños fueron lo que generaron el cambio en las normas, ahora un enfoque basado en desplazamiento es utilizado para la distribución del acero de los bordes en los muros, así como establecer un límite de daño, las deformaciones por compresión en el concreto no pueden exceder 0.008 (Carga axial máxima de $0.35 f'c A_g$), limitando la carga axial que generó muchos daños en las estructuras. Otro de los cambios fue evitar el pandeo generado por compresión después de tensión gracias al acero transversal y al espaciamiento máximo de $6d_b$ (d_b es el diámetro de la varilla longitudinal) en zonas propensas a la fluencia del acero longitudinal, el pandeo es más probable en secciones transversales asimétricas como secciones “T” (Massone, 2013).

2.2.5 “Aftershock response of RC buildings in Santiago, Chile, succeeding the magnitude 8.8 Maule earthquake”.

Entre el 13 y el 28 de marzo de 2010, un equipo de investigadores, profesionales y colaboradores locales de EE. UU instrumentaron cuatro edificios en Santiago de Chile, para medir la respuesta de las réplicas siguientes al terremoto de 27 de febrero. Los edificios elegidos, diseñados de acuerdo con NCh433.Of96 (similar a ACI 318-95), Dos de las construcciones instrumentadas no sufrieron daños, mientras que solo uno sufrió daños no estructurales menores y el cuarto edificio presentó daños estructurales más significativos, como pandeo en las columnas y grietas en la pared de corte.

La instrumentación radicó principalmente en acelerómetros uniaxiales y triaxiales, así como algunos transductores de desplazamiento. Los registros de varias réplicas fueron recopilados durante un periodo de un mes, estos datos se procesaron y se utilizaron algoritmos de identificación del sistema para establecer parámetros dinámicos de construcción y modelado (por ejemplo, períodos de construcción, amplificación de aceleración, derivas entre pisos, balanceo, torsión del edificio y evaluación de la rigidez del diafragma en el plano).

Dos de los cuatro edificios fueron seleccionados para realizar el análisis de sistemas simples, así como algunos estudios de modelado preliminares para mostrar qué edificio se puede recuperar fácilmente en un corto tiempo posterior al evento sísmico. Ambos edificios fueron 10 de pisos con diferentes sistemas de resistencia a la fuerza lateral, es decir, un sistema de marco resistentes a momento y un sistema de muro cortante. Las aceleraciones en ambos edificios aumentaron en un factor de 2.5–4 en dirección EW o NS entre el suelo y los pisos del techo. Una fuerte sensibilidad a las aceleraciones torsionales fue observada en el edificio dañado de muro cortante. Un instrumentado muro de corte de concreto armado mostró que los desplazamientos de

corte fueron más fuertes por un factor de cinco en comparación con la medida de deformaciones durante la réplica. El agrietamiento por corte ocurrió predominantemente en áreas de la pared donde se encontraban aberturas discontinuadas en los niveles superiores o inferiores del piso respectivo. Se modeló el edificio residencial de muros de corte de 10 pisos utilizando ETABS el cual proporcionó comparaciones de comportamiento al implementar factores de reducción de rigidez según FEMA 356. El modelo mostró que el período natural se capturó mejor bajo el supuesto de que los elementos tienen limitaciones, a las grietas se les asignó el 80% de la rigidez, mientras que los elementos con daños severos o fallas se supuso que no tenían contribución a la rigidez estructural general del edificio. Todos los datos son almacenados en el almacén del proyecto NEES y formar una primera iniciativa para crear una base de datos pública para construir datos de respuesta a sismos eventos (Lemnitzer, Massone, Skolnik, De la Llera Martin, & Wallace, 2014).

2.2.6 “A statistical analysis of reinforced concrete Wall buildings damaged during the 2010, Chile Earthquake”.

Este estudio analiza el comportamiento de 43 edificios de muros estructurales de los cuales 36 sufrieron daños estructurales durante el terremoto del Maule en 2010 de $M_w=8.8$, el conjunto de edificios analizados son de una configuración tipo “espina de pescado” de 9 pisos a más localizados en las ciudades más pobladas de Chile como: Santiago, Viña del Mar y Concepción, la mayoría de los edificios dañados fueron los más nuevos que se construyeron desde el año 2000.

Uno de los aspectos más resaltantes es el bajo porcentaje de edificios de más de 24 pisos dañados (4%), generalmente los edificios altos tienen periodos altos y tienen su cimentación en suelos rígidos, otros de los resultados encontrados fueron que el espesor promedio de los muros ($e = \sum_1^m e_{li} / \sum_1^m l_i$), siendo “ e_i ” el espesor del i -ésimo muro, “ l_i ” su longitud y “ m ” es el número

de muros por piso. El 22% de las edificaciones tenían muros con espesores menores a 18 cm, y 69% tenían valores menores a 21 cm. Este espesor promedio es mucho menor al espesor de las estructuras de Villa del Mar durante el terremoto de 1985 que eran entre 30 a 50cm a causa de que en ese tiempo la norma de diseño requería un espesor mínimo de 20cm. De forma similar las edificaciones tenían una densidad de muros entre 2.8 y 2.9 % en cada sentido al igual que los edificios que resistieron el terremoto de 1985; sin embargo, estos edificios eran más pequeños y por lo tanto soportaron menores esfuerzos axiales, basándose en análisis de las secciones de concreto armado para estas estructuras estudiadas en esta investigación (edificios altos) presentaban un comportamiento menos dúctil gracias a las grandes cargas axiales que soportaban provocando que tengan una falla frágil (Jünemann, De la Llera, Hube, Cifuentes, & Kausel, 2015).

2.2.7 “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso – deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual mediante los análisis sísmicos dinámicos, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch 433 of 1996 modificada en 2012”

Este estudio analiza los alcances, factores y parámetros que intervienen en la determinación del espectro de diseño; asimismo, el análisis modal espectral que ambas normas establecen. Luego se comparan los resultados de la repuesta sísmica, desplazamientos laterales, derivas y fuerzas cortantes; sin embargo, este estudio no llega a profundizar en el diseño de concreto armado de los elementos estructurales. Las conclusiones a las que se llega son que los desplazamientos laterales obtenidos con la norma peruana fueron mayores; asimismo, los valores límites para las derivas fueron más estrictos en la norma chilena. La fuerza cortante en la dirección X fue mayor en el caso de la norma chilena y en la dirección Y fue mayor en la norma peruana; finalmente se concluye

que el parámetro de suelo cumple un rol fundamental en la realización del espectro de diseño (García Acurio, Moscoso Nieves, & Soto Florez, 2016).

2.2.8 “Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego.”

El objetivo de este trabajo es establecer, en cuanto a los aspectos técnicos de la ingeniería sísmica, cuáles son las diferencias y semejanzas entre las normativas de Colombia, Ecuador, Perú y Chile vigentes, concerniente a las estructuras sismo-resistentes, para plantear mejoras e identificar debilidades. Para ello se ha desarrollado como instrumentos una matriz de registro y otra de comparación, con los cuales se procesó la información. del análisis de los resultados se observa que a pesar de ser distintas zonas existe gran semejanza entre las normas sismo-resistentes. Las diferencias más evidentes lo vemos en los procesos de cálculo, las formas espectrales y los controles, estas resaltan a la norma chilena ya que las discrepancias son más enmarcadas que al resto de normas. En la investigación también se desarrolla el análisis sísmico dinámico con las diferentes normas en estudio, de una construcción de categoría esencial, donde se ha podido ver que la norma chilena es la más rigurosa del grupo en cuanto a controles y fuerzas dinámicas (Mendoza, 2016).

2.2.9 “Comparación de la respuesta sísmica y diseño estructural de un edificio mediante la norma técnica E.030 (2003) y la norma técnica E.030 vigente (2016)”

Este estudio realiza una comparación de la respuesta sísmica de un edificio de 8 pisos y dos sótanos con la norma técnica E.030 del 2016 y la norma técnica emitida en el 2003, además del diseño de concreto armado de cada uno de los elementos estructurales con la norma E.060. Entre los parámetros más importantes que cambian son el factor de zona y de suelo que en la versión de la norma E.030 del 2016 es más conservadora para la costa, pero menor para el resto

del Perú, así como el suelo, el factor de amplificación sísmica con la norma del 2016 se utiliza el coeficiente TL que está en función del perfil de suelo. Las variaciones de estos factores generan que la cortante basal y la aceleración espectral en la zona de Arequipa sea menor; sin embargo, la norma del 2016 es más estricta en cuanto a las irregularidades ya que si se tiene irregularidad en planta y altura se multiplican ambos factores de reducción, a diferencia de la norma del 2003 que solo considera el menor de los 2. Las distorsiones de entrepiso son más exigentes para estructuras irregulares en la norma del 2016 ya que la deriva máxima se amplifica con el valor de R a diferencia de la norma del 2003 que se amplificaba con $0.75R$ (Llamoca Paz, 2017).

2.2.10 “Una revisión crítica de las normativas de diseño sismorresistente en el Perú:

E.030 sismo y E.060 concreto armado.”

En este trabajo se hace una evaluación crítica de las normas E030 “Diseño Sismorresistente”, y E.060 “Concreto Armado”, poniendo énfasis en lecciones aprendidas en el terremoto que sucedió en Perú (2007), así como en las nuevas exigencias de diseño sísmico del ACI 318-14 (ACI 318,2014).

Se muestra que la aplicación de las normativas vigentes en Perú en algunos casos condujo a diseños inseguros. Además, se muestra la importancia de la resistencia de la estructura ante terremotos y de la capacidad de deformación lateral de la edificación. Se concluye que es necesario realizar cambios tanto en la norma E.030 como en la norma E.060, con el propósito de perfeccionar la práctica de diseño sismorresistente en el Perú (Rodriguez, 2017).

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA.

3.1 Ubicación.

Las dos edificaciones se encuentran en la Urbanización Valle Escondido, en el distrito de Cayma, provincia de Arequipa.

3.2 Tipo de estudio.

Investigación de tipo descriptivo ya que se describe en que partes de las normas de diseño de Perú y Chile existen diferencias.

3.3 Procedimiento.

Para establecer las diferencias entre las normas de diseño de Perú y Chile, se estudiaron dos edificios: uno de planta regular y otro de planta irregular, ambos son bloques de un condominio (planos de arquitectura en el Anexo A). Primeramente, se diseñó los edificios mediante el reglamento nacional de edificaciones de Perú, para evitar el sesgo de los resultados no se modificaron los edificios que resultaron de diseño por la norma peruana sino se evaluó si este edificio cumple con las normas de Chile e identificándose que criterios varían.

3.3.1 Diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Perú.

3.3.1.1 Estructuración y predimensionamiento.

Al ser una edificación con planta muy asimétrica (forma triangular), se definieron los muros estructurales mayormente en el perímetro para evitar que se genere problemas de torsión, al existir estacionamientos conectados con los otros bloques del condominio (el eje B-B colinda con el bloque regular del estudio) no se plantearon muros en ciertas partes del perímetro.

Se planteó un gran muro en forma de “E” (eje C entre ejes 3 y 6) sólo en los sótanos para reducir las excentricidades generadas al existir una mayor área en planta en los estacionamientos y los muros de contención en los ejes 8-8 y C’-C’ presentes en sólo dos lados del edificio. Se fueron reduciendo las longitudes de los muros en ciertos pisos superiores del edificio con el fin de reducir la rigidez lateral de los pisos superiores, en el semisótano se reduce el área con respecto a los sótanos y la arquitectura plantea una recepción de 2 pisos de altura sin losa entre los ejes 1 y 2 y A y C.

El predimensionamiento de los elementos estructurales no se hizo en base a las cargas gravitatorias, sino en base a las dimensiones requeridas para evitar las irregularidades que describe la norma E.030 y que el edificio tenga un buen comportamiento sísmico.

3.3.1.2 Metrado de cargas

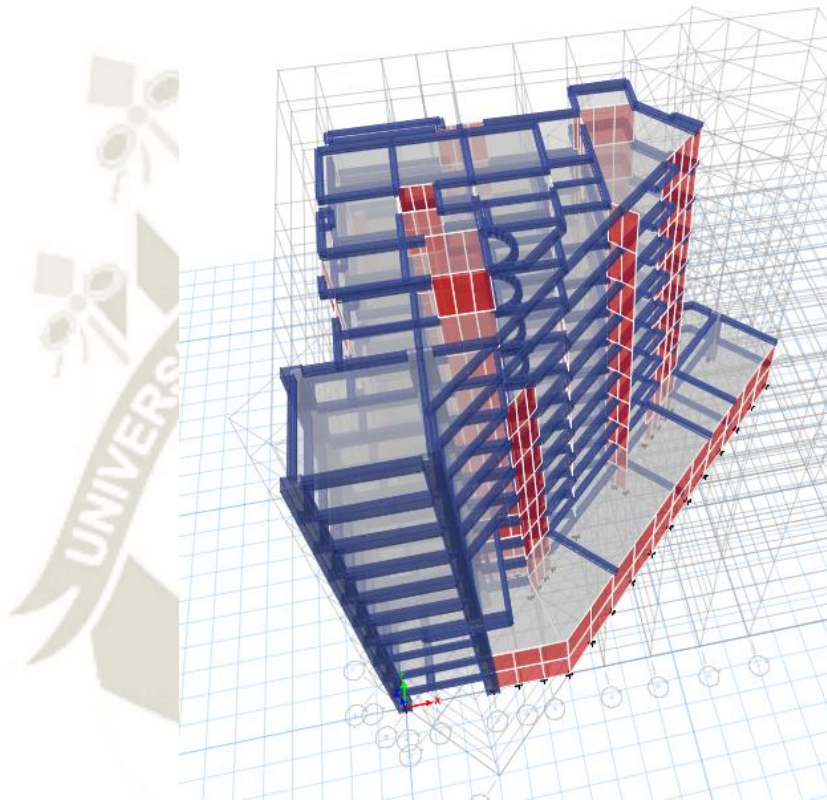
Se asignó la carga muerta y viva según la norma E.020 de Cargas, considerando que los materiales para los elementos estructurales son concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, para los tabiques se utilizó unidades de albañilería cocida huecas y para las losas se plantearon losas macizas de 20 cm y aligerados unidireccionales de 20 y 25 cm.

3.3.1.3 Modelo del edificio en ETABS

Se hizo un modelo tridimensional del edificio en ETABS, con los elementos estructurales definidos en la estructuración y se asignaron las cargas del metrado realizado, se consideró un diafragma rígido a cada piso del edificio. En este edificio la dirección “X” está en el sentido de los ejes del 1 al 8; mientras que la dirección “Y” está en el sentido de los ejes de A a H.

Figura 21.

Modelo en ETABS del edificio de planta irregular.



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.1.4 Elaboración del espectro de diseño para el edificio de planta irregular

Se elaboró el espectro de diseño de la norma E.030 para el edificio de planta irregular:

- Factor de Zona(Z): La zona correspondiente a la ciudad de Arequipa es la Zona 3, con un factor correspondiente de: 0.35.
- Factor de Uso(U): El uso del edificio es de vivienda, correspondiente a la categoría C de edificaciones comunes por lo que el factor es 1.

- Factor de Suelo(S): Según el estudio de suelos del edificio, es un suelo intermedio y al estar en la zona 3, el factor correspondiente al suelo es: 1.15.
- Factor de Reducción sísmica(R): El factor R_o correspondiente al sistema de muros estructurales de concreto armado es de 6, se identificaron las siguientes irregularidades de la edificación:

Irregularidades en Planta: La irregularidad en planta identificada es la de “Sistemas no paralelos”, generada por la forma triangular de las plantas, por lo tanto, el factor es $I_p=0.9$ en ambos sentidos X y Y.

Irregularidades en Altura: La irregularidad en altura identificada es la de “Irregularidad de Rigidez – Piso Blando”, presente en el piso 4 en el sentido X y Y, por lo tanto, el factor $I_a=0.75$ en ambos sentidos X y Y.

El Factor R final para ambos sentidos es: $R=6 \times 0.75 \times 0.9=4.05$.

- El factor de amplificación sísmica (C): Este factor varía en función del periodo, según las fórmulas del Artículo 14 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018):

$$T < T_p, C = 2.5.$$

$$T_p < T < T_L, C = 2.5. \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T_L < T, C = 2.5. \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

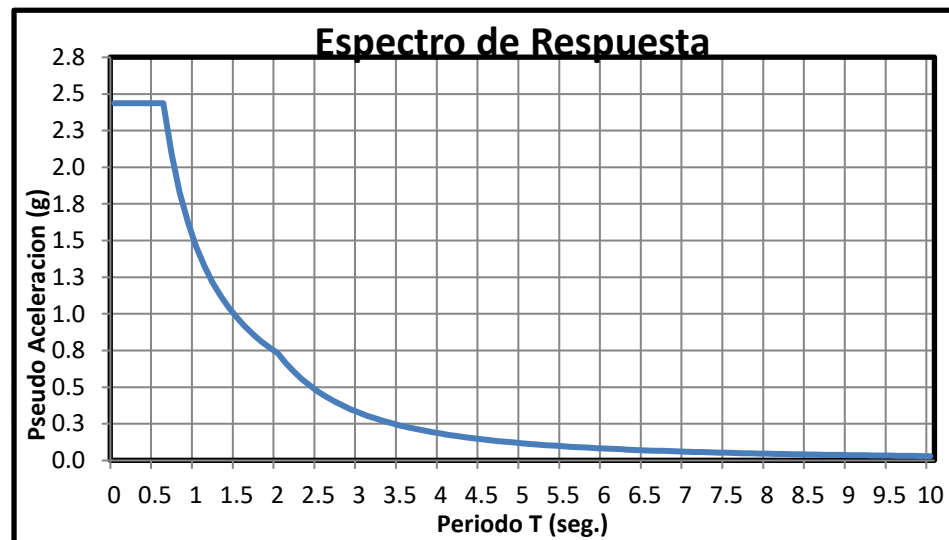
Ecuación 1: Factor de amplificación sísmica de la norma peruana. *Fuente:*

Ministerio de Vivienda (2018)

Finalmente, con todos los factores identificados se incluyó el valor de la gravedad, el espectro de diseño es:

Figura 22.

Espectro de Respuesta - Norma E.030(Perú) Edificio de planta irregular.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.1.5 Análisis modal espectral

Ya definido el espectro de diseño, se realizó el análisis modal espectral del edificio, se consideraron 15 modos de vibración verificando que se alcanzó el 90% de masas participativas, la combinación modal utilizada es:

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

Ecuación 2: Segunda combinación modal de la norma peruana. Fuente: Ministerio de Vivienda

(2018)

3.3.2 Diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Perú.

3.3.2.1 Estructuración y predimensionamiento

Se definió la posición de los muros estructurales de una forma estratégica, dando prioridad a los que se encontraban en el perímetro para evitar que se genere problemas de torsión, en la estructuración de los sótanos, al existir estacionamientos conectados a otros bloques del condominio (eje A con el bloque C y eje E con el bloque A), no se plantearon muros en el perímetro.

Se planteo un muro en L y uno rectangular (eje B-2 y 1 respectivamente) para contrarrestar las excentricidades generadas al existir una mayor área en planta de los estacionamientos y el muro de contención ubicado en el eje 5.

Se fueron reduciendo las longitudes de los muros en ciertos pisos superiores del edificio con el fin de reducir la rigidez lateral de los pisos superiores, en el semisótano se reduce el área en planta con respecto a los sótanos.

El predimensionamiento de los elementos estructurales no se hizo en base a las cargas gravitatorias, sino en base a las dimensiones de los elementos estructurales que se requieren para evitar las irregularidades que describe la norma E-030.

3.3.2.2 Metrado de cargas

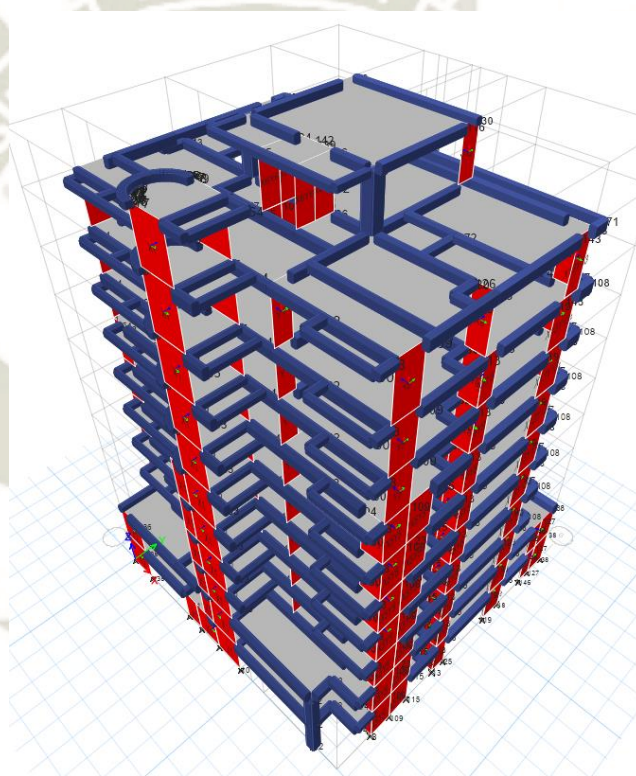
Se asignó la carga muerta y viva según la norma E.020 de Cargas, considerando que los materiales para los elementos estructurales son concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, para los tabiques se utilizó unidades de albañilería cocida huecas y para las losas se plantearon losas macizas de 20 cm y aligerados unidireccionales de 20 y 25 cm.

3.3.2.3 Modelo del edificio en ETABS

Se hizo un modelo tridimensional del edificio en ETABS, con los elementos estructurales definidos en la estructuración y se asignaron las cargas del metrado realizado, se consideró un diafragma rígido a cada piso del edificio. En este edificio la dirección “X” está en el sentido de los ejes del 1 al 5; mientras que la dirección “Y” está en el sentido de los ejes de A a G.

Figura 23.

Modelo en ETABS del edificio de planta regular.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.2.4 Elaboración del espectro de diseño para el edificio de planta regular

Se elaboró el espectro de diseño de la norma E.030 para el edificio de planta regular:

- Factor de Zona(Z): La zona correspondiente a la ciudad de Arequipa es la Zona 3, con un factor correspondiente de: 0.35.

- Factor de Uso(U): El uso del edificio es de vivienda, correspondiente a la categoría C de edificaciones comunes, por lo que el factor es 1.
- Factor de Suelo(S): Según el estudio de suelos del edificio, es un suelo intermedio y al estar en la zona 3, el factor correspondiente al suelo es: 1.15.
- Factor de reducción sísmica(R): El factor R_o correspondiente al sistema de muros estructurales de concreto armado es de 6, se identificó la siguiente irregularidad de la edificación:
Irregularidades en Altura: La irregularidad en altura identificada es la de “Irregularidad de Rigidez – Piso Blando”, presente en el piso 3 y 4 en el sentido X y en el piso 4 en el sentido Y, por lo tanto, el factor $I_a=0.75$ en ambos sentidos X y Y.
El Factor R final para ambos sentidos es: $R=6 \times 0.75 \times 0.9=4.05$.
- El factor de amplificación sísmica (C): Este factor varía en función del periodo, tal como se vio en la ecuación de la presente tesis:

$$T < T_p, C = 2.5.$$

$$T_p < T < T_L, C = 2.5. \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T_L < T, C = 2.5. \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

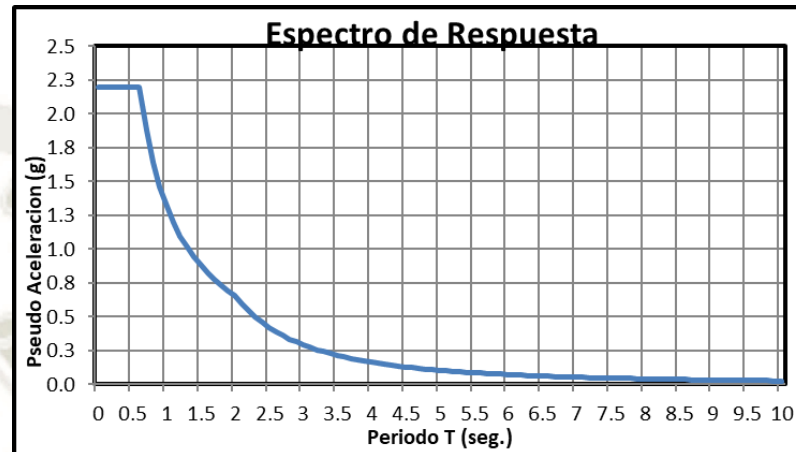
Ecuación 1: Factor de amplificación sísmica de la norma peruana. *Fuente:*

Ministerio de Vivienda (2018)

Finalmente, con todos los factores identificados, se incluyó el valor de la gravedad, el espectro de diseño es:

Figura 24.

Espectro de Respuesta - Norma E.030(Perú) Edificio de planta regular



Fuente: Elaboración propia.

3.3.2.5 Análisis modal espectral

Ya definido el espectro de diseño, se realizó el análisis modal espectral del edificio, se consideraron 12 modos de vibración verificando que se alcanzó el 90% de masas participativas, la combinación modal utilizada es la ecuación ya previamente especificada en la tesis:

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

Ecuación 2: Segunda combinación modal de la norma peruana. Fuente: Ministerio de Vivienda (2018)

3.3.3 Diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Chile.

3.3.3.1 Estructuración y predimensionamiento.

Se utilizó la misma estructuración y predimensionamiento del diseño sísmico planteada mediante la norma peruana.

3.3.3.2 Metrado de cargas

Se asignó la carga muerta y viva según la norma NCh 1537.Of 2009 de Chile, considerando los mismos materiales para los elementos estructurales utilizados en el diseño con la norma peruana: concreto de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, tabiques de unidades de albañilería cocida huecas y losas macizas de 20 cm y aligerados unidireccionales de 20 y 25 cm.

3.3.3.3 Modelo del edificio en ETABS

Se utilizó el mismo modelo tridimensional del edificio en ETABS realizado con la norma peruana, pero se cambiaron a las cargas calculadas con la norma chilena.

3.3.3.4 Elaboración del espectro de diseño para el edificio

Se elaboró el espectro de diseño de la norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012 para el edificio de planta irregular:

- Factor de Aceleración efectiva (A_o): La isoaceleración del edificio según el mapa de Alva Hurtado y Castillo Aedo (1993) es 0.38g, lo que corresponde a la zona sísmica 3 para la norma chilena con un valor de aceleración efectiva de: 0.4g.
- Factor de Importancia, uso y riesgo de falla del edificio (I): El uso del edificio es de vivienda, correspondiente a la categoría 2 según la norma chilena, por lo que el factor es 1.

- Factor de Suelo(S): Según el estudio de suelos del edificio, corresponde al suelo tipo D de la norma chilena, por lo que el valor del factor S es 1.2.
- Factor de Reducción sísmica(R): El factor R_o correspondiente al sistema de muros estructurales de concreto armado es de 11, se aplicó la fórmula 6-11 del inciso 6.3.5.4 de la norma Nch 433.Of 1996 que se utiliza para edificios de muros estructurales:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N}$$

En que: N=número de pisos del edificio, $T_o=.75s$ para el suelo tipo D según la tabla 6.3 de la norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012.

Ecuación 3: Factor de reducción sísmica para edificios de muros estructurales.

Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2012).

El valor R^* para el edificio es: 3.75

- El factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (α): Este factor varía en función del periodo según la fórmula del inciso 6.3.5.2 de la Nch 433.Of 1996 modificada en 2012:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3}$$

Ecuación 4: Factor de amplificación sísmica de la norma chilena. *Fuente:*

Ministerio de Vivienda y Urbanismo(2012).

En que: T_n =periodo de vibración del modo n;

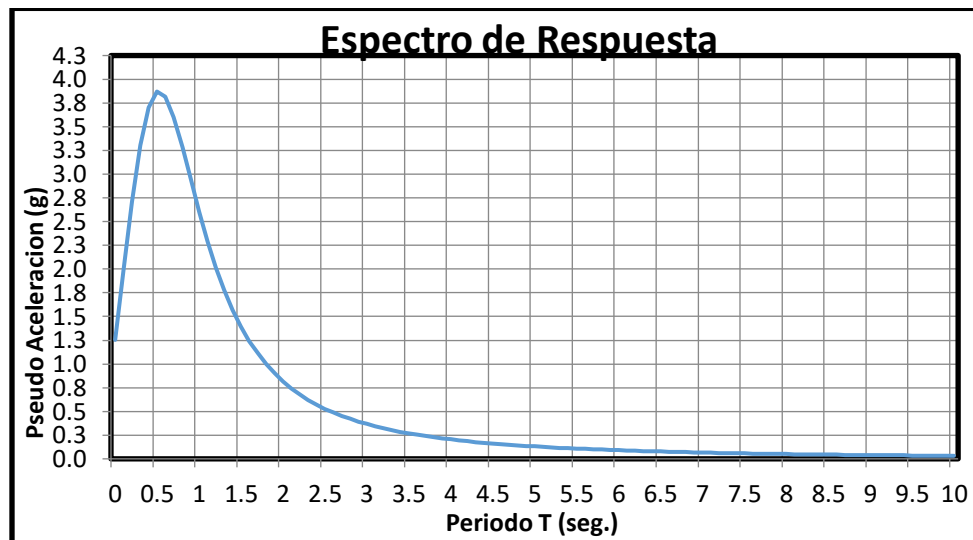
T_o, p =parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que para el suelo tipo D son: $T_o = .75s$ y $p = 1$.

Finalmente, con todos los factores identificados, el espectro de diseño es:

Figura 25.

Espectro de Respuesta - Norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012(Chile)

Edificio de planta irregular.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.5 Análisis modal espectral

Ya definido el espectro de diseño, se realizó el análisis modal espectral del edificio, se consideraron 15 modos de vibración verificando que se alcanzó el 90% de masas participativas, la combinación modal utilizada es el método CQC que se encuentra en la norma Nch433.Of 1996 modificada en 2012:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1+r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$

En que: $r = \frac{T_i}{T_j}$,

Ecuación 5: Combinación modal de la norma chilena. Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2012)

3.3.4 Diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Chile.

3.3.4.1 Estructuración y predimensionamiento.

Se utilizó la misma estructuración y predimensionamiento del diseño sísmico planteada mediante la norma peruana.

3.3.4.2 Metrado de cargas

Se asignó la carga muerta y viva según la norma NCh 1537.Of 2009 de Chile, considerando los mismos materiales para los elementos estructurales utilizados en el diseño con la norma peruana: concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, tabiques de unidades de albañilería cocida huecas y losas macizas de 20 cm y aligerados unidireccionales de 20 y 25 cm.

3.3.4.3 Modelo del edificio en ETABS

Se utilizó el mismo modelo tridimensional del edificio en ETABS realizado con la norma peruana, pero se cambiaron a las cargas calculadas con la norma chilena.

3.3.4.4 Elaboración del espectro de diseño para el edificio

Se elaboró el espectro de diseño de la norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012 para el edificio de planta irregular:

- Factor de Aceleración efectiva (A_o): La isoaceleración del edificio según el mapa de Alva Hurtado y Castillo Aedo (1993) es 0.38g, lo que corresponde a la zona sísmica 3 para la norma chilena con un valor de aceleración efectiva de: 0.4g.
- Factor de Importancia, uso y riesgo de falla del edificio (I): El uso del edificio es de vivienda, correspondiente a la categoría 2 según la norma chilena, por lo que el factor es 1.

- Factor de Suelo(S): Según el estudio de suelos del edificio, corresponde al suelo tipo D de la norma chilena, por lo que el valor del factor S es 1.2.
- Factor de Reducción sísmica(R): El factor R_o correspondiente al sistema de muros estructurales de concreto armado es de 11, se aplicó la ecuación 3 ya utilizada previamente en la presente tesis:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N}$$

En que: N=número de pisos del edificio, $T_o = .75s$ para el suelo tipo D según la tabla 6.3 de la norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012.

Ecuación 3: Factor de reducción sísmica para edificios de muros estructurales de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo(2012)

El valor R^* para el edificio es: 3.75.

- El factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (α): Este factor varía en función del periodo según la ecuación 4 ya previamente utilizada:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3}$$

Ecuación 4: Factor de amplificación sísmica de la norma chilena. *Fuente:*

Ministerio de Vivienda y Urbanismo(2012)

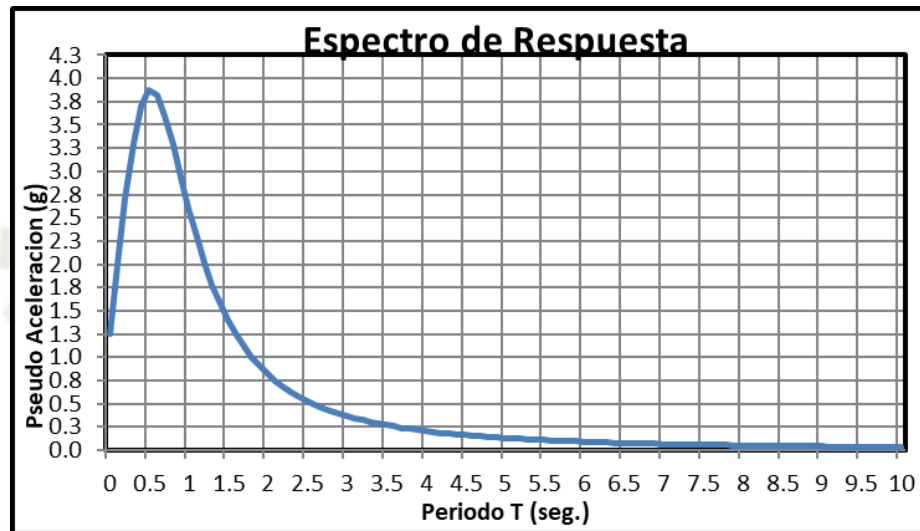
En que: T_n =periodo de vibración del modo n;

T_o, p =parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que para el suelo tipo D son: $T_o = .75s$ y $p = 1$.

Finalmente, con todos los factores identificados, el espectro de diseño es:

Figura 26.

Espectro de Respuesta - Norma Nch 433.Of 1996 modificada en 2012(Chile) Edificio de planta regular.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.4.5 Análisis modal espectral

Ya definido el espectro de diseño, se realizó el análisis modal espectral del edificio, se consideraron 15 modos de vibración verificando que se alcanzó el 90% de masas participativas, la combinación modal utilizada es la ecuación 5 ya explicada en la presente investigación:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1+r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$

En que: $r = \frac{T_i}{T_j}$,

Ecuación 5: Combinación modal de la norma chilena. Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2012.

3.3.5 Cálculo de separación entre edificios.

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas a una distancia mínima “s” para evitar el contacto en un movimiento sísmico.

Esta distancia no es menor que los 2/3 de la suma del desplazamiento máximo de los edificios adyacentes ni menor que $s=0.006h \geq 0.03m$.

Tabla 1

Desplazamiento del edificio de planta irregular y el edificio de planta regular.

	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento amplificado(cm)	Desplazamiento total (cm)
E. Irregular	0.024	0.0972	0.2457
E. Regular	0.033	0.1485	

Fuente: Elaboración Propia

Afectando el desplazamiento total por 2/3 resulta 16.4 cm, y $0.006h$ da 12 cm

Por lo que se recomienda que la separación entre los bloques de edificación sea de 20 cm.

3.3.6 Diseño en concreto armado según la norma E.060 (Perú).

Para el diseño en concreto armado se utilizaron los siguientes requerimientos de la norma E.060:

3.3.6.1 Resistencia requerida.

Las combinaciones de carga para obtener la resistencia requerida utilizadas fueron las presentes en el capítulo 9 de la norma E.060:

$$U1=1.4CM+1.7CV.$$

$$U2=1.25(CM+CV) +/- CS.$$

$$U3=0.9CM +/- CS.$$

Siendo: CM=Carga muerta, CV=Carga viva y CS=Carga sísmica

Ecuación 6: Combinaciones de carga de la norma peruana *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

3.3.6.2 Resistencia de diseño.

Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento y su sección transversal; se consideró como la resistencia nominal, afectada por los siguientes factores de reducción (ϕ):

0.9 = Flexión sin carga axial.

0.7=Carga axial de compresión con o sin flexión en elementos con estribos que no son en espiral.

0.85=Cortante y torsión

3.3.6.3 Flexión y carga axial.

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

Ecuación 7: Acero mínimo por tracción en el sistema MKS. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

La cuantía mínima y máxima para elementos en compresión o flexocompresión es 0.01 y 0.06 respectivamente.

Se verifico que con cada combinación de cargas cada punto este dentro del diagrama de interacción de las columnas y placas.

3.3.6.4 Cortante y torsión.

El diseño de las secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación de la norma E.060.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 8: Fuerza cortante nominal mínima *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

Donde V_u es la fuerza cortante última en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante la siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 9: Fuerza cortante nominal *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

V_c es la resistencia al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo. El cálculo de V_c cuando está sometido a compresión axial se realiza mediante:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} \left(1 - \frac{Nu}{140Ag}\right) bwd$$

Ecuación 10: Resistencia cortante del concreto para elemento sometido a compresión axial de la norma peruana. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

Pero si el elemento está sometido a tracción axial se calcula con la expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} \left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right)$$

Ecuación 11: Resistencia cortante del concreto para elemento sometido a tracción axial de la norma peruana *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

Donde N_u es la fuerza de tracción.

Cuando se utilice refuerzo cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Ecuación 12: Resistencia cortante del refuerzo perpendicular *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

La norma establece que en ningún caso se debe considerar V_s mayor a $2.1\sqrt{F'_c} bw d$ en el sistema MKS.

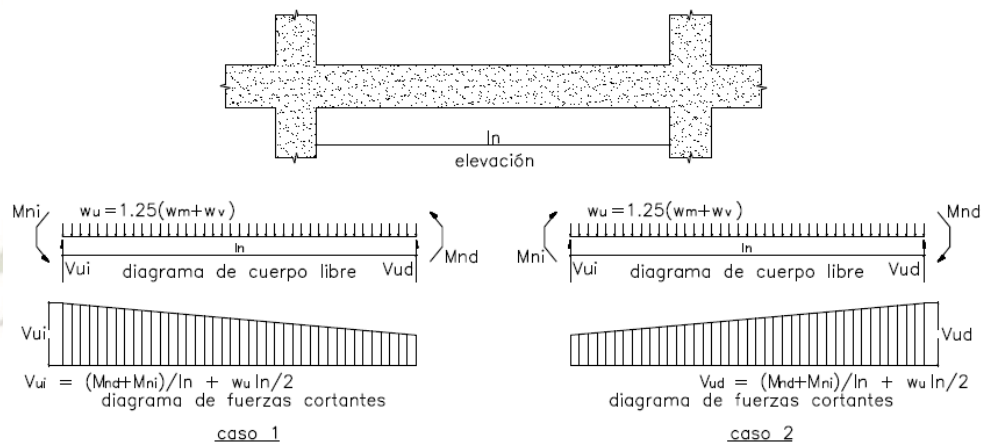
3.3.6.5 Requisitos para el diseño sísmico de vigas en sistemas de muros estructurales.

La fuerza cortante de diseño debe ser el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado con los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas como se ve en la figura:

Figura 27.

Fuerza cortante de diseño en vigas



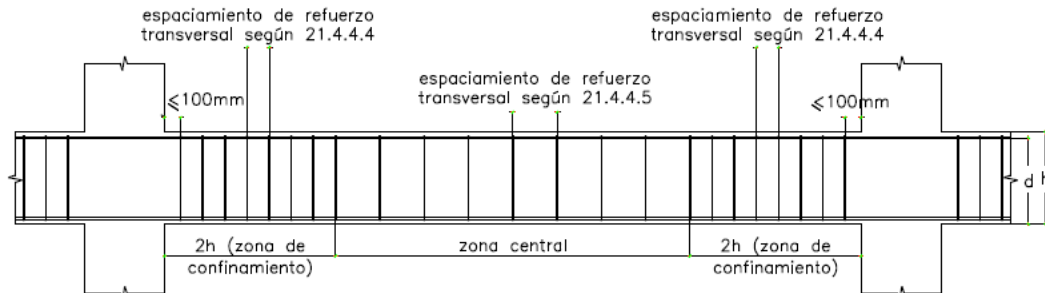
Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

- El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para sismo de 2.5.

Los estribos deben disponerse de la siguiente forma:

Figura 28.

Estribos en vigas.



Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

En la zona de confinamiento la norma indica que el primer estribo este a 10cm como máximo y el espaciamiento restante no debe exceder el menor de:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15cm.
- 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal confinado de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
- 30cm

En la zona central indica que los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

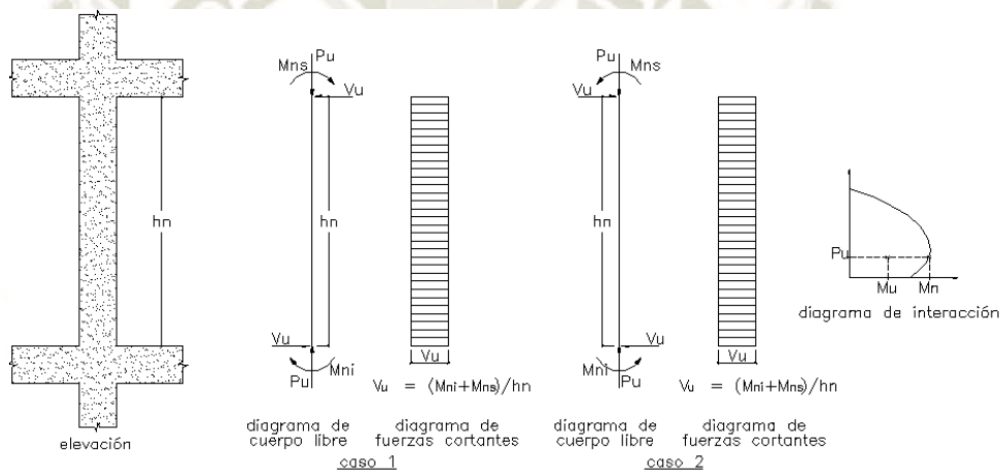
3.3.6.6 Requisitos para el diseño sísmico de columnas en sistemas de muros estructurales.

La fuerza cortante de diseño debe ser el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado con los mayores momentos nominales posibles (M_n) generados para la carga axial P_u del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas como se ve en la figura:

Figura 29.

Fuerza cortante de diseño en columnas.



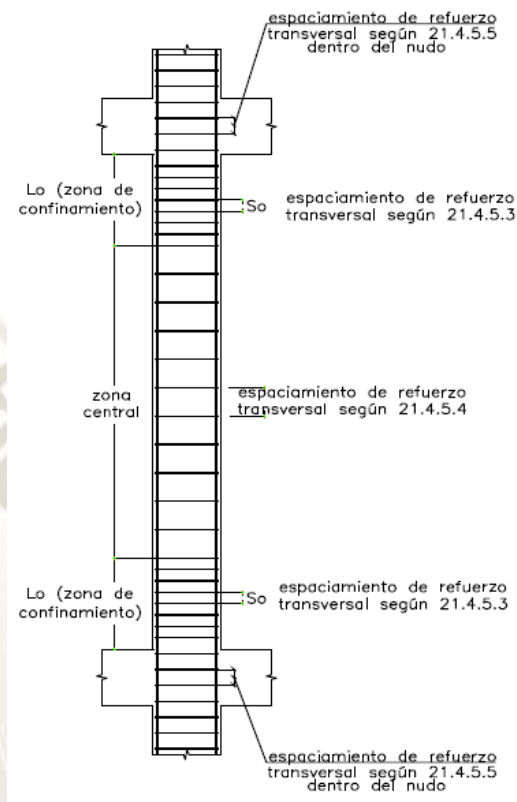
Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

- El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para sismo de 2.5.

Los estribos deben disponerse de la siguiente forma:

Figura 30.

Estribos en columnas.



Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y
Saneamiento (2009)

En la zona de confinamiento se indica que el espaciamiento S_o no debe exceder el menor entre:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10cm.

También se indica que la longitud L_o no debe ser menor que el mayor valor entre:

- La sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

- 50cm.

3.3.6.7 Requisitos para el diseño sísmico de muros estructurales de concreto armado.

El espesor del alma en los muros de corte no debe ser menor que 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni de 15cm; sin embargo, si el muro se convierte en exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo será 20cm.

En todas las zonas de los muros donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical a causa de la incursión en el rango inelástico de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Ecuación 13: Fuerza cortante de diseño en zonas de fluencia por flexión en muros. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificado provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculados con los aceros realmente colocados asociados a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción sísmica utilizado en el diseño sísmico. Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro l_m , $M_u/4V_u$ o la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

La contribución del concreto no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} \right)$$

Ecuación 14: Fuerza cortante del concreto en muros por la norma peruana. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009)

Donde el coeficiente αc es 0.80 para $hm/lm \leq 1.5$; 0.53 para $hm/lm \geq 2$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para hm/lm entre 1.5 y 2. “lm” es la longitud total del muro y “hm” es la altura total del muro. Si el muro tiene tracción axial N_u , el valor de V_c obtenido previamente se multiplica por el factor $(1-N_u/35A_g)$.

La cuantía mínima del refuerzo horizontal y vertical es 0.0025, el espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni 40cm. Si la relación hm/lm no excede a 2, la cuantía vertical no debe ser menor que la horizontal.

Cuando V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = A_{cw} * \rho h * f_y$$

Ecuación 15: Fuerza cortante del acero en muros. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρ_v no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Ecuación 16: Cuantía vertical mínima en muros. *Fuente:* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

pero no necesita ser mayor que ρ_h .

Un muro necesita tener elementos de borde cuando:

- Se aplica este inciso cuando el muro es continuo desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando:

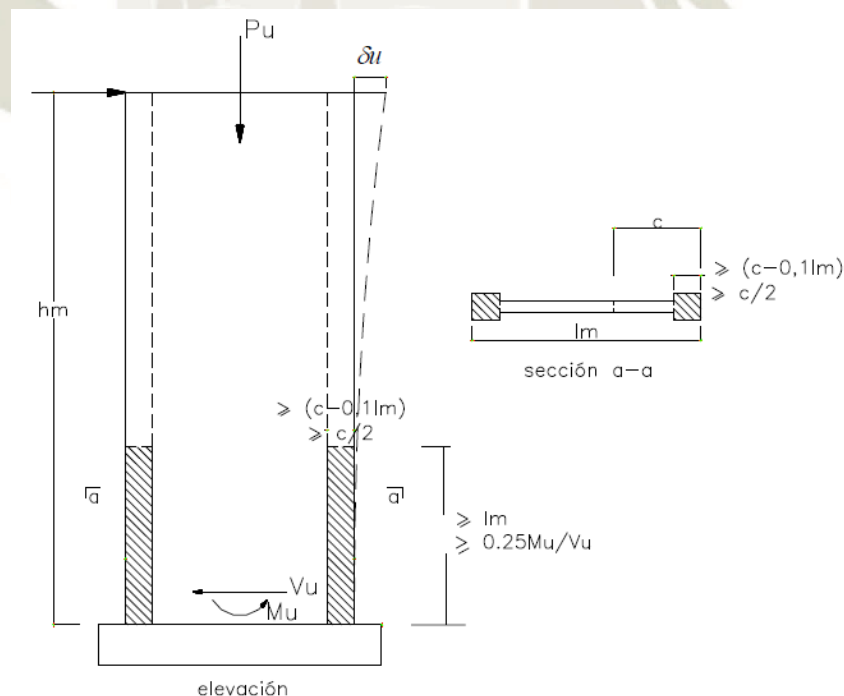
$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Ecuación 17: Requerimiento de confinamiento en muros. Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

“ δu ” es el desplazamiento del sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente, “ c ” es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu , el cociente $\delta u/hm$ no debe tomarse menor que 0.005, los elementos de borde deben extenderse verticalmente una distancia no menor que el mayor valor entre lm y $M_u/4V_u$.

Figura 31.

Elementos confinados de borde en muros.



Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009).

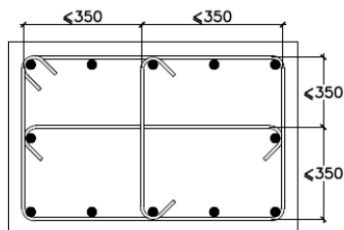
- Los muros estructurales que no sean continuos requieren elementos en los bordes cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, exceda $0.2 f_c$. Los elementos de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0.15 f_c$.

Los muros que requieren los elementos de borde deben cumplir lo siguiente:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c-0.1l_m)$ y $c/2$.
- Los estribos deben ser 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1", la distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 35cm medidos centro a centro.

Figura 32.

Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal.



Fuente: Ministerio de Vivienda,
Construcción y Saneamiento (2009).

- El espaciamiento no debe exceder al menor valor entre los siguientes valores: 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde y 25cm.

3.3.7 Diseño en concreto armado según el D.S N°60 (Chile).

Para el diseño en concreto armado se utilizaron los siguientes requerimientos del decreto supremo número 60:

3.3.7.1 Resistencia requerida.

Las combinaciones de carga para obtener la resistencia requerida utilizadas fueron:

$$U1=1.2CM+1.6CV.$$

$$U2=1.2CM+CV \pm 1.4CS.$$

$$U3=0.9CM \pm 1.4CS.$$

$$U4=1.4CM$$

Siendo: CM=Carga muerta, CV=Carga viva y CS=Carga sísmica

Ecuación 18: Combinaciones de carga de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

3.3.7.2 Resistencia de diseño

Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, su sección transversal se consideró como la resistencia nominal, afectada por los siguientes factores de reducción (ϕ):

0.9 = Flexión sin carga axial.

0.65=Carga axial de compresión con o sin flexión en elementos con estribos que no son en espiral.

0.75=Cortante y torsión

3.3.7.3 Flexión y carga axial

El decreto supremo N°60 asume que la máxima deformación unitaria del concreto en la fibra extrema sometida a compresión es 0.003, una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a=\beta_1 c$ de la fibra máxima en compresión, ambos edificios son de $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ por lo que se consideró un valor de β_1 de 0.85.

El refuerzo mínimo por tracción en la norma E.060 en el sistema MKS es:

$$A_{smin} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

Ecuación 19: Acero mínimo por tracción en el sistema MKS de la norma chilena. Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

La cuantía mínima y máxima para elementos en compresión o flexocompresión es 0.01 y 0.08 respectivamente.

Se verificó que con cada combinación de cargas cada punto este dentro del diagrama de interacción de las columna y muros.

3.3.7.4 Cortante y torsión

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante está basado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 20: Fuerza cortante nominal mínima de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Donde V_u es la fuerza cortante última en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 21: Fuerza cortante nominal de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

V_c es la resistencia al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo. El cálculo de V_c cuando está sometido a compresión axial se realiza con la expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} \left(1 - \frac{Nu}{140Ag}\right) bwd$$

Ecuación 22: Resistencia cortante del concreto para elemento sometido a compresión axial de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Pero si el elemento está sometido a tracción axial se calcula con:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} \left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right)$$

Ecuación 23: Resistencia cortante del concreto para elemento sometido a tracción axial de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Cuando se utilice refuerzo cortante perpendicular al eje del elemento se usa la siguiente formula:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Ecuación 24: Resistencia cortante del refuerzo perpendicular de la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $2.1\sqrt{F'c} bw d$ en el sistema MKS.

3.3.7.5 Requisitos para el diseño sísmico de vigas en sistemas de muros estructurales.

La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que 4 veces su altura útil.

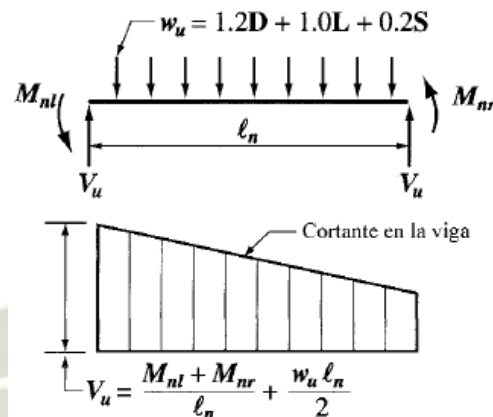
El ancho del elemento b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 25cm .

La fuerza cortante de diseño debe ser el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado con los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas como se ve en la figura:

Figura 33.

Fuerza cortante de diseño en vigas.



Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

- El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para sismo de 2.

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento de apoyo, el primer estribo de confinamiento debe estar a no más de 5cm y el espaciamiento de los estribos no debe exceder el menor valor de:

- $d/4$.
- 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal confinado de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
- 30cm.

En caso no se requieran estribos de confinamiento, se deben colocar estribos a una distancia no mayor que $d/2$.

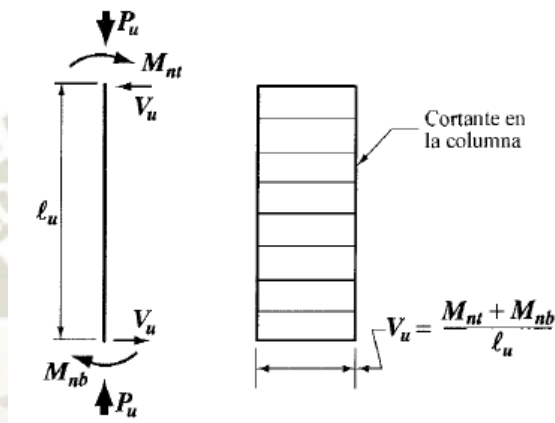
3.3.7.6 Requisitos para el diseño sísmico de columnas en sistemas de muros estructurales.

La fuerza cortante de diseño debe ser el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado con los mayores momentos nominales posibles (M_n) generados para la carga axial P_u del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas como se ve en la figura:

Figura 34.

Fuerza cortante de diseño en columnas



Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011)

- El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para sismo de 2.

La longitud de confinamiento en columnas (l_o) no debe ser menor que el mayor valor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- La sexta parte de la luz libre.
- 45cm.

La separación de los estribos de confinamiento (S_o) no debe exceder:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- S_o no debe ser mayor a 15cm y no es necesario tomarlo menor a 10cm:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

3.3.7.7 Requisitos para el diseño sísmico de muros estructurales de concreto armado.

La fuerza cortante última de muros de corte no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y \right)$$

Donde el coeficiente α_c es 0.8 para $h_w/l_w \leq 1.5$, 0.53 para $h_w/l_w = 2$, y varía linealmente entre 0.8 y 0.53 para h_w/l_w entre 1.5 y 2. “ l_m ” es la longitud total del muro y “ h_m ” es la altura total del muro.

Ecuación 25. Fuerza cortante última de muros de concreto en la norma chilena. *Fuente:* D.S N°60 (Chile)

El aporte del concreto no debe tomarse mayor que:

$$V_c = A_{cw} \left(0.53 \sqrt{f'_c} \right)$$

Ecuación 26: Fuerza cortante del concreto en muros por la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Si el muro tiene tracción axial N_u , el valor de V_c obtenido previamente se multiplica por el factor $(1 - N_u/35A_g)$.

La cuantía mínima del refuerzo horizontal y vertical por cortante es 0.0025, el espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder el menor de: 45cm, la quinta parte de la longitud del muro o tres veces el espesor del muro, el espaciamiento del refuerzo vertical no debe exceder el menor de: la tercera parte de la longitud del muro, tres veces el espesor del muro o 45cm. Si la relación h_m/l_m no excede a 2, la cuantía vertical no debe ser menor que la horizontal.

La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρ_v no debe ser menor que:

$$\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho h - 0.0025) \geq 0.0025$$

pero no necesita ser mayor que ρh .

Ecuación 27: Cuantía vertical mínima en muros en la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011)

El máximo valor de P_u actuando en la sección transversal debe ser menor o igual que $0.35f_c A_g$.

Un muro necesita tener elementos de borde cuando:

- Se aplica este inciso cuando el muro es continuo desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales cuando:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u'}{h'm} \right)}$$

Ecuación 28: Requerimiento de confinamiento en muros por la norma chilena. *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Donde c , corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δu . El desplazamiento de diseño $\delta u'$ se puede calcular a partir de la forma del primer modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerada, asignándole a esta forma modal una amplitud en el último nivel significativo del edificio igual a δu .

- Los muros estructurales que no sean continuos requieren elementos en los bordes cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a

las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, exceda $0.2 f'c$. Los elementos de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0.15 f'c$.

Los muros que requieren los elementos de borde deben cumplir lo siguiente:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor de Cc calculado como:

$$\frac{Cc}{lw} = \frac{c}{lw} - \frac{1}{600 \left(\frac{\delta u'}{h'm} \right)}$$

Ecuación 29. Longitud mínima del elemento de borde del muro en la norma chilena

Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

Donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu .

- Los estribos deben tener ambos extremos doblados en un ángulo mayor o igual que 135 grados, el espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 20cm centro a centro.
- La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal no debe ser menor de: la mitad de la dimensión menor del elemento de borde, seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor y S_o según:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de S_o no debe ser mayor a 15cm y no es necesario tomarlo menor a 10cm.

Ecuación 30. Separación del refuerzo transversal del muro por la norma chilena *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

- El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} no debe ser menor que la requerida por la ecuación:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s * bc * f'c}{f_y}$$

Ecuación 31. Área total de refuerzo transversal de los elementos de confinamiento en muros por la norma chilena *Fuente:* Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011).

- El espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 30cm y la longitud deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada. El diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe ser menor o igual que un noveno de la menor dimensión del elemento de borde, el diámetro del refuerzo transversal del elemento de borde debe ser igual o mayor que un tercio del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta.

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSION

4.1 Resultados.

4.1.1 Resultados del diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Perú.

Se garantizó que el edificio cumpla los siguientes requerimientos establecidos en la norma E.030:

4.1.1.1 Distorsiones de entrepiso del edificio de planta irregular.

Para estructuras irregulares se multiplica por .85R los desplazamientos laterales relativos obtenidos del análisis lineal elástico, posteriormente se calcularon las distorsiones de entrepiso (desplazamientos relativos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso) teniendo en cuenta los límites de la tabla N°11 de la norma. Para el concreto armado el límite para la distorsión del entrepiso es 0.007.

Dirección X. En esta dirección el factor R es 4.05(Edificio irregular), por lo que se afectaran los desplazamientos laterales relativos en $0.85 \times R$. Todos los pisos tienen un desplazamiento relativo menor al límite establecido en la norma de 0.007, tal como se ve en la Tabla 1.

Tabla 2

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta irregular debido al sismo en X, norma E.O30 (Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión amplificada
Azotea	X	0.001225	0.00422
7mo piso	X	0.00143	0.00493
6to piso	X	0.001394	0.0048
5to piso	X	0.001284	0.00442
4to piso	X	0.001173	0.00404
3er piso	X	0.001122	0.00386
2do piso	X	0.001052	0.00362
1er piso	X	0.00094	0.00324
Semisótano	X	0.00063	0.00217
Sótano 1	X	0.000194	0.00067
Sótano 2	X	0.000086	0.0003

Fuente: Elaboración propia.

Dirección Y. En esta dirección el factor R es 4.05(Edificio irregular), por lo que se afectarán los desplazamientos laterales relativos en $0.85 \times R$. Todos los pisos tienen un desplazamiento relativo menor al límite establecido en la norma de 0.007.

Tabla 3

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta irregular debido al sismo en Y, norma E.030 (Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión amplificada
Azotea	Y	0.00122	0.00421
7mo piso	Y	0.00132	0.00453
6to piso	Y	0.00127	0.00435
5to piso	Y	0.00117	0.00402
4to piso	Y	0.00110	0.00379
3er piso	Y	0.00104	0.00359
2do piso	Y	0.00097	0.00334
1er piso	Y	0.00083	0.00287
Semisótano	Y	0.00060	0.00205
Sótano 1	Y	0.00024	0.00082
Sótano 2	Y	0.00011	0.00036

Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.2 Verificación de irregularidad de rigidez - piso blando.

La norma E.030 establece que, si en un entrepiso la rigidez lateral (K_i) es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior (K_{i+1}), o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes ($K_{prom(i+1,i+2,i+3)}$) existe irregularidad de rigidez de piso blando. Las rigideces laterales se calculan como la razón entre la fuerza cortante de entrepiso (F_{vi}) y su correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas (Δcm_i), evaluados para la misma condición de carga.

Dirección X. El cuarto piso tiene una rigidez lateral menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores tal como se ve en la Tabla 3, para la norma E.030 esto significa que existe irregularidad de rigidez de piso blando.

Tabla 4

Rigideces laterales de entrepiso en la dirección X del edificio de planta irregular debido al sismo en X, norma E.030(Perú)

Techo	Vxi (tnf)	Fvi(tnf)	Desp. Relativo del CM(m)	Ki(tnf/m)	Ki/Ki + 1 (tnf/m)	Ki/Prom(Ki + 1, +2, +3) (tnf/m)
Azotea	43.991	43.991	0.00326	13494.018	-	-
7mo piso	114.984	70.994	0.00288	24659.083	182.74%	-
6to piso	183.109	68.125	0.00274	24890.537	100.94%	-
5to piso	234.845	51.736	0.00256	20193.521	81.13%	96.09%
4to piso	278.383	43.537	0.00251	17338.630	85.86%	74.58%
3er piso	318.956	40.574	0.00241	16863.508	97.26%	81.05%
2do piso	353.104	34.148	0.00225	15210.468	90.20%	83.89%
1er piso	380.675	27.571	0.00190	14503.419	95.35%	88.05%
Semisótano	399.396	18.721	0.00138	13605.305	93.81%	87.63%
Sótano 1	424.693	25.297	0.00045	56216.222	413.19%	389.32%
Sótano 2	439.877	15.184	0.00019	82074.054	146.00%	291.99%

Fuente: Elaboración propia.

Dirección Y. El cuarto piso tiene una rigidez lateral menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores tal como se ve en la Tabla 4, para la norma E.030 esto significa que existe irregularidad de rigidez de piso blando.

Tabla 5

Rigideces laterales de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta irregular debido al sismo en Y, norma E.030(Perú).

Techo	V_{yi} (tnf)	F_{vyi} (tnf)	Δcmy_i (m)	Ky_i (tnf/m)	Ky_i/Ky_{i+1}	$Ky_i/Ky_{prom(i+1,i+2,i+3)}$
Azotea	43.678	43.678	0.00292	14958.219	-	-
7mo piso	118.428	74.750	0.00254	29417.591	196.67%	-
6to piso	181.543	63.114	0.00234	26971.966	91.69%	-
5to piso	236.403	54.860	0.00205	26774.134	99.27%	112.58%
4to piso	277.667	41.264	0.00196	21021.090	78.51%	75.83%
3er piso	318.190	40.523	0.00184	22011.190	104.71%	88.32%
2do piso	352.270	34.081	0.00172	19825.771	90.07%	85.20%
1er piso	380.623	28.353	0.00147	19287.415	97.28%	92.05%
Semisótano	400.397	19.775	0.00115	17135.615	88.84%	84.10%
Sótano 1	426.246	25.848	0.00053	48587.030	283.54%	259.14%
Sótano 2	439.535	13.289	0.00023	58542.731	120.49%	206.60%

Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.3 Verificación de irregularidad torsional.

Según la norma E.030 existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si la máxima distorsión de entrepiso es mayor que 50% de la distorsión máxima permisible.

Dirección X. Se evaluó a partir del segundo piso, desde el cual presenta una distorsión amplificada mayor a 0.0035(50% de 0.007 que es la distorsión máxima para el concreto armado), ninguno de los pisos tiene irregularidad torsional, tal como se ve en la Tabla 5.

Tabla 6

Verificación por torsión en la dirección X del edificio de planta irregular debido al sismo en X, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión promedio	Factor
Azotea	X	0.00422	0.004113788	1.03
7mo piso	X	0.00493	0.004435317	1.11
6to piso	X	0.0048	0.004358894	1.10
5to piso	X	0.00442	0.00412205	1.07
4to piso	X	0.00404	0.003859043	1.05
3er piso	X	0.00386	0.003651116	1.06
2do piso	X	0.00362	0.003390174	1.07

Fuente: Elaboración propia.

Dirección Y. Se evaluó a partir del tercer piso, desde el cual presenta una distorsión amplificada mayor a 0.0035(50% de 0.007 que es la distorsión máxima para el concreto armado), ninguno de los pisos tiene irregularidad torsional, tal como se ve en la Tabla 6.

Tabla 7

Verificación por torsión en la dirección Y del edificio de planta irregular debido al sismo en Y, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión promedio	Factor
Azotea	Y	0.00421	0.00394	1.07
7mo piso	Y	0.00453	0.00396	1.14
6to piso	Y	0.00435	0.00375	1.16
5to piso	Y	0.00402	0.00335	1.20
4to piso	Y	0.00379	0.00299	1.27
3er piso	Y	0.00359	0.00282	1.27

Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.4 Fuerza cortante mínima

La norma E.030 requiere que la fuerza cortante en el primer entrepiso de edificios irregulares no podrá ser menor que el 90% de la cortante calculada con el análisis sísmico estático.

Al ser una edificación de uso de vivienda según la norma E.030, la masa sísmica comprende de: 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, en la Tabla 7 se encuentran los pesos sísmicos por cada entrepiso:

Tabla 8

Peso sísmico por entrepiso del edificio de planta irregular-norma E.030(Perú).

Piso	Carga muerta de entrepiso(tnf)	Carga viva de entrepiso(tnf)	Peso sísmico(tnf)
Azotea	93.702	10.455	96.316
7mo piso	276.547	57.927	291.028
6to piso	299.716	58.323	314.297
5to piso	319.05	58.323	333.631
4to piso	353.802	58.323	368.383
3er piso	353.653	58.323	368.383
2do piso	353.095	58.323	367.675
1er piso	354.511	59.327	369.343
Techo Semisótano	316.624	48.603	328.775
Techo Sótano 1	524.699	110.658	552.364
Techo Sótano 2	508.73	131.234	541.538
Total	3754.128	709.821	3931.583

Fuente: Elaboración propia.

Dirección X. Se calculó la cortante basal por el análisis sísmico estático:

Factor de zona(Z): 0.35, factor de uso(U): 1, periodo fundamental en X: 0.583s al que corresponde un factor de amplificación dinámica(C): 2.5, factor de suelo: 1.15, factor de reducción sísmica: 4.05 y el peso sísmico es 3981.583 tnf.

$$V_{\text{basal A.S.E}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P_{\text{sismico}} = 0.248 \times 3981.583 \text{ tnf} = 975.033 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en X se muestran en la Tabla 8:

Tabla 9

Fuerzas cortantes del edificio de planta irregular debido al sismo en X – norma E.030(Perú).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	43.991	43.185
7mo piso	114.984	107.417
6to piso	183.109	163.241
5to piso	234.845	209.362
4to piso	278.383	245.195
3er piso	318.956	282.002
2do piso	353.104	312.756
1er piso	380.675	337.655
Techo Semisótano	399.396	356.121
Techo Sótano 1	424.693	381.013
Techo Sótano 2	439.877	393.568

Fuente: Elaboración propia.

El factor de escala para lograr la fuerza cortante mínima es:

$$Factor = \frac{0.9 \times V_{basal \text{ A.S.E}}}{V_{basal \text{ en X A.D.M.E}}} = \frac{877.529}{439.877} = 1.99$$

Dirección Y. Se calculó la cortante basal por el análisis sísmico estático:

Factor de zona(Z): 0.35, factor de uso(U): 1, periodo fundamental en Y: 0.479s al que corresponde un factor de amplificación dinámica(C): 2.5, factor de suelo: 1.15, factor de reducción sísmica: 4.05 y el peso sísmico es 3981.583 tnf.

$$V_{basal \text{ A.S.E}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P_{sísmico} = 0.248 \times 3981.583 \text{ tnf} = 975.033 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en Y se muestran en la Tabla 9:

Tabla 10

Fuerzas cortantes del edificio de planta irregular debido al sismo en Y – norma E.030(Perú).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	40.913	43.678
7mo piso	107.492	118.428
6to piso	166.638	181.543
5to piso	213.150	236.403
4to piso	253.224	277.667
3er piso	289.683	318.190
2do piso	318.405	352.270
1er piso	343.848	380.623
Techo Semisótano	360.513	400.397
Techo Sótano 1	380.942	426.246
Techo Sótano 2	393.568	439.535

Fuente: Elaboración propia.

El factor de escala para lograr la fuerza cortante mínima es:

$$Factor = \frac{0.9 \times V_{basal \text{ A.S.E}}}{V_{basal \text{ en X A.D.M.E}}} = \frac{877.529}{439.535} = 2.00$$

4.1.2 Resultados del diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Perú.

Se garantizó que el edificio cumpla los siguientes requerimientos establecidos en la norma E.030:

4.1.2.1 Distorsiones de entrepiso del edificio de planta regular.

Para estructuras irregulares se multiplica por .85R los desplazamientos laterales relativos obtenidos del análisis lineal elástico, posteriormente se calculan las distorsiones de entrepiso (desplazamientos relativos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso) teniendo en cuenta los límites de la tabla N°11 de la norma, para el concreto armado el límite para la distorsión del entrepiso es 0.007.

Dirección X. En esta dirección el factor R es 4.5(Edificio irregular), por lo que se afectarán los desplazamientos laterales relativos en $0.85 \times R$. Todos los pisos tienen un desplazamiento relativo menor al límite establecido en la norma de 0.007.

Tabla 11

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta regular debido al sismo en X, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión amplificada
Azotea	X	0.00169	0.00571
7mo piso	X	0.00168	0.00566
6to piso	X	0.00165	0.00557
5to piso	X	0.00155	0.00524
4to piso	X	0.00135	0.00454
3er piso	X	0.00121	0.00409
2do piso	X	0.00112	0.00377
1er piso	X	0.00096	0.00323
Semisótano	X	0.00075	0.00253
Sótano 1	X	0.00048	0.00162
Sótano 2	X	0.00017	0.00056

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y. En esta dirección el factor $R=4.5$ (Edificio irregular), por lo que se afectarán los desplazamientos laterales relativos en $0.85 \times R$. Todos los pisos tienen un desplazamiento relativo menor al límite establecido en la norma de 0.007.

Tabla 12

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta regular debido al sismo en Y, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión amplificada
Azotea	Y	0.00169	0.00570
7mo piso	Y	0.00176	0.00595
6to piso	Y	0.00163	0.00549
5to piso	Y	0.00146	0.00491
4to piso	Y	0.00125	0.00423
3er piso	Y	0.00119	0.00402
2do piso	Y	0.00113	0.00382
1er piso	Y	0.00101	0.00342
Semisótano	Y	0.00083	0.00280
Sótano 1	Y	0.00058	0.00195
Sótano 2	Y	0.00026	0.00088

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.2 Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando

La norma E.030 establece que, si en un entrepiso la rigidez lateral (K_i) es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior (K_{i+1}), o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes ($K_{prom(i+1,i+2,i+3)}$) existe irregularidad de rigidez de piso blando. Las rigideces laterales se calculan como la razón entre la fuerza cortante de entrepiso (F_{vi}) y su correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas (Δcm_i), evaluados para la misma condición de carga.

Dirección X. El cuarto piso tiene una rigidez lateral menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores tal como se ve en la Tabla 12, para la norma E.030 esto significa que existe irregularidad de rigidez de piso blando.

Tabla 13

Rigideces laterales de entrepiso en la dirección X del edificio de planta regular debido al sismo en X, norma E.030(Perú).

Techo	V_{xi} (tnf)	F_{vxi} (tnf)	Δcmx_i (m)	Kx_i (tnf/m)	Kx_i/Kx_{i+1}	$Kx_i/Kx_{prom(i+1,i+2,i+3)}$
Azotea	38.239	38.239	0.00384	9968.405		
7mo piso	131.827	93.588	0.00443	21121.237	211.88%	
6to piso	195.484	63.657	0.00373	17079.877	80.87%	
5to piso	246.835	51.351	0.00350	14688.473	86.00%	91.48%
4to piso	287.734	40.899	0.00322	12721.275	86.61%	72.16%
3er piso	326.392	38.658	0.00293	13193.857	103.71%	88.97%
2do piso	361.666	35.274	0.00273	12920.879	97.93%	95.47%
1er piso	390.708	29.043	0.00237	12275.021	95.00%	94.82%
Semisótano	415.368	24.660	0.00181	13654.485	111.24%	106.70%
Sótano 1	442.448	27.080	0.00107	25355.618	185.69%	195.79%
Sótano 2	455.970	13.522	0.00032	42789.873	168.76%	250.31%

Fuente: Elaboración propia.

Dirección Y. El cuarto piso tiene una rigidez lateral menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores tal como se ve en la Tabla 13, para la norma E.030 esto significa que existe irregularidad de rigidez de piso blando.

Tabla 14

Rigideces laterales de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta regular debido al sismo en Y, norma E.030(Perú).

Techo	V_{yi} (tnf)	F_{vyi} (tnf)	Δcmy_i (m)	Ky_i (tnf/m)	Ky_i/Ky_{i+1}	$Ky_i/Ky_{prom(i+1,i+2,i+3)}$
Azotea	43.132	43.132	0.00286	15070.650		
7mo piso	134.737	91.605	0.00337	27214.795	180.58%	
6to piso	199.183	64.446	0.00294	21935.160	80.60%	
5to piso	253.698	54.515	0.00278	19630.861	89.49%	91.70%
4to piso	298.271	44.573	0.00252	17666.667	89.99%	77.06%
3er piso	335.730	37.459	0.00230	16258.333	92.03%	82.34%
2do piso	375.867	40.137	0.00212	18941.387	116.50%	106.10%
1er piso	403.656	27.789	0.00180	15412.701	81.37%	87.46%
Semisótano	432.165	28.510	0.00135	21196.729	137.53%	125.64%
Sótano 1	461.117	28.951	0.00075	38550.333	181.87%	208.19%
Sótano 2	499.895	19.779	0.00022	88694.170	230.07%	354.02%

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.3 Verificación de irregularidad torsional.

Según la norma E.030 existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si la máxima distorsión de entrepiso es mayor que 50% de la distorsión máxima permisible.

Dirección X. Se evaluó a partir del primer piso, desde el cual presenta una distorsión amplificada mayor a 0.0035(50% de 0.007 que es la distorsión máxima para el concreto armado), ninguno de los pisos tiene irregularidad torsional, tal como se ve en la siguiente Tabla 14.

Tabla 15

Verificación por torsión en la dirección X del edificio de planta regular debido al sismo en X, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión promedio	Factor
Azotea	X	0.00648	0.005629	1.15
7mo piso	X	0.00641	0.006318	1.01
6to piso	X	0.00631	0.006244	1.01
5to piso	X	0.00594	0.005889	1.01
4to piso	X	0.00514	0.005095	1.01
3er piso	X	0.00464	0.004575	1.01
2do piso	X	0.00427	0.004216	1.01

Fuente: Elaboración propia.

Dirección Y. Se evaluó a partir del primer piso, desde el cual presenta una distorsión amplificada mayor a 0.0035(50% de 0.007 que es la distorsión máxima para el concreto armado), ninguno de los pisos tiene irregularidad torsional, tal como se ve en la Tabla 15.

Tabla 16

Verificación por torsión en la dirección Y del edificio de planta regular debido al sismo en Y, norma E.030(Perú).

Techo	Dirección	Distorsión	Distorsión Promedio	Factor
Azotea	Y	0.00646	0.006371	1.01
7mo piso	Y	0.00674	0.006560	1.03
6to piso	Y	0.00622	0.006074	1.02
5to piso	Y	0.00557	0.005451	1.02
4to piso	Y	0.00480	0.004718	1.02
3er piso	Y	0.00455	0.004477	1.02
2do piso	Y	0.00433	0.004271	1.01
1er piso	Y	0.00388	0.003840	1.01

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.4 Fuerza cortante mínima

La norma E.030 requiere que la fuerza cortante en el primer entrepiso de edificios irregulares no podrá ser menor que el 90% de la cortante calculada con el análisis sísmico estático.

Al ser una edificación de uso de vivienda según la norma E.030, la masa sísmica comprende de: 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, en la Tabla 16 se encuentran los pesos sísmicos por cada entrepiso:

Tabla 17

Peso sísmico por entrepiso del edificio de planta regular-norma E.030(Perú).

Piso	Carga muerta de entrepiso(tnf)	Carga viva de entrepiso(tnf)	Peso sísmico(tnf)
Azotea	73.447	7.9858	75.4434
7mo piso	261.8752	46.9197	273.6051
6to piso	275.1302	49.8384	287.5898
5to piso	275.9796	49.1722	288.2727
4to piso	300.7121	49.8383	313.1717
3er piso	309.4232	49.8384	321.8828
2do piso	310.2055	49.8384	322.6651
1er piso	312.5612	49.8384	325.0208
Techo Semisótano	316.1048	49.8384	328.5644
Techo Sótano 1	426.2021	85.831	447.6599
Techo Sótano 2	400.8872	88.4059	422.9887
Total	3262.5281	577.3449	3406.8643

Fuente: Elaboración propia.

Dirección X. Se calculó la cortante basal por el análisis sísmico estático:

Factor de zona(Z): 0.35, factor de uso(U): 1, periodo fundamental en X: 0.68s al que corresponde un factor de amplificación dinámica(C): 2.5, factor de suelo: 1.15, factor de reducción sísmica: 4.5 y el peso sísmico es 3406.86 tnf.

$$V_{basal\ A.S.E} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P_{sísmico} = 0.197 \times 3406.86 \text{tnf} = 672.79 \text{tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en X se muestran en la Tabla 17:

Tabla 18

Fuerzas cortantes del edificio de planta regular debido al sismo en X – norma E.030(Perú).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	38.239	19.760
7mo piso	131.827	80.402
6to piso	195.484	130.247
5to piso	246.835	171.488
4to piso	287.734	203.716
3er piso	326.392	232.986
2do piso	361.666	260.836
1er piso	390.708	281.250
Techo Semisótano	415.368	294.967
Techo Sótano 1	442.448	306.989
Techo Sótano 2	455.970	311.923

Fuente: Elaboración propia.

El factor de escala para lograr la fuerza cortante mínima es:

$$Factor = \frac{0.9 \times V_{basal\ A.S.E}}{V_{basal\ en\ X\ A.D.M.E}} = \frac{604.9}{455.969} = 1.3$$

Dirección Y. Se calculó la cortante basal por el análisis sísmico estático:

Factor de zona(Z): 0.35, factor de uso(U): 1, periodo fundamental en Y: 0.599s al que corresponde un factor de amplificación dinámica(C): 2.21, factor de suelo: 1.15, factor de reducción sísmica: 4.5 y el peso sísmico es 3406.86 tnf.

$$V_{basal\ A.S.E} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P_{sísmico} = 0.224 \times 3406.86 \text{tnf} = 761.8 \text{tnf}$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en Y se muestran en la Tabla 18:

Tabla 19

Fuerzas cortantes del edificio de planta regular debido al sismo en Y – norma E.030(Perú).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	20.743	43.132
7mo piso	84.153	134.737
6to piso	137.964	199.183
5to piso	180.794	253.698
4to piso	213.828	298.271
3er piso	244.179	335.730
2do piso	269.947	375.867
1er piso	287.498	403.656
Techo Semisótano	300.049	432.165
Techo Sótano 1	309.171	461.117
Techo Sótano 2	311.923	499.895

Fuente: Elaboración propia.

El factor de escala para lograr la fuerza cortante mínima es:

$$Factor = \frac{0.9 \times V_{basal\ A.S.E}}{V_{basal\ en\ X\ A.D.M.E}} = \frac{685.5}{499.89} = 1.36$$

4.1.3 Resultados del diseño sísmico del edificio de planta irregular de muros de concreto armado según las normas de Chile.

Se verificó que el edificio cumpla los siguientes requerimientos establecidos en la norma Nch 433.Of1996 modificada en 2012:

4.1.3.1 Distorsiones de entrepiso admisibles del edificio de planta irregular.

Las distorsiones de entrepiso (desplazamientos laterales relativos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso) entre dos pisos consecutivos medidos en el centro de masas en cada dirección de análisis, no debe ser mayor que 0.002 y las distorsiones de entrepiso máximas entre dos pisos consecutivos, medidas en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001 a la distorsión correspondiente al centro de masas. Se aprecia en las Tablas 19 y Tabla 20 que en ninguno de los sentidos se supera los límites de la norma.

Tabla 20

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta irregular debido al sismo en X, norma Nch 433.Of1996 (Chile).

Techo	Dirección	Distorsión CM	Distorsión máxima	Diferencia
Azotea	X	0.00188	0.00184	0.00004
7mo piso	X	0.00175	0.00203	0.00029
6to piso	X	0.00174	0.00204	0.00030
5to piso	X	0.00167	0.00193	0.00025
4to piso	X	0.00161	0.00182	0.00021
3er piso	X	0.00154	0.00175	0.00021
2do piso	X	0.00141	0.00162	0.00020
1er piso	X	0.00117	0.00142	0.00025
Semisótano	X	0.00083	0.00093	0.00010
Sótano 1	X	0.00025	0.00027	0.00002
Sótano 2	X	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta irregular debido al sismo en Y, norma Nch 433.Of1996 (Chile).

Techo	Dirección	Distorsión CM	Distorsión máxima	Diferencia
Azotea	Y	0.00182	0.00179	0.00003
7mo piso	Y	0.00160	0.00184	0.00024
6to piso	Y	0.00157	0.00179	0.00022
5to piso	Y	0.00139	0.00168	0.00029
4to piso	Y	0.00130	0.00161	0.00031
3er piso	Y	0.00122	0.00154	0.00032
2do piso	Y	0.00112	0.00142	0.00030
1er piso	Y	0.00095	0.00120	0.00025
Semisótano	Y	0.00073	0.00085	0.00012
Sótano 1	Y	0.00032	0.00039	0.00007
Sótano 2	Y	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.2 Fuerza cortante mínima

La norma Nch433Of1996 modificada en 2012 establece que, si la componente de la fuerza cortante basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que ISaOP/6g, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben escalar.

Al ser una edificación de uso de vivienda según la norma Nch433Of1996 modificada en 2012, la masa sísmica comprende de: 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, en la Tabla 21 se encuentran los pesos sísmicos por cada entrepiso:

Tabla 22

Peso sísmico por entrepiso del edificio de planta irregular-norma Nch433Of1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Carga muerta de entrepiso(tnf)	Carga viva de entrepiso(tnf)	Peso sísmico(tnf)
Azotea	93.702	10.455	96.316
7mo piso	276.547	57.927	291.028
6to piso	299.716	58.323	314.297
5to piso	319.05	58.323	333.631
4to piso	353.802	58.323	368.383
3er piso	353.653	58.323	368.383
2do piso	353.095	58.323	367.675
1er piso	354.511	59.327	369.343
Techo Semisótano	316.624	48.603	328.775
Techo Sótano 1	524.699	110.658	552.364
Techo Sótano 2	508.73	156.269	547.797
Total	3754.128	734.854	3937.842

Fuente: Elaboración propia.

Dirección X. Se calculó la cortante basal mínima:

Factor de Importancia (I): 1, factor de suelo (S): 1.2, factor de zona (Ao): 0.4g y el peso sísmico es 3937.842 tnf.

$$V_{\text{basal mínima}} = \frac{I \times S \times A_o}{6g} \times P_{\text{sísmico}} = 0.08 \times 3937.842 \text{ tnf} = 314.706 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en X son:

Tabla 23

Fuerzas cortantes del edificio de planta irregular debido al sismo en X – norma Nch433 Of 1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	43.467	26.834
7mo piso	156.079	85.284
6to piso	265.431	139.812
5to piso	359.192	185.718
4to piso	442.940	227.154
3er piso	510.314	261.352
2do piso	559.938	287.363
1er piso	592.858	305.700
Techo Semisótano	608.648	315.338
Techo Sótano 1	617.886	321.645
Techo Sótano 2	622.054	323.866

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en “X” del análisis dinámico modal espectral es mayor que la fuerza cortante mínima, por lo tanto, no requiere escalarlo.

Dirección Y. Se calculó la cortante basal mínima:

Factor de Importancia (I): 1, factor de suelo (S): 1.2, factor de zona (Ao): 0.4g y el peso sísmico es 3937.842 tnf.

$$V_{\text{basal mínima}} = \frac{I \times S \times A_o}{6g} \times P_{\text{sísmico}} = 0.08 \times 3937.842 \text{ tnf} = 314.706 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en Y son:

Tabla 24

Fuerzas cortantes del edificio de planta irregular debido al sismo en Y – norma Nch433 Of 1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	26.087	45.415
7mo piso	85.697	160.458
6to piso	142.660	269.808
5to piso	191.022	362.824
4to piso	234.161	446.114
3er piso	268.804	513.965
2do piso	294.230	564.802
1er piso	311.214	599.947
Techo Semisótano	319.017	618.630
Techo Sótano 1	322.541	631.783
Techo Sótano 2	323.866	636.908

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en “Y” del análisis dinámico modal espectral es mayor que la fuerza cortante mínima, por lo tanto, no requiere escalarlo.

4.1.4 Resultados del diseño sísmico del edificio de planta regular de muros de concreto armado según las normas de Chile.

Se verificó que el edificio cumpla los siguientes requerimientos establecidos en la norma Nch 433.Of1996 modificada en 2012:

4.1.4.1 Distorsiones de entrepiso admisibles del edificio de planta regular.

Las distorsiones de entrepiso (desplazamientos laterales relativos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso) entre dos pisos consecutivos medidos en el centro de masas en cada dirección de análisis, no debe ser mayor que 0.002 y las distorsiones de entrepiso máximas entre dos pisos consecutivos, medidas en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001 a la distorsión correspondiente al centro de masas. Se aprecia en las Tablas 24 y Tabla 25 que en ninguno de los sentidos se supera los límites de la norma.

Tabla 25

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta regular debido al sismo en X, norma Nch 433.Of1996 (Chile).

Techo	Dirección	Distorsión CM	Distorsión máxima	Diferencia
Azotea	X	0.00264	0.00300	0.00036
7mo piso	X	0.00283	0.00304	0.00021
6to piso	X	0.00287	0.00306	0.00020
5to piso	X	0.00277	0.00295	0.00018
4to piso	X	0.00247	0.00262	0.00015
3er piso	X	0.00224	0.00237	0.00013
2do piso	X	0.00204	0.00217	0.00012
1er piso	X	0.00173	0.00184	0.00010
Semisótano	X	0.00134	0.00142	0.00008
Sótano 1	X	0.00072	0.00088	0.00016
Sótano 2	X	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta regular debido al sismo en Y, norma Nch 433.Of1996 (Chile).

Techo	Dirección	Distorsión CM	Distorsión máxima	Diferencia
Azotea	Y	0.00277	0.00296	0.00019
7mo piso	Y	0.00277	0.00316	0.00039
6to piso	Y	0.00266	0.00301	0.00035
5to piso	Y	0.00246	0.00276	0.00030
4to piso	Y	0.00220	0.00244	0.00024
3er piso	Y	0.00212	0.00234	0.00022
2do piso	Y	0.00201	0.00220	0.00020
1er piso	Y	0.00180	0.00196	0.00016
Semisótano	Y	0.00147	0.00159	0.00012
Sótano 1	Y	0.00099	0.00106	0.00006
Sótano 2	Y	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.2 Fuerza cortante mínima

La norma Nch433Of1996 modificada en 2012 establece que, si la componente de la fuerza cortante basal en la dirección del sismo resulta menor que ISAoP/6g, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben escalar.

Al ser una edificación de uso de vivienda según la norma Nch433Of1996 modificada en 2012, la masa sísmica comprende de: 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, en la Tabla 21 se encuentran los pesos sísmicos por cada entrepiso:

Tabla 27

Peso sísmico por entrepiso del edificio de planta regular-norma Nch433Of1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Carga muerta de entrepiso(tnf)	Carga viva de entrepiso(tnf)	Peso sísmico(tnf)
Azotea	73.447	7.9858	75.4435
7mo piso	261.8752	46.9197	273.6051
6to piso	275.1302	49.8384	287.5898
5to piso	275.9796	49.1722	288.2727
4to piso	300.7121	49.8383	313.1717
3er piso	309.4232	49.8384	321.8828
2do piso	310.2055	49.8384	322.6651
1er piso	312.5612	49.8384	325.0208
Techo Semisótano	316.1048	49.8384	328.5644
Techo Sótano 1	426.2021	85.831	447.65985
Techo Sótano 2	400.8872	104.8442	427.0983
Total	3262.5281	593.7832	3410.9740

Fuente: Elaboración propia.

Dirección X. Se calculó la cortante basal mínima:

Factor de Importancia (I): 1, factor de suelo (S): 1.2, factor de zona (Ao): 0.4g y el peso sísmico es 3937.842 tnf.

$$V_{\text{basal mínima}} = \frac{I \times S \times A_o}{6g} \times P_{\text{sísmico}} = 0.08 \times 3406.86 \text{ tnf} = 272.27 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en X son:

Tabla 28

Fuerzas cortantes del edificio de planta regular debido al sismo en X – norma Nch433 Of 1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	46.8924	6.8282
7mo piso	200.7523	29.3267
6to piso	333.4033	48.7813
5to piso	442.6625	64.969
4to piso	533.7968	78.8401
3er piso	610.0997	90.8616
2do piso	669.217	100.4748
1er piso	711.0427	107.5556
Techo Semisótano	736.7176	112.182
Techo Sótano 1	752.7246	115.4704
Techo Sótano 2	756.6884	116.4732

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en “X” del análisis dinámico modal espectral es mayor que la fuerza cortante mínima, por lo tanto, no requiere escalarlo.

Dirección Y. Se calculó la cortante basal mínima:

Factor de Importancia (I): 1, factor de suelo (S): 1.2, factor de zona (Ao): 0.4g y el peso sísmico es 3937.842 tnf.

$$V_{\text{basal mínima}} = \frac{I \times S \times A_o}{6g} \times P_{\text{sísmico}} = 0.08 \times 3406.86 \text{ tnf} = 272.27 \text{ tnf}.$$

Las cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral por sismo en Y son:

Tabla 29

Fuerzas cortantes del edificio de planta regular debido al sismo en Y – norma Nch433 Of 1996 modificada en 2012 (Chile).

Piso	Vx (tnf)	Vy (tnf)
Azotea	7.0252	49.338
7mo piso	30.878	205.024
6to piso	51.714	339.256
5to piso	68.849	451.521
4to piso	83.049	547.974
3er piso	94.834	631.284
2do piso	103.853	697.676
1er piso	110.095	746.739
Techo Semisótano	113.804	779.3775
Techo Sótano 1	115.987	803.577
Techo Sótano 2	116.473	811.579

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en “Y” del análisis dinámico modal espectral es mayor que la fuerza cortante mínima, por lo tanto, no requiere escalarlo.

4.1.5 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma peruana.

4.1.5.1 Placas

En las siguientes tablas se muestran parte de los resultados del diseño de algunas placas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta irregular cuyas secciones transversales están en los planos adjuntos (Anexo B), en la tabla solo están los pisos que requieren mayor refuerzo.

Tabla 30

Placa 3 en el sentido “Y” del edificio de planta irregular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento o borde.	Esfuerzo Máximo (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión. (kg/cm ²).	Long req. del elemento de borde (cm)	Long. del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0025	Superior	56	74.5	50	123	30
			Inferior	56	77.4	70	123	30
Sótano 1	0.013	0.0025	Superior	56	80	48	85	30
			Inferior	56	85	55	85	30
Semisótano	0.0028	0.0025	Superior	56	90	35	78	30
			Inferior	56	77	85	85	30
1er piso	0.0028	0.0025	Superior	56	35.7	No requiere	-	-
			Inferior	56	73.1	67	85	30

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31

Placa 3 en el sentido “X” del edificio de planta irregular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del elemento de borde (cm)	Longitud del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0025	0.0025	Izquierdo	56	40.2	No requiere	-	-
			Derecho	56	7.5	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0066	0.0025	Izquierdo	56	52.5	No requiere	-	-
			Derecho	56	13.5	No requiere	-	-
Semisótano	0.0079	0.0025	Izquierdo	56	50	No requiere	-	-
			Derecho	56	24	No requiere	-	-
1er piso	0.0025	0.0025	Izquierdo	56	40.3	No requiere	-	-
			Derecho	56	11	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32
Placa 6 del edificio de planta irregular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	Esfuerzo Máximo. (kg/cm2)	Esfuerzo de compresión (kg/cm2).	Long req. del elemento de borde (cm).	Longitud del elemento de borde. (cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0032	0.0032	Superior	56	105	55	88	20
			Inferior	56	149	94	140	20
Sótano 1	0.0032	0.0032	Superior	56	96.6	52	88	20
			Inferior	56	139.9	89	140	20
Semisótano	0.005	0.0032	Superior	56	95.7	50	88	20
			Inferior	56	134.4	83	140	20
1er piso	0.0032	0.0032	Superior	56	108.1	45	62	20
			Inferior	56	142.4	65	101	20
2do piso	0.0032	0.0032	Superior	56	91.6	45	62	20
			Inferior	56	117.2	59	101	20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33
Placa 7 del edificio de planta irregular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical	Elemento borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde (cm)	Longitud del elemento de borde (cm).	Espesor del elemento de borde (cm).
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	80	45	No requiere	-	-
			Inferior	80	40	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	80	27	No requiere	-	-
			Inferior	80	42	No requiere	-	-
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	80	55	No requiere	-	-
			Inferior	80	60	No requiere	-	-
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	80	50	No requiere	-	-
			Inferior	80	75	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34
Placa 8 del edificio de planta irregular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Element o borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm2)	Esfuerzo de compresión (kg/cm2).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento de borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	56	86.8	27	58	35
			Inferior	56	121	45	82	35
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	56	72.8	28	58	35
			Inferior	56	95	45	82	35
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	56	67.2	41	58	35
			Inferior	56	125.2	65	82	35
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	56	55.3	No requiere	-	-
			Inferior	56	105.8	80	82	35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35
Placa 9 del edificio de planta irregular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde(cm)	Longitud del elemento borde (cm).	Espesor del elemento de borde (cm).
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	80	40	No requiere	-	-
			Inferior	80	42	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	80	31	No requiere	-	-
			Inferior	80	40	No requiere	-	-
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	80	35	No requiere	-	-
			Inferior	80	48	No requiere	-	-
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	80	48	No requiere	-	-
			Inferior	80	55	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36
Placa 11 del edificio de planta irregular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento Borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde(cm)	Longitud del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0032	0.0025	Superior	60	41	No requiere	-	-
			Inferior	60	60	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0032	0.0025	Superior	60	50	No requiere	-	-
			Inferior	60	50	No requiere	-	-
Semisótano	0.0032	0.0025	Superior	60	40	No requiere	-	-
			Inferior	60	45	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.2 Columnas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del diseño de algunas columnas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta irregular cuyas secciones transversales y detalles están en los planos adjuntos (Anexo B).

Tabla 37

Columna C-1 del edificio de planta irregular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.011	0.137	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
Sótano 1	0.011	0.176	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
Semisótano	0.011	0.242	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
1er piso	0.011	0.235	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
2do y 3er piso	0.011	0.249	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
4to y 5to piso	0.011	0.215	0.284	80	confinamiento central	10 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 30 cm
6to y 7mo piso	0.011	0.162	0.189	-	confinamiento central	30,5 30	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 15 cm 3 de 3/8" @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38

Columna C-3 del edificio de planta irregular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.281	0.284	120	confinamiento central	10 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 10 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
Sótano 1	0.013	0.234	0.284	120	confinamiento central	10 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 10 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
Semisótano	0.013	0.283	0.284	120	confinamiento central	10 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 10 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
1er piso	0.013	0.242	0.284	120	confinamiento central	10 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 10 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
2do y 3er piso	0.013	0.259	0.284	120	confinamiento central	10 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 10 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
4to y 5to piso	0.013	0.219	0.189	-	confinamiento central	30 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 15 cm 5 de 3/8" @ 30 cm
6to y 7mo piso	0.013	0.194	0.189	-	confinamiento central	30 30	5 de 3/8" 1@5cm,12 @ 15 cm 5 de 3/8" @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.3 Vigas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del diseño de algunas vigas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta irregular cuyas secciones transversales y detalles están en los planos adjuntos (Anexo B), en la tabla esta la mayor cuantía entre la superior e inferior para los extremos y el centro de la viga en su tramo más crítico.

Tabla 39

Viga V4A hasta V4G en el último tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
Sótano 1 – V4A	1.30	0.50	24.4	38.7	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	12.49	15.21
						Central	6.02	15.21
Semisótano - V4B	1.30	0.60	44.2	47.4	1/2" 1@5cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	24.18	25.35
						Central	12.58	15.21
1er piso – V4C	1.30	0.60	61.9	66.4	1/2" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	35.02	35.49
						Central	20.08	35.49
2do piso - V4D	1.30	0.60	65.7	66.4	1/2" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	35.02	35.49
						Central	20.08	35.49
3er piso – V4E	1.30	0.60	66.1	66.4	1/2" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	38.34	40.56
						Central	21.03	40.56
4to piso – V4F	1.30	0.50	71.3	77.3	1/2" 1@5cm, resto @ 6.5 cm	Extremos	45.1	45.63
						Central	24.28	45.63
5to piso – V4G	1.30	0.60	66.1	66.4	1/2" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	40.5	40.56
						Central	25.38	40.56
6to piso – V4H	1.30	0.60	23.5	29.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	9.90	10.14
						Central	6.53	10.14
7mo piso – V4I	1.30	0.40	6.2	29.9	3/8" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	10.17	10.14
						Central	7.19	10.14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Viga V18A hasta V18C en el segundo tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V18A	2.60	0.60	27.3	75.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	36.07	35.49
						Central	15.1	25.35
2do piso – V18B	2.60	0.60	47.4	75.9	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	39.9	40.56
						Central	17.46	30.42
3er piso – V18B	2.60	0.60	33.8	75.9	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	40.1	40.56
						Central	18.5	20.28
4to piso – V18B	2.60	0.60	36.5	75.9	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	40.3	40.56
						Central	19.8	20.28
5to piso – V18C	2.60	0.60	16.3	61.8	1/2" 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	28.21	30.42
						Central	11.16	15.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41
Viga V3A hasta V3E en el primer tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralt e(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
Semisótano – V3A	4.70	0.50	0.4	38.7	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	7.11 7.75	10.14 10.14
1er piso – V3B	4.70	0.60	0.1	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	12.87 9.98	12.99 10.14
2do piso – V3C	4.70	0.60	6.7	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	14.23 11.28	15.21 15.21
3er piso – V3C	4.70	0.60	7.8	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	15.09 12.14	15.21 15.21
4to piso – V3C	4.70	0.60	6.7	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	15.14 12.36	15.21 15.21
5to piso – V3D	4.70	0.60	4.3	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	15.66 8.44	15.21 15.21
6to piso – V3E	4.70	0.40	0.0	29.9	3/8" 1@5cm, 10@7.5cm, resto @15 cm	Extremos Central	3.17 2.5	8.55 5.7
7mo piso – V3E	4.70	0.40	0.0	29.9	3/8" 1@5cm, 10@7.5cm, resto @15 cm	Extremos Central	3.45 2.5	8.55 5.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42
Viga V7A hasta V7D en el segundo tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralt e(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
2do piso – V7A	2.10	0.50	27.5	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	34.25 19.19	35.49 20.28
3er piso – V7B	2.10	0.50	30.1	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	37.57 21.16	40.56 20.28
4to piso – V7B	2.10	0.50	26.8	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	37.26 20.2	40.56 20.28
5to piso – V7C	2.25	0.50	22.9	46.4	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @20 cm	Extremos Central	30.38 10.05	30.42 10.14
6to piso – V7D	2.25	0.50	21.0	38.7	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @20 cm	Extremos Central	25.15 6.84	25.35 10.14

Fuente: Elaboración propia.

4.1.6 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma peruana.

4.1.6.1 Placas

En las siguientes tablas se muestran parte de los resultados del diseño de algunas placas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta regular cuyas secciones transversales están en los planos adjuntos (Anexo C), en la tabla solo están los pisos que requieren mayor refuerzo.

Tabla 43

Placa 2 del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	63.68	32	58	30
			Derecha	56	38.97	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0028	0.0021	Izquierda	56	48.06	No requiere	-	-
			Derecha	56	32.96	No requiere	-	-
Semisótano	0.0042	0.0021	Izquierda	56	39.96	No requiere	-	-
			Derecha	56	23.97	No requiere	-	-
1er Piso	0.070	0.0028	Izquierda	56	40.89	No requiere	-	-
			Derecha	56	23.44	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44

Placa 4,5 en el sentido “Y” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0158	0.0025	Superior	56	78.44	21	45.5	25
			Inferior	56	54.46	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45

Placa 4,5 en el sentido “X” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0062	0.0025	Izquierda	56	68.22	100	100	25
			Derecha	56	41.22	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46
Placa 4 del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm2)	Esfuerzo de compresión (kg/cm2).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 1	0.0101	0.0025	Superior	56	124.45	39	50	25
			Inferior	56	71.43	45.5	58	25
Semisótano	0.0025	0.0025	Superior	56	107.35	50.4	58	25
			Inferior	56	55.7	No requiere	-	-
1er Piso	0.0025	0.0025	Superior	56	48.73	No requiere	-	-
			Inferior	56	48.72	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47
Placa 5 del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm2)	Esfuerzo de compresión (kg/cm2).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0062	0.0025	Izquierda	56	68.22	100	100	25
			Derecha	56	41.22	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0025	0.0025	Izquierda	56	91.37	65	70.5	25
			Derecha	56	92.7	50	58	25
Semisótano	0.0025	0.0025	Izquierda	56	21.72	No requiere	-	-
			Derecha	56	95.13	46.5	58	25
1er Piso	0.0025	0.0025	Izquierda	56	46.64	No requiere	-	-
			Derecha	56	55.61	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48
Placa 13 en el sentido “X” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm2)	Esfuerzo de compresión (kg/cm2).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	84.32	58	58	30
			Derecha	56	40.56	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0028	0.0028	Izquierda	56	65.63	68	70.5	30
			Derecha	56	31.10	No requiere	-	-
Semisótano	0.0028	0.0028	Izquierda	56	32.26	No requiere	-	-
			Derecha	56	38.77	No requiere	-	-
1er Piso	0.0028	0.0028	Izquierda	56	40.6	No requiere	-	-
			Derecha	56	38.2	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49

Placa 13 en el sentido “Y” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0066	0.0028	Superior	56	98.19	44	45.5	20
			Inferior	56	110.64	15	33	20
Sótano 1	0.0042	0.0028	Superior	56	77.96	36	45.5	20
			Inferior	56	100.25	15	33	20
Semisótano	0.0028	0.0028	Superior	56	84.28	36	45.5	20
			Inferior	56	44.55	No requiere	-	-
1er Piso	0.0028	0.0028	Superior	56	55.31	No requiere	-	-
			Inferior	56	54.37	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 50

Placa 14 en el sentido “X” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	49.74	No requiere	-	-
			Derecha	56	107.25	17	33	30
Sótano 1	0.0052	0.0028	Izquierda	56	47.87	No requiere	-	-
			Derecha	56	102.28	15	33	30
Semisótano	0.0130	0.0028	Izquierda	56	47.12	No requiere	-	-
			Derecha	56	98.82	47	58	30
1er Piso	0.0701	0.0025	Izquierda	56	44.70	No requiere	-	-
			Derecha	56	52.34	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51

Placa 14 en el sentido “Y” del edificio de planta regular–norma E.060 (Perú)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Superior	56	104.76	15	33	25
			Inferior	56	66.36	83.5	95.5	25
Sótano 1	0.0050	0.0028	Superior	56	99.91	15	33	25
			Inferior	56	66.35	80	95.5	25
Semisótano	0.0028	0.0028	Superior	56	60.63	15	33	25
			Inferior	56	61.28	89	95.5	25
1er Piso	0.0028	0.0028	Superior	56	55.09	No requiere	-	-
			Inferior	56	55.88	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.6.2 Columnas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del diseño de algunas columnas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta regular cuyas secciones transversales y detalles están en los planos adjuntos (Anexo C).

Tabla 52

Columna C-2 del edificio de planta regular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.129	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Sótano 1	0.013	0.103	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Semisótano	0.013	0.128	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
1er piso	0.013	0.100	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
2do y 3er piso	0.013	0.130	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
4to y 5to piso	0.013	0.131	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
6to y 7mo piso	0.013	0.095	0.284	-	confinamiento central	30.5 30	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 15 cm 3 de 3/8" @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53

Columna C-3 del edificio de planta regular-norma E.060 (Perú)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.214	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Sótano 1	0.013	0.184	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Semisótano	0.013	0.187	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
1er piso	0.013	0.168	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
2do y 3er piso	0.013	0.174	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
4to y 5to piso	0.013	0.201	0.284	60	confinamiento central	10 25	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
6to y 7mo piso	0.013	0.111	0.284	-	confinamiento central	30.5 30	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 15 cm 3 de 3/8" @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.1.6.3 Vigas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del diseño de algunas vigas seleccionadas aleatoriamente del edificio de planta irregular cuyas secciones transversales y detalles están en los planos adjuntos, en la tabla esta la mayor cuantía entre la superior e inferior para los extremos y el centro de la viga.

Tabla 54

Viga V2A hasta V2F en el segundo tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V2A	2.0	50	21.4	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	20	23.76
						Central	16	18.69
2do piso – V2B	2.0	50	19.3	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	23	23.13
						Central	15.2	15.21
3ro piso – V2C	2.0	50	25	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	26.3	25.35
						Central	17.8	20.28
4to piso – V2D	2.0	50	27.8	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	18.3	20.28
						Central	5.7	10.14
5to piso – V2E	2.0	50	10.9	43.9	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	13	14.25
						Central	6	11.24
6to piso – V2E	2.0	50	10.9	43.9	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	14.2	14.25
						Central	10.9	11.24
7mo piso – V2F	2.0	40	7.0	35.1	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos	12.5	14.3
						Central	6.9	8.55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 55

Viga V4B hasta V4F en el segundo tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V4B	2.60	60	21.5	63.3	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos	24.2	25.35
						Central	14.9	15.21
2do piso – V4C	2.60	60	28.9	63.5	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos	25	25.4
						Central	20	20.28
3ro piso – V4D	2.60	60	32.5	63.3	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos	30	30.4
						Central	16.9	20.3
4to piso – V4E	2.60	60	32.5	63.3	1/2" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos	30.18	30.4
						Central	22.49	25.35
5to piso – V4F	2.60	50	20.6	35.1	1/2" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos	23	25.35
						Central	15.1	15.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56
Viga V6B hasta V6D en el segundo tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso–V6B	2.45	0.60	36.8	63.5	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos Central	27.6 30.2	30.42 30.42
2do piso–V6B	2.45	0.60	35.5	63.3	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos Central	29.4 35.4	30.42 35.42
3ro piso–V6C	2.45	0.60	36.4	63.3	1/2" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos Central	37.2 17	40.6 20.28
4to piso–V6C	2.45	0.60	48.1	63.25	1/2" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos Central	37.2 16.4	40.56 20.28
5to piso–V6D	2.45	0.50	19.4	63.3	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos Central	14 10.9	15.2 10.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57
Viga V10A hasta V10E en el primer tramo-norma E.060 (Perú)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
Semisotano – V10A	3.20	60	8.9	63.3	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	14.8 12.3	15.21 15.21
1er piso–V10B	3.20	60	7.7	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	15.1 14	15.21 15.21
2do piso–V10B	3.20	60	3.3	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	15.1 6.44	15.21 10.14
3ro piso–V10C	3.20	50	13.2	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	18 15	20.3 15.21
4to piso–V10D	3.20	50	11.3	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	15 13.5	15.21 15.21
5to piso–V10E	4.20	50	11.3	43.9	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	15.2 15.07	15.21 15.21
6to piso–V10E	4.20	50	14.5	26.4	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos Central	15.2 14.9	15.21 15.21

Fuente: Elaboración propia.

4.1.7 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma chilena

4.1.7.1 Placas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las placas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.5 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 58

Placa 3 en el sentido “Y” del edificio de planta irregular-D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento o borde.	Esfuerzo Máximo (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión. (kg/cm ²).	Long req. del elemento de borde (cm)	Long. del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0025	Superior	56	72.7	No requiere	-	-
			Inferior	56	68.5	0	123	30
Sótano 1	0.013	0.0025	Superior	56	56	No requiere	-	-
			Inferior	56	81	0	85	30
Semisótano	0.0028	0.0025	Superior	56	125.4	0	78	30
			Inferior	56	74.1	13.6	85	30
1er piso	0.0028	0.0025	Superior	56	66.5	0	65	30
			Inferior	56	72.0	13.6	85	30

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59

Placa 3 en el sentido “X” del edificio de planta irregular-D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del elemento de borde (cm)	Longitud del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0025	0.0025	Izquierdo	56	41.8	No requiere	-	-
			Derecho	56	3.4	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0066	0.0025	Izquierdo	56	55	No requiere	-	-
			Derecho	56	59	0	-	-
Semisótano	0.0079	0.0025	Izquierdo	56	51.4	No requiere	-	-
			Derecho	56	51.5	No requiere	-	-
1er piso	0.0025	0.0025	Izquierdo	56	40.7	No requiere	-	-
			Derecho	56	30.6	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60

Placa 6 del edificio de planta irregular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del elemento de borde (cm).	Longitud del elemento de borde. (cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0032	0.0032	Superior	56	82.4	0	88	20
			Inferior	56	136.2	0	140	20
Sótano 1	0.0032	0.0032	Superior	56	77.7	0	88	20
			Inferior	56	129.8	0	140	20
Semisótano	0.005	0.0032	Superior	56	76.1	0	88	20
			Inferior	56	124.6	0	140	20
1er piso	0.0032	0.0032	Superior	56	87.2	0	62	20
			Inferior	56	131.1	0	101	20
2do piso	0.0032	0.0032	Superior	56	87.2	0	62	20
			Inferior	56	131.1	0	101	20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 61

Placa 7 del edificio de planta irregular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical	Elemento borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde (cm)	Longitud del elemento de borde (cm).	Espesor del elemento de borde (cm).
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	101.7	33	No requiere	-	-
			Inferior	101.7	55	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	101.7	23.5	No requiere	-	-
			Inferior	101.7	47.5	No requiere	-	-
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	101.7	54	No requiere	-	-
			Inferior	101.7	71.5	No requiere	-	-
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	101.7	40	No requiere	-	-
			Inferior	101.7	50	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 62

Placa 8 del edificio de planta irregular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Element o borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento de borde (cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	56	98.2	0	58	35
			Inferior	56	116.7	0	82	35
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	56	80.7	0	58	35
			Inferior	56	85.3	0	82	35
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	56	75.5	0	58	35
			Inferior	56	120.5	0	82	35
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	56	62.5	0	-	-
			Inferior	56	101.6	0	82	35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 63
Placa 9 del edificio de planta irregular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde(cm)	Longitud del elemento borde (cm).	Espesor del elemento de borde (cm).
Sótano 2	0.0029	0.0029	Superior	83.3	31	No requiere	-	-
			Inferior	83.3	40	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0029	0.0029	Superior	83.3	31	No requiere	-	-
			Inferior	83.3	38	No requiere	-	-
Semisótano	0.0029	0.0029	Superior	83.3	28.5	No requiere	-	-
			Inferior	83.3	38	No requiere	-	-
1er piso	0.0029	0.0029	Superior	83.3	28	No requiere	-	-
			Inferior	83.3	35	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64
Placa 11 del edificio de planta irregular- D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento Borde.	“C” máximo (cm)	“C” longitud de la zona de compresión (cm)	Long req. del elemento de borde(cm)	Longitud del elemento borde (cm)	Espesor del elemento de borde (cm)
Sótano 2	0.0032	0.0025	Superior	40	37	No requiere	-	-
			Inferior	40	60	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0032	0.0025	Superior	40	50	No requiere	-	-
			Inferior	40	50	No requiere	-	-
Semisótano	0.0032	0.0025	Superior	40	30	No requiere	-	-
			Inferior	40	47.5	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.7.2 Columnas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las columnas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.5 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 65

Columna C-1 del edificio de planta irregular-D.S.60 (Chile)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long. conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.011	0.222	0.284	45	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm
Sótano 1	0.011	0.242	0.284	45	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" @ 30 cm
Semisótano	0.011	0.315	0.284	45	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm
1er piso	0.011	0.266	0.284	45	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" @ 30 cm
2do y 3er piso	0.011	0.303	0.284	45	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm
						11.46	3 de 3/8" @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 66

Columna C-3 del edificio de planta irregular- D.S.60 (Chile)

Piso	Cuántía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long. conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.35	0.284	45	confinamiento central	11.46	5 de 3/8" 1@5cm, 12 @ 10 cm
Sótano 1	0.013	0.282	0.284	45	confinamiento central	11.46	5 de 3/8" @ 30 cm
Semisótano	0.013	0.387	0.284	45	confinamiento central	11.46	5 de 3/8" 1@5cm, 12 @ 10 cm
1er piso	0.013	0.278	0.284	45	confinamiento central	11.46	5 de 3/8" @ 30 cm
2do y 3er piso	0.013	0.285	0.284	45	confinamiento central	11.46	5 de 3/8" 1@5cm, 12 @ 10 cm
						11.46	5 de 3/8" @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.1.7.3 Vigas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las vigas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.5 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta irregular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 67

Viga V4A hasta V4G en el último tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
Sótano 1 – V4A	1.30	0.50	32.9	38.7	3/8” 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	11.59	15.21
						Central	5.55	15.21
Semisótano - V4B	1.30	0.60	60.9	47.4	1/2” 1@5cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	24.33	25.35
						Central	12.65	15.21
1er piso – V4C	1.30	0.60	87.1	66.4	1/2” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	38.23	35.49
						Central	20.88	35.49
2do piso - V4D	1.30	0.60	94.2	66.4	1/2” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	40.99	35.49
						Central	22.73	35.49
3er piso – V4E	1.30	0.60	90	66.4	1/2” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	41.72	40.56
						Central	23.26	40.56
4to piso – V4F	1.30	0.50	46	77.3	1/2” 1@5cm, resto @ 6.5 cm	Extremos	41.33	45.63
						Central	26.86	45.63
5to piso – V4G	1.30	0.60	33.5	66.4	1/2” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	42.68	40.56
						Central	26.79	40.56
6to piso – V4H	1.30	0.60	19.6	29.9	3/8” 1@5cm, 4@10cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	17.23	10.14
						Central	10.1	10.14
7mo piso – V4I	1.30	0.40	6.3	29.9	3/8” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	8.99	10.14
						Central	6.33	10.14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68

Viga V18A hasta V18C en el segundo tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V18A	2.60	0.60	41.8	75.9	3/8” 1@5cm, 4@10cm, resto @ 12.5 cm	Extremos	35.33	35.49
						Central	14.64	25.35
2do piso – V18B	2.60	0.60	131	75.9	3/8” 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	41.14	40.56
						Central	16.8	30.42
3er piso – V18B	2.60	0.60	53.6	75.9	3/8” 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	43.88	40.56
						Central	18.09	20.28
4to piso – V18B	2.60	0.60	53.4	75.9	3/8” 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46.33	40.56
						Central	43.29	20.28
5to piso – V18C	2.60	0.60	59.3	61.8	1/2” 1@5cm, resto @ 7.5 cm	Extremos	29.16	30.42
						Central	11.32	15.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69
Viga V3A hasta V3E en el primer tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
Semisótano – V3A	4.70	0.50		38.7	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @ 20 cm	Extremos Central		10.14 10.14
1er piso – V3B	4.70	0.60	46.7	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	16.66 9.79	12.99 10.14
2do piso – V3C	4.70	0.60	56.2	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	15.27 11.17	15.21 15.21
3er piso – V3C	4.70	0.60	64.6	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	16.15 11.98	15.21 15.21
4to piso – V3C	4.70	0.60	33.6	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	16.95 11.86	15.21 15.21
5to piso – V3D	4.70	0.60	20.9	56.9	3/8" 1@5cm, 4@10cm, 6@12.5cm, resto @25 cm	Extremos Central	17.45 8.99	15.21 15.21
6to piso – V3E	4.70	0.40	9.23	29.9	3/8" 1@5cm, 10@7.5cm, resto @15 cm	Extremos Central	8.08 5.17	8.55 5.7
7mo piso – V3E	4.70	0.40	9.04	29.9	3/8" 1@5cm, 10@7.5cm, resto @15 cm	Extremos Central	7.56 4.94	8.55 5.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 70
Viga V7A hasta V7D en el segundo tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
2do piso – V7A	2.10	0.50	74.3	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	40.77 23.35	35.49 20.28
3er piso – V7B	2.10	0.50	43.1	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	45 25.65	40.56 20.28
4to piso – V7B	2.10	0.50	38.6	61.8	3/8" 1@5cm, resto @10 cm	Extremos Central	43.31 26.97	40.56 20.28
5to piso – V7C	2.25	0.50	46.2	46.4	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @20 cm	Extremos Central	35 22	30.42 10.14
6to piso – V7D	2.25	0.50	41.6	38.7	3/8" 1@5cm, 10@10cm, resto @20 cm	Extremos Central	30 18.22	25.35 10.14

Fuente: Elaboración propia.

4.1.8 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma chilena.

4.1.8.1 Placas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las placas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.6 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 71

Placa 2 del edificio de planta regular–D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento de borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	54.77	No requiere	-	-
			Derecha	56	42.23	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0028	0.0021	Izquierda	56	43.06	No requiere	-	-
			Derecha	56	35.19	No requiere	-	-
Semisótano	0.0042	0.0028	Izquierda	56	37.03	No requiere	-	-
			Derecha	56	25.81	No requiere	-	-
1er Piso	0.070	0.0021	Izquierda	56	35.94	No requiere	-	-
			Derecha	56	24.54	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 72

Placa 4,5 en el sentido “Y” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento de borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0063	0.0025	Superior	56	78.44	21	45.5	25
			Inferior	56	62.46	0	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 73

Placa 4,5 en el sentido “X” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento de borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0062	0.0025	Izquierda	56	97.5	11	100	25
			Derecha	56	41.22	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 74

Placa 4 del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 1	0.0101	0.0025	Superior	56	146.01	4.09	50	25
			Inferior	56	71.43	0	-	-
Semisótano	0.0025	0.0025	Superior	56	143.08	15.69	58	25
			Inferior	56	55.7	0	-	-
1er Piso	0.0025	0.0025	Superior	56	48.73	35.29	70	25
			Inferior	56	48.72	0	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 75

Placa 5 del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile))

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 1	0.0025	0.0025	Izquierda	56	116.52	0	70.5	25
			Derecha	56	106.24	0	58	25
Semisótano	0.0025	0.0025	Izquierda	56	29.57	No requiere	-	-
			Derecha	56	107.17	0	58	25
1er Piso	0.0025	0.0025	Izquierda	56	62.07	0	-	-
			Derecha	56	73.26	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 76

Placa 13 en el sentido “X” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	Elemento borde	Esfuerzo Máximo. (kg/cm ²)	Esfuerzo de compresión (kg/cm ²).	Long req. del element de borde (cm).	Long del elemento borde(cm)	Espesor del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	75.53	0.32	58	30
			Derecha	56	40.56	No requiere	-	-
Sótano 1	0.0028	0.0028	Izquierda	56	55.85	No requiere	-	-
			Derecha	56	31.10	No requiere	-	-
Semisótano	0.0028	0.0028	Izquierda	56	29.04	No requiere	-	-
			Derecha	56	35.25	No requiere	-	-
1er Piso	0.0028	0.0028	Izquierda	56	38.61	No requiere	-	-
			Derecha	56	30.39	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 77

Placa 13 en el sentido “Y” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0066	0.0028	Superior	56	146.6	0	45	20
			Inferior	56	137.5	0	33	20
Sótano 1	0.0042	0.0028	Superior	56	149.7	0	45.5	20
			Inferior	56	75.46	0	33	20
Semisótano	0.0028	0.0028	Superior	56	53.67	No requiere	-	-
			Inferior	56	44.55	No requiere	-	-
1er Piso	0.0028	0.0028	Superior	56	55.31	No requiere	-	-
			Inferior	56	54.37	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 78

Placa 14 en el sentido “X” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Izquierda	56	58.83	0	33	30
			Derecha	56	98.08	17	33	30
Sótano 1	0.0052	0.0028	Izquierda	56	57.85	0	33	30
			Derecha	56	123.4	15	33	30
Semisótano	0.0130	0.0028	Izquierda	56	69.74	0	33	30
			Derecha	56	98.82	47	58	30
1er Piso	0.0701	0.0025	Izquierda	56	64.3	0	33	30
			Derecha	56	63.57	8.16	58	30

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 79

Placa 14 en el sentido “Y” del edificio de planta regular– D.S.60 (Chile)

Placa	Cuantía horizontal.	Cuantía vertical.	Elem. borde	Esf. Máximo (kg/cm ²)	Esf. de compresión. (kg/cm ²)	Req. Elemento de borde	Long. del elem. Borde (cm)	Esp. del elemento de borde. (cm)
Sótano 2	0.0028	0.0028	Superior	56	120.78	0	33	25
			Inferior	56	79.76	54.66	95.5	25
Sótano 1	0.0050	0.0028	Superior	56	93.42	0	33	25
			Inferior	56	77.24	51.16	95.5	25
Semisótano	0.0028	0.0028	Superior	56	50.30	No requiere	-	-
			Inferior	56	64.07	44.16	95.5	25
1er Piso	0.0028	0.0028	Superior	56	41.20	No requiere	-	-
			Inferior	56	55.30	No requiere	-	-

Fuente: Elaboración propia.

4.1.8.2 Columnas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las columnas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.6 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 80

Columna C-2 del edificio de planta regular-D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.032	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Sótano 1	0.013	0.072	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
Semisótano	0.013	0.086	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
1er piso	0.013	0.100	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
2do y 3er piso	0.013	0.130	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
4to y 5to piso	0.013	0.131	0.284	60	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 10 cm 3 de 3/8" @ 25 cm
6to y 7mo piso	0.013	0.095	0.284	-	confinamiento central	11.46 11.46	3 de 3/8" 1@5cm, 8 @ 15 cm 3 de 3/8" @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 81
Columna C-3 del edificio de planta regular- D.S.60 (Chile)

Piso	Cuantía vertical.	Avh/s requerido (cm)	Avh/s real (cm)	Long conf. mínima (cm)	Zona de la columna	Espaciamiento máximo (cm)	Estribos colocados
Sótano 2	0.013	0.095	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm
Sótano 1	0.013	0.165	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" @ 25 cm
Semisótano	0.013	0.146	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm
1er piso	0.013	0.158	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" @ 25 cm
2do y 3er piso	0.013	0.083	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm
4to y 5to piso	0.013	0.201	0.284	60	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" @ 25 cm
6to y 7mo piso	0.013	0.111	0.284	-	confinamiento central	11.46	3 de 3/8" 1@5cm,8 @ 10 cm
						11.46	3 de 3/8" @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.1.8.3 Vigas

En las siguientes tablas se muestran los resultados del requerimiento por la norma chilena de las vigas ya diseñadas por la norma peruana que se presentaron en el inciso “4.1.6 Resultados del diseño en concreto armado del edificio de planta regular por la norma peruana” verificando si cumplen con los requisitos de la norma de diseño en concreto armado de Chile, en las partes que no se cumpla con la norma chilena su color de letra es rojo.

Tabla 82

Viga V2A hasta V2F en el segundo tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V2A	2.0	50	67.2	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	44.75 28.24	23.76 18.69
2do piso– V2B	2.0	50	92.7	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	44.75 19.02	23.13 15.21
3ro piso– V2C	2.0	50	69.4	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	44.75 32.8	25.35 20.28
4to piso– V2D	2.0	50	38.3	61.5	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	30.9 15.8	20.28 10.14
5to piso– V2E	2.0	50	16.3	43.9	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	26.4 11.4	14.25 11.24
6to piso– V2E	2.0	50	17.8	43.9	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	27.0 10.9	14.25 11.24
7mo piso– V2F	2.0	40	17.3	35.1	3/8" 1@5cm, 5@10cm, resto @ 15 cm	Extremos Central	15.6 8.3	14.3 8.55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 83

Viga V4B hasta V4F en el segundo tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm ²)	As colocada (cm ²)
1er piso – V4B	2.60	60	55.7	63.3	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos Central	46 10.67	25.35 15.21
2do piso – V4C	2.60	60	62.0	63.5	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos Central	46 12.41	25.4 20.28
3ro piso – V4D	2.60	60	65.6	63.3	3/8" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos Central	46 13.43	30.4 20.3
4to piso – V4E	2.60	60	65.6	63.3	1/2" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos Central	46 15.4	30.4 25.35
5to piso – V4F	2.60	50	43.9	43.9	1/2" 1@5cm, 6@12cm, resto @ 16 cm	Extremos Central	46 9.89	25.35 15.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 84
Viga V6B hasta V6D en el segundo tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
1er piso– V6B	2.45	0.60	53.3	63.5	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46	30.42
						Central	19.55	30.42
2do piso– V6B	2.45	0.60	90.6	63.3	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46	30.42
						Central	38.5	35.42
3ro piso– V6C	2.45	0.60	104	63.3	1/2" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46	40.6
						Central	37.5	20.28
4to piso– V6C	2.45	0.60	50.2	63.25	1/2" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46	40.56
						Central	24.5	20.28
5to piso– V6D	2.45	0.50	83.4	63.3	3/8" 1@5cm, resto @ 10 cm	Extremos	46	15.2
						Central	28.6	10.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 85
Viga V10A hasta V10E en el primer tramo- D.S.60 (Chile)

Piso	Luz(m)	Peralte(m)	Vs (tnf)	Vs máximo (tnf)	Estribos	Zona de la viga	As requerida (cm2)	As colocada (cm2)
Semisotano – V10A	3.20	60	43.8	63.3	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	35.35	15.21
						Central	12.88	15.21
1er piso– V10B	3.20	60	33.7	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	37.9	15.21
						Central	13.6	15.21
2do piso– V10B	3.20	60	32.7	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	44.75	15.21
						Central	14.7	10.14
3ro piso– V10C	3.20	50	38.3	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	44.75	20.3
						Central	15.3	15.21
4to piso– V10D	3.20	50	27.4	61.5	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	44.75	15.21
						Central	13.5	15.21
5to piso– V10E	4.20	50	16.9	43.9	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	25.6	15.21
						Central	8.82	15.21
6to piso– V10E	4.20	50	20.6	26.4	3/8" 1@5cm, 8@13cm, resto @ 20 cm	Extremos	32.25	15.21
						Central	9.69	15.21

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Discusión.

4.2.1 Discusión del diseño sísmico de los edificios.

El espectro de pseudoaceleraciones de ambos países se basa en el uso de factores; sin embargo, los criterios para determinar el valor de cada factor varían de acuerdo con cada país:

El factor de zonificación (Z) en Perú, es el equivalente al factor de aceleración efectiva (Ao) en Chile, ambos se basan en la zonificación sísmica realizada en cada país para una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, para la ubicación del edificio corresponde un valor

de 0.35g para la norma peruana y para la norma chilena corresponde un valor de 0.40g. La manera más precisa de identificar la isoaceleración que le correspondería a este edificio, es mediante un estudio de microzonificación sísmica.

El factor de uso (U) en Perú, es el equivalente al factor de importancia (I) en Chile, ambos se basan en el riesgo de falla aceptado para la edificación, el edificio es de vivienda y no representa peligro de incendios o fugas de contaminantes, consecuentemente ambas normas le asignan un valor de 1.

El factor de suelo (S) en Perú y Chile, se determina de acuerdo a los tipos de suelos clasificados de acuerdo a la velocidad de onda de corte en cada país, el suelo donde se apoya el edificio está conformado según el estudio de suelos por puzolana rosácea compacta, humedad media con la presencia de fragmentos de pómez, con una clasificación SUCS de SM(Arena limosa) y densidad natural de 1.36 g/cm³ clasificado como suelo intermedio “S2” (arena densa, gruesa a media o grava arenosa medianamente densa) en la norma peruana y suelo tipo “D” (suelo medianamente denso o firme) en la norma chilena. Si se analiza la clasificación en base a las ondas de corte los perfiles de suelo tipo C ($V_s > 350$ m/s) y D ($V_s > 180$ m/s) de Chile están incluidos en un solo perfil en Perú, el suelo intermedio (V_s entre 180 a 500 m/s), al modificarse la norma chilena en 2012 una de las mejoras fue en ampliar la clasificación de suelos basándose fundamentalmente en la velocidad de onda de corte (V_s) promedio de los 30 metros superiores del terreno.

El factor de amplificación sísmica (C) en Perú es el equivalente al factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (α); ambos varían de acuerdo con el periodo y a coeficientes que dan las normas en función del tipo de suelo.

El factor de reducción sísmica (R) en Perú y Chile varía; Perú en función del sistema estructural brinda un factor inicial (R_0) que se modifica en función de las irregularidades

identificadas, Chile también en función del sistema estructural brinda un factor inicial (R_0); sin embargo, para el caso específico de edificios de muros estructurales se modifica en función del número de pisos y a coeficientes que dependen del tipo de suelo. Se resalta que la norma peruana si castiga el factor de reducción sísmica si es que el edificio presenta irregularidades a diferencia de la norma chilena, generando que los ingenieros estructurales eviten el diseño de este tipo de edificaciones. Un aspecto importante de la norma chilena es que tiene una formula específica para el caso de edificios de muros estructurales que está en función del número de pisos del edificio.

El procedimiento de verificación de la irregularidad de rigidez - piso blando de la norma E.030 (2018) cambió totalmente respecto a su edición previa, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014) se basaba en la comparación de distorsiones de entrepiso: “Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso(deriva) es mayor a 1.4 veces el valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso de los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso”. En cambio, la norma vigente se basa en rigideces laterales, este criterio es muy conservador, en este aspecto ASCE (2017) de Estados Unidos en el inciso 12.3.2.2 señala lo mismo que la norma E.030 del 2018 “Existe irregularidad de rigidez-piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior , o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes”; sin embargo, la norma ASCE 7-16 indica la excepción de que no se aplicara el criterio en base a rigideces señalado previamente, cuando ninguna deriva de entrepiso bajo las fuerzas laterales sísmicas es mayor que el 130% de la deriva

de entrepiso del piso superior y no se necesitan considerar los efectos de torsión (ASCE, 2017), criterio similar al que presentaba la anterior norma E.030(Perú).

Realizando la verificación del edificio de planta irregular con el criterio de irregularidad de rigidez-piso blando de la anterior norma E.030(Perú), esta edificación no presenta esta irregularidad en ninguno de los dos sentidos.

Tabla 86

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta irregular debido al sismo en X con la anterior norma E.030(Perú)

Techo	Dirección	Deriva	Deriva/deriva piso superior	Deriva/deriva promedio 3 pisos superiores
Azotea	X	0.00422	-	-
7mo piso	X	0.00492	1.17	-
6to piso	X	0.00480	0.98	-
5to piso	X	0.00442	0.92	0.95
4to piso	X	0.00404	0.91	0.86
3er piso	X	0.00386	0.96	0.87
2do piso	X	0.00362	0.94	0.88
1er piso	X	0.00324	0.89	0.84
Techo Semisótano	X	0.00217	0.67	0.61
Techo Sótano 1	X	0.00067	0.31	0.22
Techo Sótano 2	X	0.00030	0.45	0.15

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 87

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta irregular debido al sismo en Y con la anterior norma E.030(Perú)

Techo	Dirección	Deriva	Deriva/deriva piso superior	Deriva/deriva promedio 3 pisos superiores
Azotea	Y	0.00419	-	-
7mo piso	Y	0.00446	1.07	-
6to piso	Y	0.00429	0.96	-
5to piso	Y	0.00395	0.92	0.92
4to piso	Y	0.00373	0.94	0.88
3er piso	Y	0.00353	0.95	0.88
2do piso	Y	0.00328	0.93	0.88
1er piso	Y	0.00282	0.86	0.80
Techo Semisótano	Y	0.00202	0.71	0.63

Techo Sótano 1	Y	0.00082	0.41	0.30
Techo Sótano 2	Y	0.00036	0.44	0.19

Fuente: Elaboración propia.

Realizando la verificación del edificio de planta regular con el criterio de irregularidad de rigidez-piso blando de la anterior norma E.030(Perú), esta edificación no presenta esta irregularidad en ninguno de los dos sentidos.

Tabla 88

Distorsiones de entrepiso en la dirección X del edificio de planta regular debido al sismo en X con la anterior norma E.030(Perú)

Techo	Dirección	Deriva	Deriva/deriva piso superior	Deriva/deriva promedio 3 pisos superiores
Azotea	X	0.00572	-	-
7mo piso	X	0.00566	0.99	-
6to piso	X	0.00557	0.98	-
5to piso	X	0.00524	0.94	0.93
4to piso	X	0.00454	0.87	0.83
3er piso	X	0.00409	0.90	0.80
2do piso	X	0.00377	0.92	0.82
1er piso	X	0.00323	0.86	0.78
Techo Semisótano	X	0.00253	0.79	0.69
Techo Sótano 1	X	0.00162	0.64	0.51
Techo Sótano 2	X	0.00056	0.34	0.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 89

Distorsiones de entrepiso en la dirección Y del edificio de planta regular debido al sismo en Y con la anterior norma E.030(Perú)

Techo	Dirección	Deriva	Deriva/deriva piso superior	Deriva/deriva promedio 3 pisos superiores
Azotea	Y	0.00570	-	-
7mo piso	Y	0.00594	1.04	-
6to piso	Y	0.00549	0.92	-
5to piso	Y	0.00491	0.90	0.86
4to piso	Y	0.00423	0.86	0.78
3er piso	Y	0.00402	0.95	0.82
2do piso	Y	0.00382	0.95	0.87
1er piso	Y	0.00342	0.90	0.85
Techo Semisótano	Y	0.00280	0.82	0.75

Techo Sótano 1	Y	0.00195	0.70	0.58
Techo Sótano 2	Y	0.00088	0.45	0.32

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante mínima en la norma E.030(Perú) es la cortante basal obtenida del análisis sísmico estático, que está en función de los factores de zona, uso, amplificación sísmica, suelo, reducción y el peso sísmico, en el edificio de planta irregular estos factores dan como resultado el 24.8% del peso sísmico en ambos sentidos y en el edificio de planta regular representan el 19.7% del peso sísmico en “X” y 22.4% en “Y”. En cambio, para la norma chilena la fuerza cortante mínima está en función del factor de uso, suelo, zona, dividiéndose entre 6 y multiplicado por el peso sísmico, la fuerza cortante mínima resulta el 8% del peso sísmico en ambos sentidos y ambos edificios. Al incluir la norma peruana el factor de reducción y amplificación sísmicas en este procedimiento, la fuerza cortante mínima se ve influenciada por el periodo, las irregularidades y el sistema estructural, dando valores muy conservadores a diferencia de la norma chilena que da valores más adecuados. El peso sísmico calculado para cada norma es el mismo, en el diseño sísmico por la norma peruana la cortante basal mínima fue mayor que la cortante del análisis modal espectral, dando finalmente en el sentido “X” y “Y” una cortante de diseño de 877.53 tnf en el edificio de planta irregular y en el de planta regular una cortante de 604.9 tnf en el sentido “X” y una cortante de 499.89 tnf en el sentido “Y”. En el diseño sísmico por la norma chilena la cortante basal del análisis modal espectral fue mayor a la mínima, permaneciendo como cortante de diseño en el sentido “X” 622.054 tnf y en el sentido “Y” 636.908 tnf en el edificio de planta irregular, mientras que en la planta regular una cortante de diseño de 756.688 tnf en “X” y el sentido “Y” de 811.579 tnf.

En el edificio de planta irregular al ser asimétrica, el ángulo de incidencia del sismo modifica considerablemente el comportamiento de la estructura, por lo que se analizó el edificio

en el sentido más desfavorable, generando que tenga fuerzas cortantes con magnitudes casi iguales en ambas componentes X y Y independientemente de la dirección del sismo X o Y. A su vez al compararlo con la cortante del análisis sísmico estático “X” y “Y” de la norma peruana, se amplificó con factores elevados. El efecto de la bidireccionalidad y el ángulo de incidencia en estructuras irregulares se investigó en Sobrado et al.(2020) considerando una estructura con planta en L y otra con piso blando, analizándolas a distintos ángulos se comprobó que el comportamiento de cada estructura varía según el ángulo de incidencia, teniendo hasta un 50% de variación en el caso del edificio de planta en L y de hasta 72% en el caso del edificio con piso blando.

Para la verificación de distorsiones de entrepiso por la norma peruana para estructuras irregulares se multiplica por $0.85R$ y para estructuras regulares por $0.75R$ los desplazamientos laterales relativos obtenidos del análisis y se dividen por las alturas de entrepiso para obtener la distorsión que no debe sobrepasar 0.007; en cambio para la norma chilena se calculan las distorsiones directamente del análisis y se verifica que las distorsiones del centro de masas no sean mayores a 0.002 y las distorsiones de entrepiso máximas de cualquier punto de la planta no debe exceder en más de 0.001 a la distorsión correspondiente al centro de masas; sin embargo, no establece diferencia si se trata de una estructura irregular o regular por lo que la norma peruana brinda mayor seguridad en este aspecto; sin embargo, el edificio de planta regular sobrepasó la distorsión máxima en el último piso.

4.2.2 *Discusión de diseño en concreto armado de los edificios*

En la norma peruana las combinaciones de carga para obtener la resistencia requerida son 3 las cuales fueron mencionadas en el inciso 3.3.5 “Diseño en concreto armado según la norma E.060 (Perú)”, en la norma chilena son 4 como se describe en el inciso 3.3.6 “Diseño en concreto armado según el D.S N°60 (Chile).”, donde se puede ver que la carga sísmica a diferencia de la

norma peruana es amplificada en 1.4 y las cargas gravitacionales tienen un menor factor de amplificación, los factores de amplificación de cargas gravitacionales de la norma peruana son muy conservadores, tomando en cuenta que el colapso de edificaciones se debe casi en su totalidad a los sismos; la norma peruana no amplifica las cargas sísmicas; sin embargo, para el caso del diseño de muros estructurales, en las zonas donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical, el cortante de diseño se ajusta a la capacidad en flexión generando valores de amplificación mayores a 1.4, implícitamente la norma peruana amplifica mucho más las cargas sísmicas que la norma chilena en el diseño de muros estructurales.

Para la resistencia de diseño que es proporcionada por los elementos, se usan factores de reducción en ambas normas; para la carga axial de compresión con o sin flexión en elementos con estribos que no son en espiral en la norma E.060 establece el valor de 0.7 pero para el D.S. N°60 se considera 0.65, para cortante y torsión la norma E.060 utiliza 0.85 pero para el D.S. N° 60 se usa 0.75, la disminución de estos factores de reducción en la norma chilena reduce la probabilidad de fallas frágiles generadas por las fallas de corte o carga axial.

En el diseño de placas de concreto armado se identificaron varios requerimientos importantes: La norma chilena establece que el máximo valor de la carga axial P_u en la sección transversal del muro debe ser menor o igual que $0.35f_c A_g$, este límite tiene como objetivo evitar una falla frágil de compresión del muro, falla identificada en varios edificios después del terremoto del Maule en Chile el 2010 (Westenenk et al., 2012). Para verificar si un muro necesita confinamiento en los elementos de borde, la norma peruana es más conservadora en muros efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior al establecer que “ ρ_u/hm ” no debe ser menor a 0.005, en cambio en la norma chilena no requiere un valor mínimo de “ ρ_u/hm ” además que “ ρ_u ” se calcula a partir de la forma del primer modo con mayor masa

participativa en la dirección de análisis, a esta forma modal se le asigna una amplitud en el último nivel del edificio igual a “du”. La norma chilena determina que, si un muro estructural requiere elementos de borde confinados, el espesor de éste debe ser como mínimo 30cm, esta disposición se hizo con el objetivo de que no exista una saturación de acero en los elementos de borde, Westenenk et al., (2012) afirman que adoptar un espesor límite para muros mejora la constructabilidad y la integridad estructural, además de evitar el acero excesivo en el elemento de borde. Con respecto al cálculo de la longitud del elemento de borde mínima, la norma peruana se basa en la longitud de la zona de compresión y la longitud del muro al igual que la norma ACI 318-08 dando valores conservadores mientras que la norma chilena exige que la longitud mínima de confinamiento sea el exceso del largo de la zona de compresión “c” y el largo máximo de la zona de compresión $l_m / (600(d_u'/h_m))$ dando resultados no conservadores; la última diferencia importante es del espaciamiento máximo en los estribos del elemento de borde que según la norma peruana no debe exceder 25cm, 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro o el espesor del elemento de borde, mientras que según la norma chilena el espaciamiento de los estribos no debe superar 15cm, 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro o la mitad del espesor del elemento de borde, con la consideración que no necesariamente este espaciamiento se debe tomar menor a 10cm, esta disposición de la norma chilena es conveniente si se tiene espesores del elemento de borde desde 30 cm.

En el diseño de vigas de concreto armado se identificaron las siguientes diferencias significativas: En el cálculo de la cortante sísmica, la norma peruana considera 1.25 veces la suma de la carga muerta y viva como carga distribuida en el diagrama de cuerpo libre mientras que la norma chilena considera 1.2 veces la carga muerta, la carga viva y 0.2 veces la carga sísmica; la inclusión de este porcentaje de la carga sísmica incrementa fuertemente la fuerza cortante de diseño

en las vigas, motivo por el cual varias vigas ya no cumplen por la norma chilena, para los estribos la norma peruana establece que el primer estribo debe estar a 10 cm como mínimo, a diferencia de la norma chilena que dispone que debe estar a 5 cm.

En el diseño de columnas de concreto armado se identificaron las siguientes diferencias:

La norma peruana nos indica que la longitud de confinamiento "Lo" no debe ser menor que el mayor valor entre: la sexta parte de la luz libre del elemento, 50cm o la mayor dimensión de la sección transversal del elemento, pero la norma chilena no toma en cuenta este último criterio considerando que "Lo" debe tomarse como mínimo el mayor valor de: la sexta parte de la luz libre o 45cm; en el diseño de las columnas se identificó que para la norma peruana gobierna el criterio de que "Lo" sea igual a la mayor dimensión de la sección transversal de la columna mientras que para la norma chilena prevalece los 45cm como mínimo, estos 45cm pueden no ser suficientes en el caso de columnas de grandes dimensiones de secciones transversal. Para los estribos en la zona de confinamiento se indica en la norma peruana que el espaciamiento "So" no debe exceder el menor entre: 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento o 10cm, pero los requerimientos de la norma chilena son más exigentes "So" no debe exceder el menor valor de : 6 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la cuarta parte de la menor dimensión de la sección transversal del elemento o 15cm, generando que para algunas columnas pueda generarse una saturación de acero en estas zonas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

1. Existen diferencias sustanciales en lo que respecta al diseño sísmico y de concreto armado en los requerimientos relacionados al diseño de edificios de muros de concreto armado según los reglamentos de Perú y Chile.
2. Las diferencias más importantes relacionadas al diseño sísmico de edificios de muros estructurales de concreto armado entre las normas de Perú y Chile son las siguientes:
 - 2.2. En los perfiles de suelo clasificados por la velocidad de las ondas de corte, los perfiles tipo C ($V_s > 350$ m/s) y D ($V_s > 180$ m/s) de la norma chilena están incluidos en un solo perfil de la norma peruana, el suelo intermedio (V_s entre 180 a 500 m/s).
 - 2.3. Con respecto al factor de reducción sísmica, la norma peruana da énfasis a las irregularidades en planta y altura de una estructura, a diferencia de la norma chilena; sin embargo, para el diseño de edificios de muros estructurales la norma chilena tiene una ecuación específica para el coeficiente de reducción sísmica, que depende del número de pisos y el tipo de suelo.
 - 2.4. La fuerza cortante mínima en la norma peruana depende de los factores de zona, uso, amplificación sísmica, suelo, reducción y el peso sísmico, al incluir el factor de reducción y amplificación sísmica en este procedimiento, la fuerza cortante mínima se ve influenciada por el periodo, las irregularidades y el sistema estructural, dando valores muy conservadores, mientras que en la norma chilena la fuerza cortante mínima depende de los factores de uso, suelo y zona y dividiendo todo entre 6, dando valores más adecuados.

2.5. Finalmente en las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis, la norma peruana requiere que se amplifique estos valores en $0.85R$ para estructuras irregulares y en $0.75R$ para estructuras regulares, estas distorsiones no deben superar 0.007 , mientras que la norma chilena no amplifica estos valores, pero requiere que las distorsiones del centro de masas no excedan 0.002 y las distorsiones en cualquier otro punto de la planta no supere en 0.001 a la distorsión del centro de masa en esa planta.

3. Las diferencias más significativas en los requerimientos relacionados al diseño en concreto armado de edificios de muros estructurales entre las normas de Perú y Chile son las siguientes:

3.1. En las combinaciones de carga, en la norma peruana se tienen factores de amplificación de cargas gravitacionales de 1.4 para la carga muerta y 1.7 para la carga viva, siendo valores conservadores comparados con 1.2 para la carga muerta y 1.6 para la carga viva utilizados en la norma chilena. La norma chilena amplifica la carga sísmica con un valor de 1.4 , mientras la norma peruana no amplifica esta carga.

3.2 Los valores de los factores de reducción de resistencia de diseño para carga axial de compresión con o sin flexión en elementos con estribos que no son en espiral son 0.7 y 0.65 para la norma peruana y chilena respectivamente, para cortante y torsión son 0.85 para Perú y 0.75 para Chile y para flexión es 0.9 para ambas normas. La norma chilena al tener factores más conservadores garantiza que no se produzcan fallas frágiles de corte y compresión.

3.3 En relación con el diseño de las placas de concreto armado, existen diferencias en el diseño por corte y compresión. La norma peruana determina que en las zonas donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical, el cortante de diseño se ajuste a la

capacidad en flexión generando valores amplificados, aspecto considerado solo en esta norma. En el diseño por compresión de las placas la norma chilena limita la carga axial de los muros estructurales a $0.35f_c A_g$, criterio no considerado en la norma peruana.

3.4 Con respecto a la verificación del requerimiento de confinamiento en los elementos de borde en muros, la norma chilena utiliza un espectro elástico de desplazamientos y no requiere que se tome un valor de “ δ_u/h_m ” de 0.005 como mínimo a diferencia de la norma peruana que si lo exige. La norma chilena establece que, si un muro estructural requiere elementos de borde, el espesor de éste debe ser como mínimo 30cm, la longitud de confinamiento mínima en la norma peruana se basa en la longitud de la zona de compresión y la longitud del muro mientras que la norma chilena exige que la longitud mínima de confinamiento sea el exceso del largo de la zona de compresión “ c ” y el largo máximo de la zona de compresión “ $l_m/(600(\delta_u'/h_m))$ ”. Finalmente, el espaciamiento máximo en los estribos de los elementos de borde confinados es menor en la norma chilena.

Recomendaciones

Se sugiere lo siguiente para la norma E.030 (Perú):

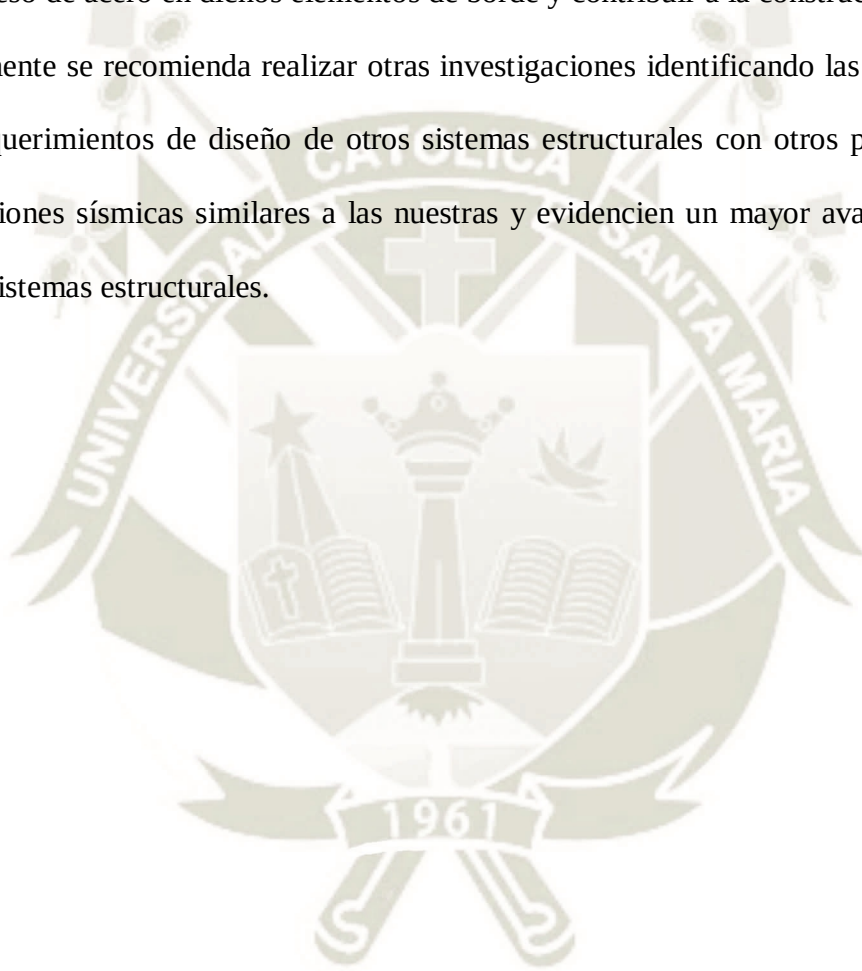
1. En el mapa de zonificación sísmica incluir las curvas de isoaceleraciones para que nos permita obtener de manera más precisa los valores de isoaceleración correspondientes a la zona de la edificación a diseñar.
2. Ampliar la clasificación de suelos, dividiendo en intervalos más pequeños la velocidad de onda de corte para una precisa categorización del suelo.
3. Respecto a la irregularidad de piso blando retomar el criterio de la norma E.030(2014) en base a las distorsiones de entre piso, ya que el criterio tomado en la norma actual basado en las rigideces laterales es muy conservador.
4. Para el análisis modal espectral se aconseja que se modifique la fórmula de la cortante basal mínima para evitar que de valores altos.
5. Incluir el criterio del número de pisos en el cálculo del factor de reducción sísmica para edificios de muros estructurales.

Se recomienda lo siguiente para la norma E.060 (Perú):

1. En el diseño en concreto armado se recomienda bajar el factor de amplificación para las cargas gravitacionales en las combinaciones de carga de la norma peruana, a la vez aumentar el factor de amplificación de la carga sísmica y no hacer amplificaciones fuertes de la fuerza cortante en el diseño de muros.
2. Utilizar un espectro elástico de desplazamientos al igual que la norma chilena para el cálculo del factor μ utilizado en el diseño de los muros estructurales; así mismo, se aconseja eliminar el límite mínimo de 0.005 de este factor.

3. A fin de evitar una falla por compresión del muro establecer que el máximo valor de la carga axial en la sección transversal del muro debe ser menor o igual a $0.35f_c A_g$.
4. Fijar un espesor mínimo de 30cm en los elementos de borde para el diseño de muros de concreto armado cuando estos requieren elementos de borde confinados, y así evitar el exceso de acero en dichos elementos de borde y contribuir a la constructabilidad.

Finalmente se recomienda realizar otras investigaciones identificando las diferencias entre los requerimientos de diseño de otros sistemas estructurales con otros países que tengan condiciones sísmicas similares a las nuestras y evidencien un mayor avance científico en estos sistemas estructurales.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva Hurtado, J. (1994). *Peligro Sísmico en el Perú*. Lima.
- Alva Hurtado, J., & Castillo Aedo, J. (1993). *Peligro Sísmico en el Perú*. Lima: VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.
- ASCE. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y diseño de Edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Centro de Estudio y Prevención de Desastres (PREDES). (2007). *Evaluacion Preliminar de daños: Terremoto del 2007*. Peru.
- Chopra, A. (2012). *Dinámica de Estructuras*. Prentice Hall.
- García Acurio, M. V., Moscoso Nieves, D. W., & Soto Florez, H. (2016). *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente e.030*. (Tesis de pregrado) Cusco, Perú: Universidad Andina del Cusco.
- Hinga, B. D. (2015). *Ring of Fire: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes*. ABC-CLIO. Santa Barbara, California : ABC-CLIO.
- Instituto de Construcción y Gerencia. (2020). *Manual de la Construcción*. Lima.
- Instituto Geofísico del Perú . (2008). *El terremoto de Pisco (Perú) del 15 de agosto de 2007(7.9 Mw)*. Lima.

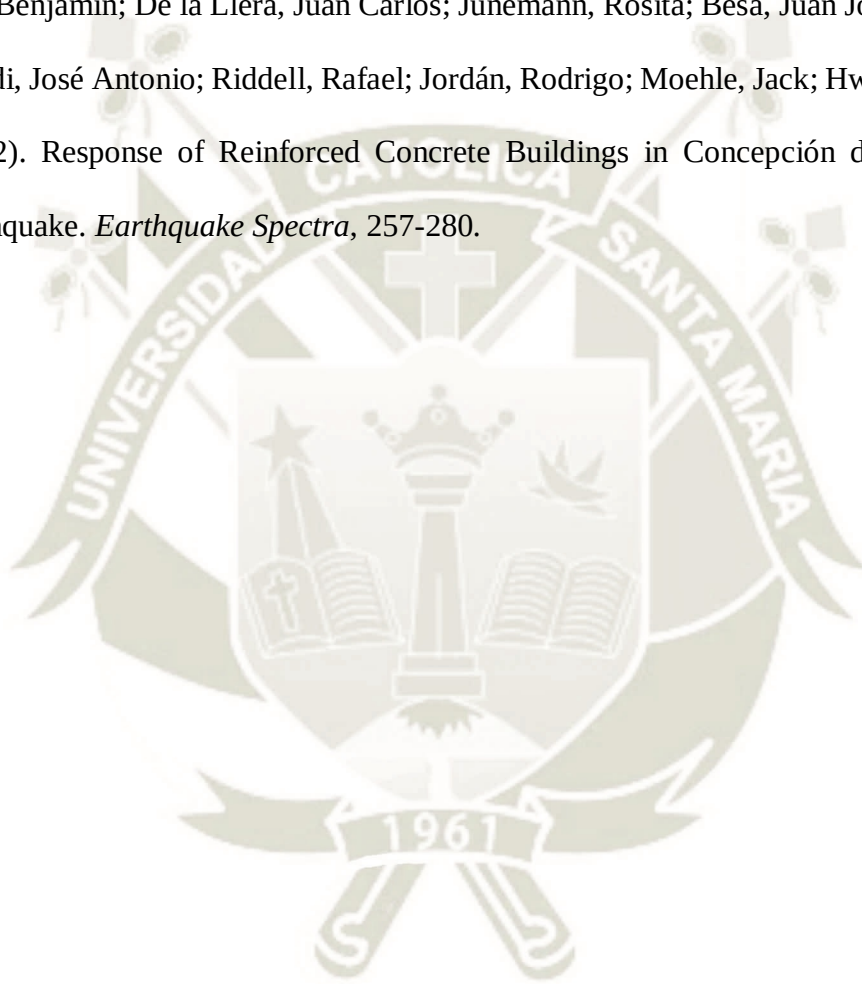
- Instituto Geofísico del Perú. (2001). *El Terremoto de la región sur del Perú*. Lima: Hernando Tavera.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2001). *Compendio Estadístico de Emergencias*. Lima, Peru.
- International Association of Seismology and Physics of the Earth's interior. (2002). *International Handbook o Earthquake an Engineering Seismology*. Academic Press.
- Jünemann, De la Llera, J., Hube, M., Cifuentes, L., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete Wall buildings damaged during the 2010, Chile Earthquake. *Engineering Structures*, 168-185.
- Lemnitzer, A., Massone, L., Skolnik, D., De la Llera Martin, J., & Wallace, J. (2014). Aftershock response of RC buildings in Santiago, Chile, succeeding the magnitude 8.8 Maule earthquake. *Engineering Structures*, 324-338.
- Llamoca Paz, E. K. (2017). *Comparación de la respuesta sísmica y diseño estructural de un edificio mediante la norma técnica E.030(2003) y la norma Técnica E.030 vigente(2016) (Tesis Pregrado)*. Arequipa,Perú: Universidad Católica de Santa María.
- Massone, L. (2013). Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. *Engineering Structures*, 1335-1345.
- Mendoza, R. M. (2016). *"Análisis comparativo de las normas de diseño sismorresistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego (Tesis de pregrado)*. Ayacucho: Universidad Nacional San Critobal de Huamanga.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2010). *National Housting Reconstruction Program*. Santiago de Chile.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2012). NCh433.Of1996 Modificada en 2012 Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización Chile.

- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). Decreto Supremo N°60, Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118 , de (V.Y U.) de 2010. Santiago, Chile.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). Norma técnica E.030 "Diseño sismorresistente". Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú.
- Moehle, J. (2015). *Sesismic Design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Limusa S.A .
- Rodriguez, M. E. (2017). *Una Revisión Crítica de las Normativas de Diseño Sismorresistente en el Peru: E.030 Sismo y E.060 Concreto Armado*. Mexico: Revista Internacional de Ingenieria de Estructuras.
- Rojas Bories, J. S. (2012). *"Comparación de parámetros de respuesta sísmica y de diseño para elementos estructurales principales de edificios en altura de hormigón armado, frente a los requerimientos de los decretos supremos 60 y 61"(Tesis de Pregrado)*. Santiago de Chile,Chile: Universidad de Chile.
- Sobrado Ortega, V. H., & Yaranga Huamaní, R. (2020). Analysis of seismic bidirectionality on response of reinforced concrete structures with irregularities of l-shaped plan and soft story. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*.
- Villaverde, R. (2009). *Fundamental Concepts of EARTHQUAKE ENGINEERING*. Tayllor & Francis group, LLC CRC press.

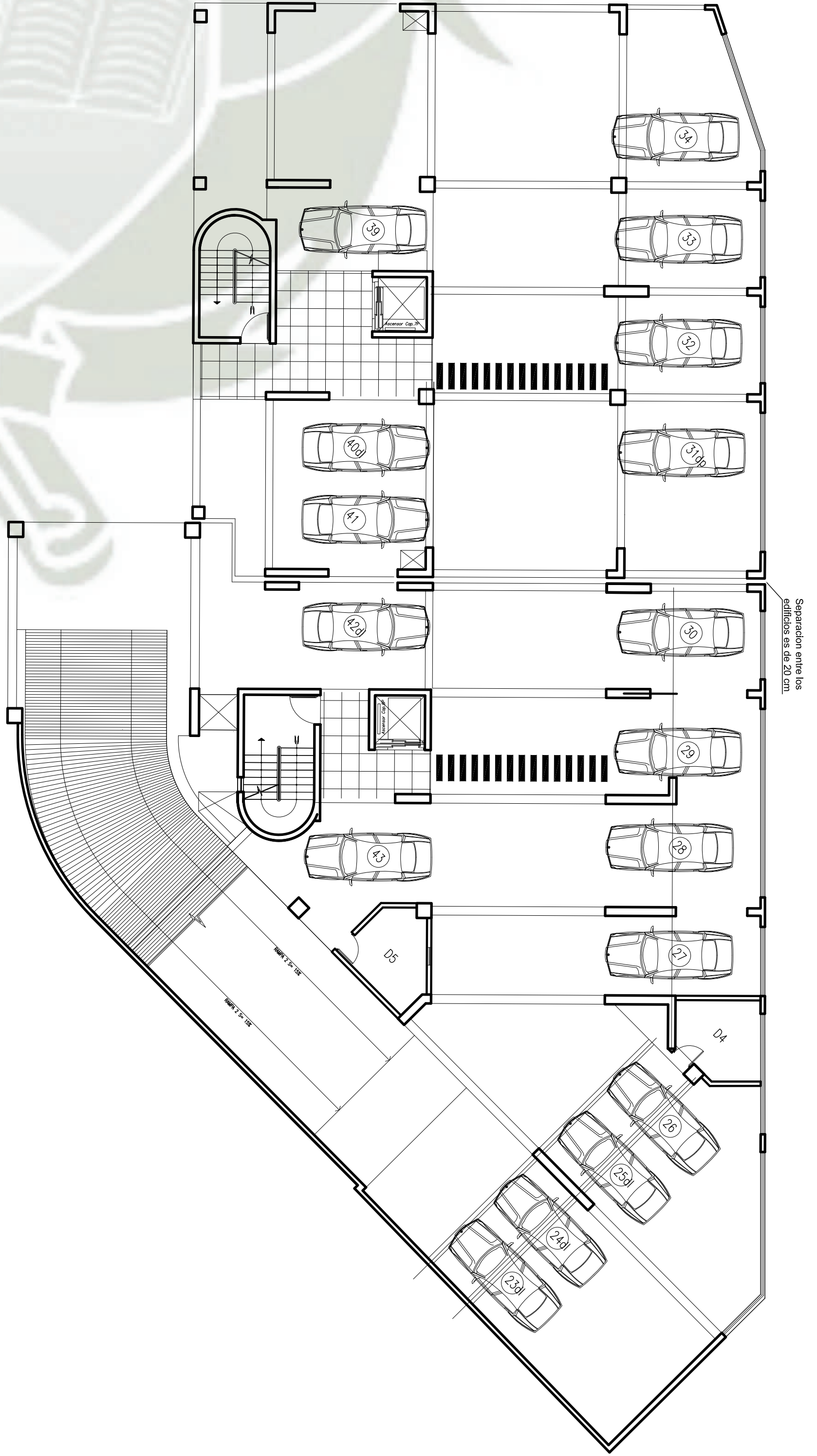
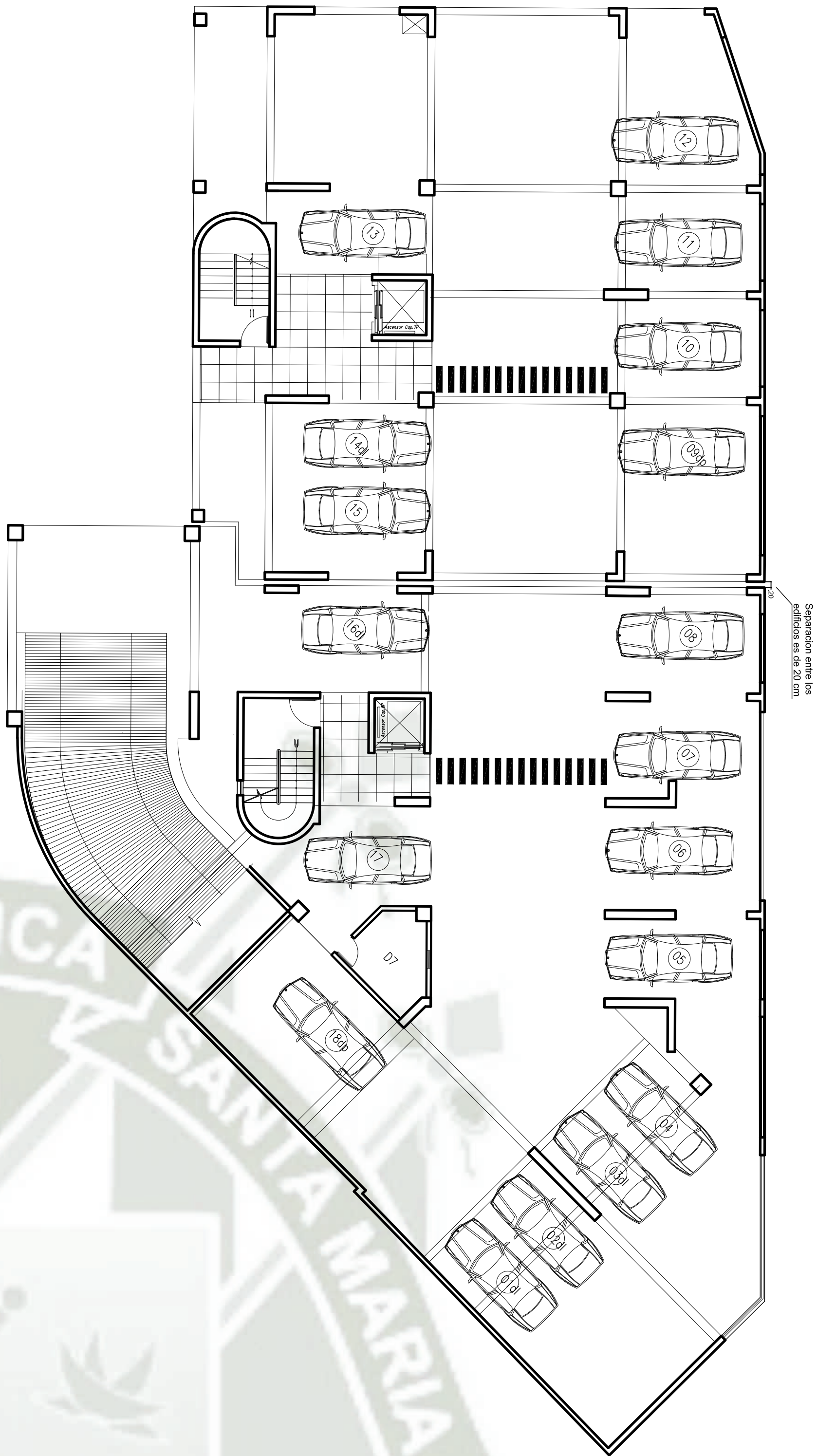
Westenenk, Benjamín; De la Llera, Juan Carlos; Jünemann, Rosita; A. Hube, Matías; Besa, Juan José; Lüders, Carl; Inaudi, José Antonio; Riddell, Rafael; Jordán, Rodrigo. (2013).

Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile Earthquake. *Bull Earthquake Eng*, 69-91.

Westenenk, Benjamín; De la Llera, Juan Carlos; Jünemann, Rosita; Besa, Juan José; Lüders, Carl; Inaudi, José Antonio; Riddell, Rafael; Jordán, Rodrigo; Moehle, Jack; Hwang, Shyh-Jiann. (2012). Response of Reinforced Concrete Buildings in Concepción during the Maule Earthquake. *Earthquake Spectra*, 257-280.

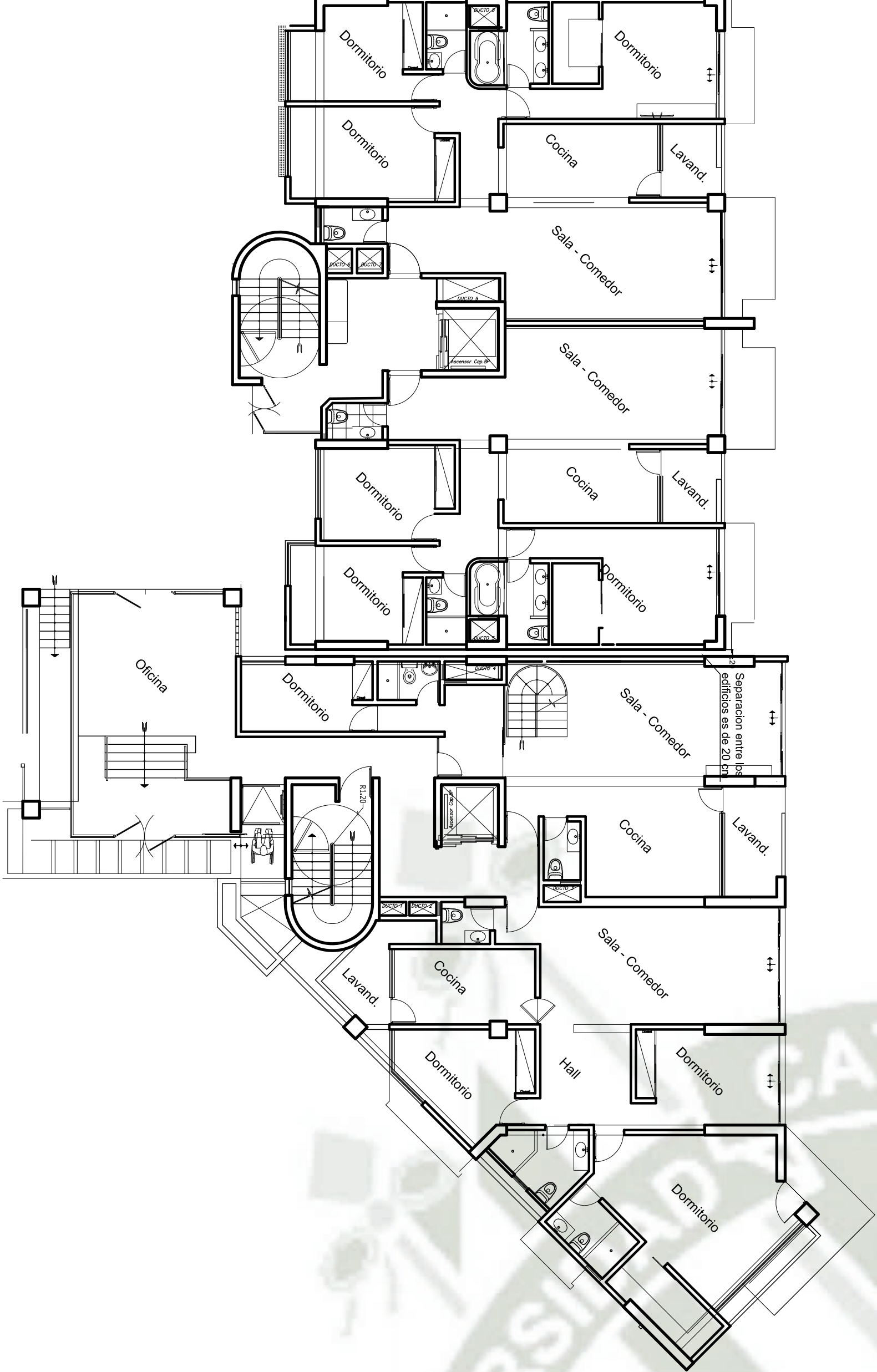


ANEXO A
Planos arquitectónicos de los edificios de planta regular e
irregular



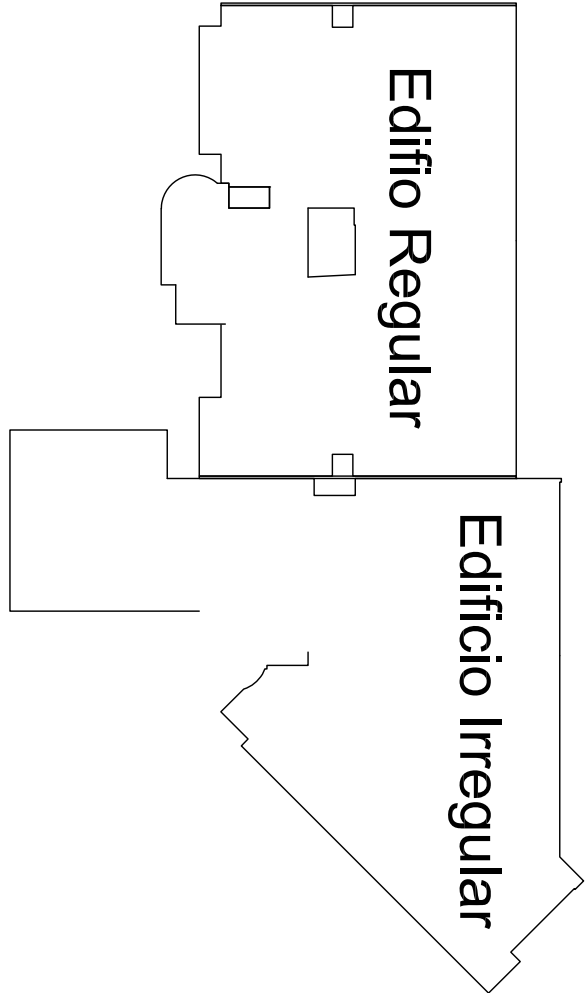
CONJUNTO – PLANTA SOTANO –2
ESC. 1/100

CONJUNTO – PLANTA SOTANO –1
ESC. 1/125

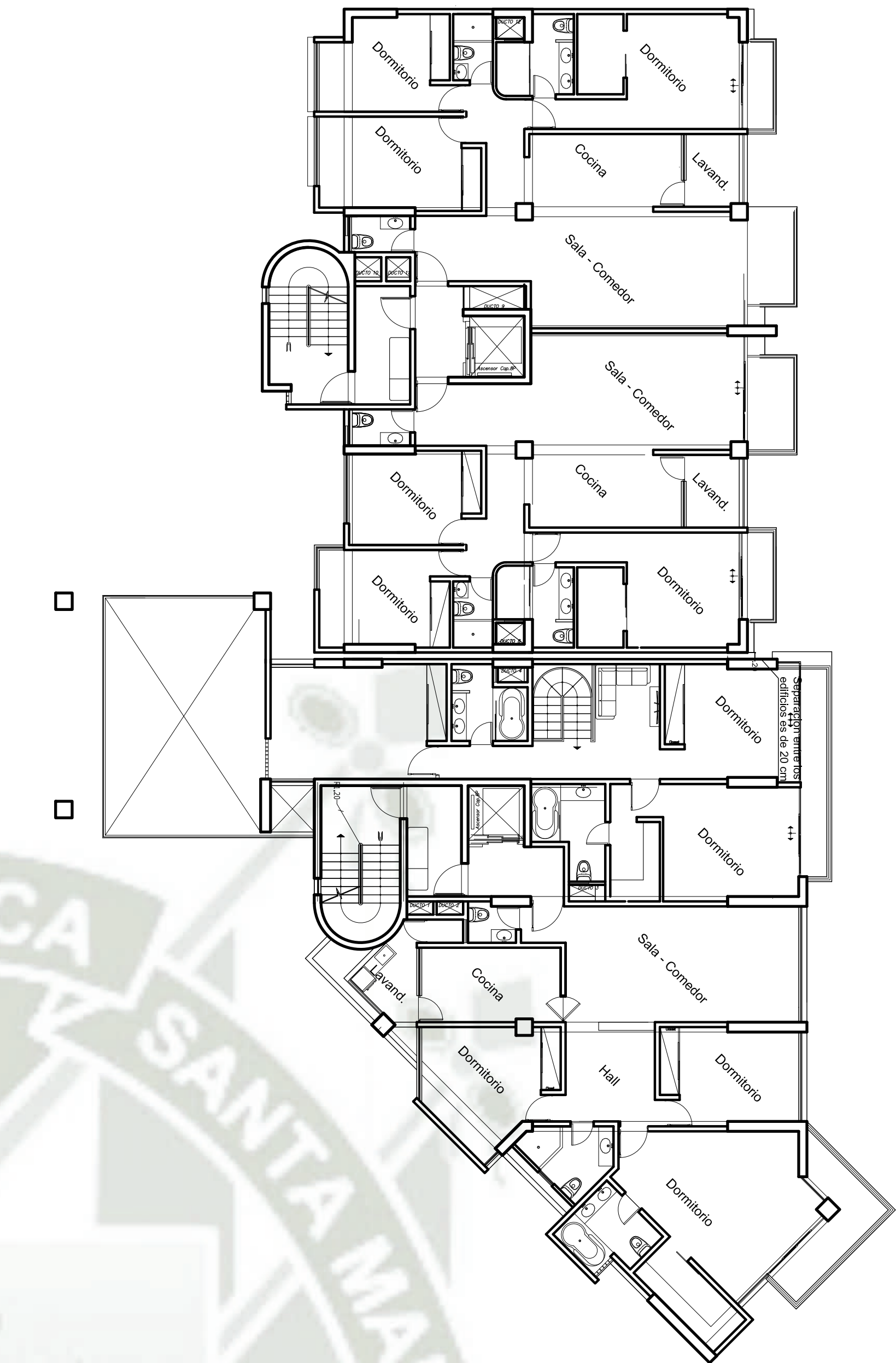


CUADRO DE VANOS: BLOCK A				OBS	
TIPO	AL.	DIMEN. (ANCHO x ALTO)	MATERIA		
P1	4.80	3.00	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P2	1.80	2.10	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P3	2.85	2.80	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P4	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P5	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P6	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P7	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P8	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P9	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P10	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P11	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P12	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P13	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P14	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P15	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P16	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P17	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P18	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P19	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P20	0.20	1.20	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	

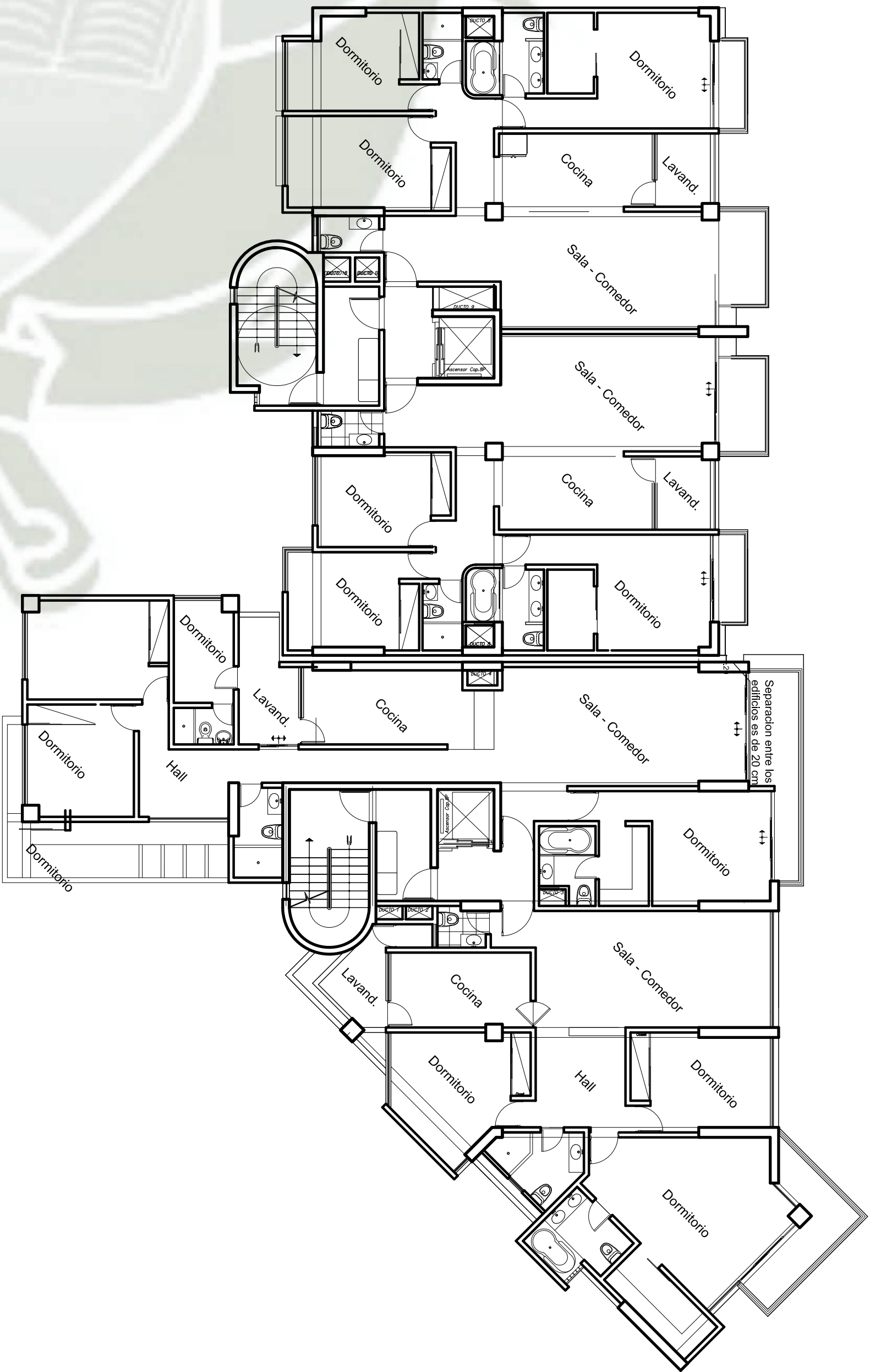
CUADRO DE VANOS: BLOCK C				OBS	
TIPO	AL.	DIMEN. (ANCHO x ALTO)	MATERIA		
P1	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P2	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P3	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P4	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P5	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P6	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P7	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P8	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P9	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P10	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P11	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P12	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P13	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P14	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P15	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P16	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P17	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P18	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P19	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	
P20	0.20	1.15	Puerta de metal, tipo tipo	Sistema de mamparas, tipo convencional.	



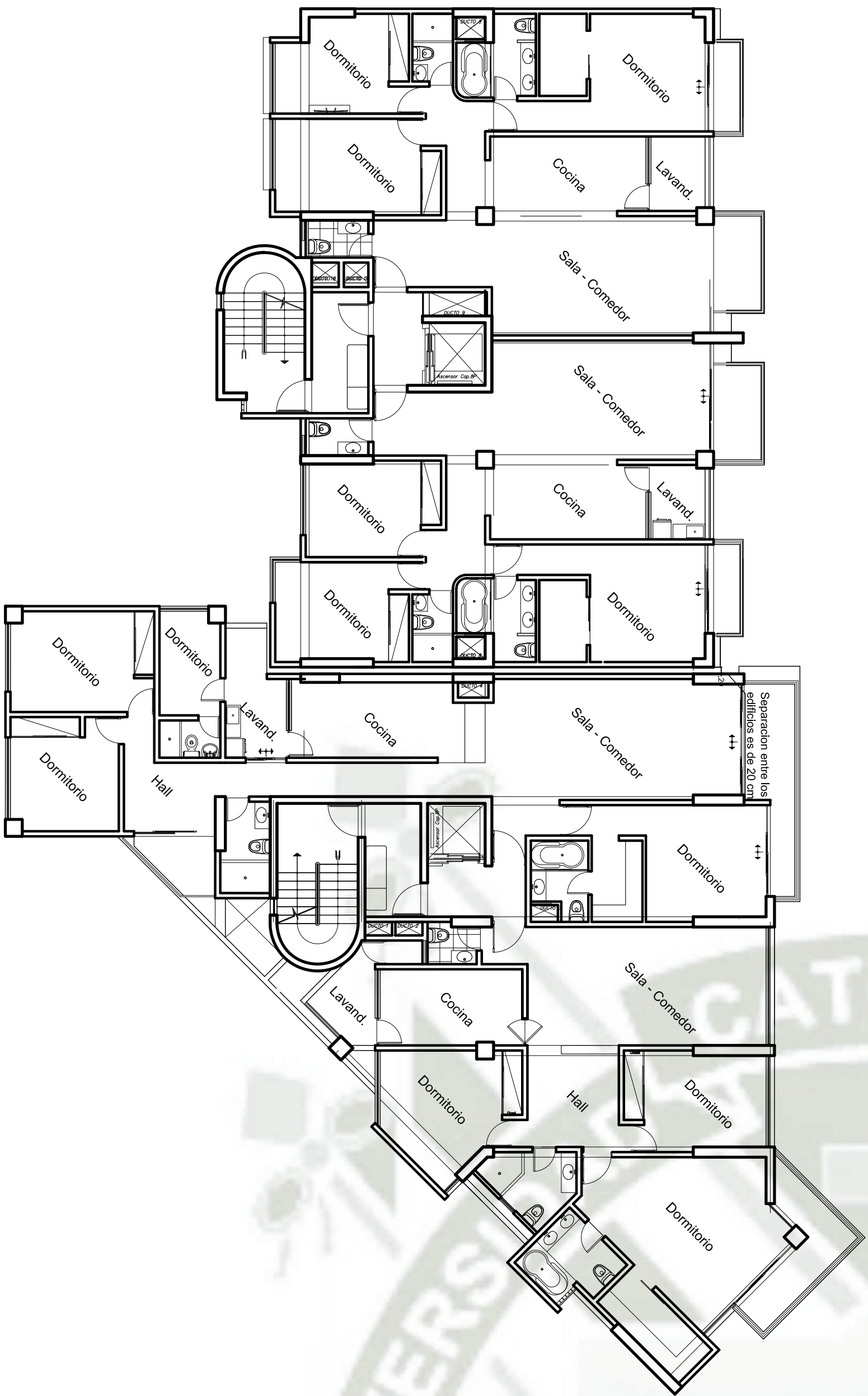
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR
TRISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA
UBICACION:	URB. VALE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAMA – AREQUIPA
PLANO:	PLANTAS 2DO, IER SOTANO Y SEMISOTANO
ASESOR:	MSc. JORGE ROSAS ESPINOZA
FECHA:	OCTUBRE 2020



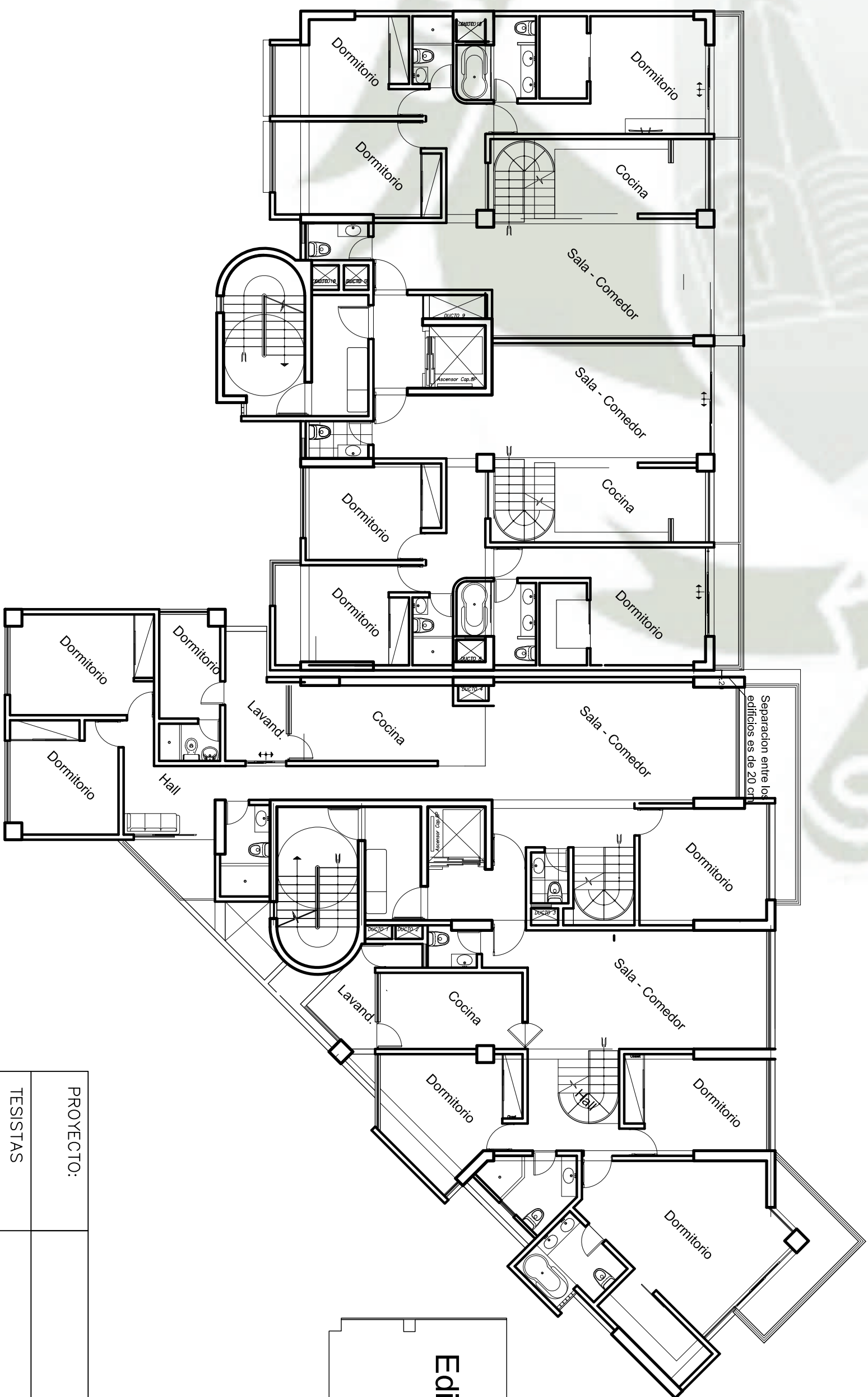
CONJUNTO – PLANTA 1er PISO
Esc. 1/125



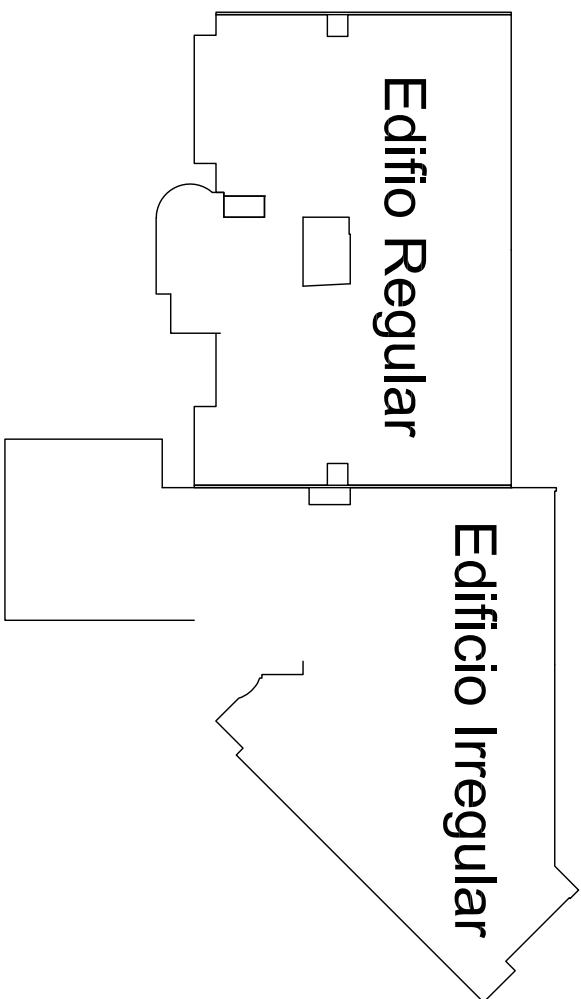
CONJUNTO – PLANTA 2do. PISO
Esc. 1/100



CONJUNTO PLANTA TIPICA 3er., 4to., 5to., 6to PISO
Esc. 1/125



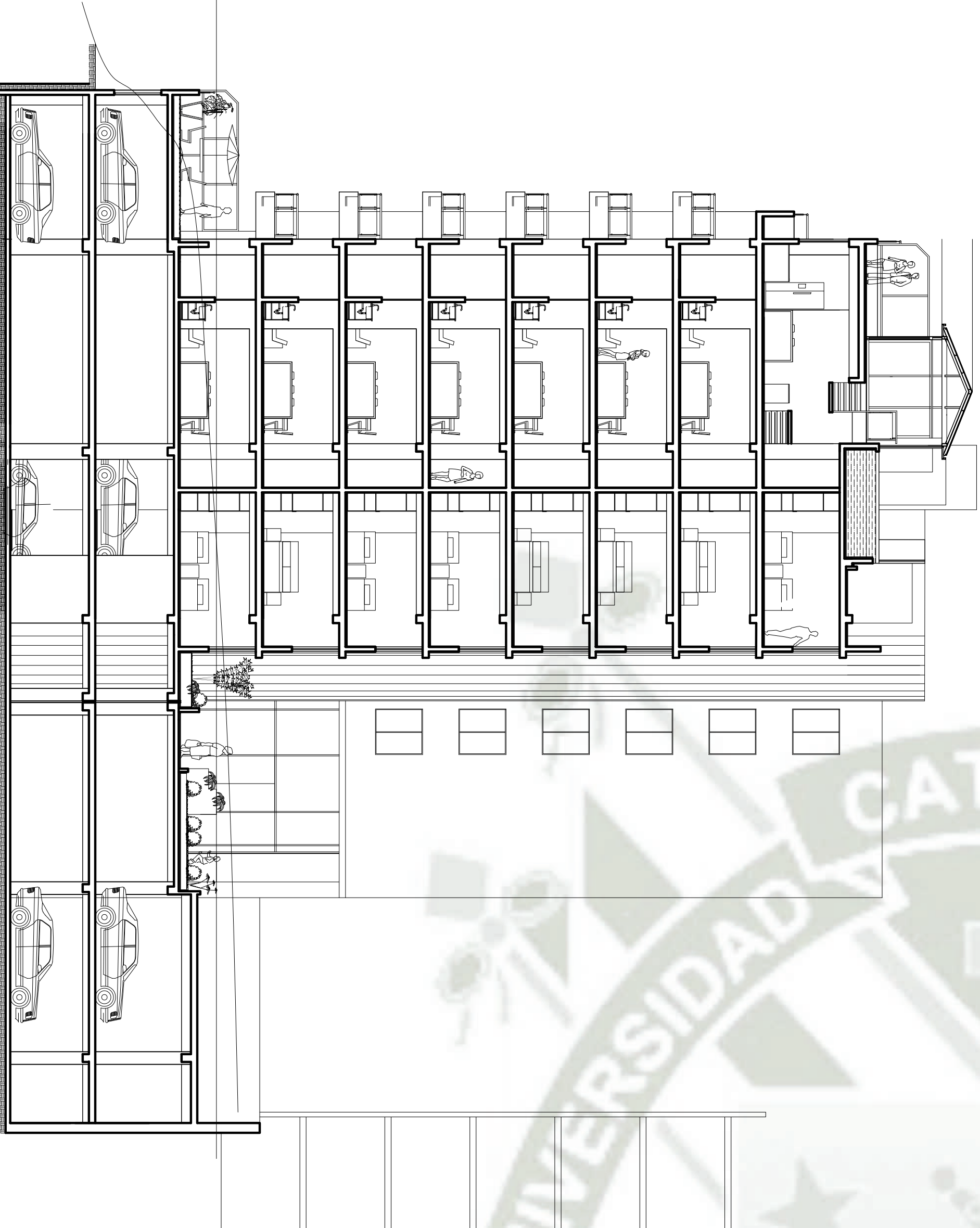
CONJUNTO – PLANTA 7mo PISO
Esc. 1/100



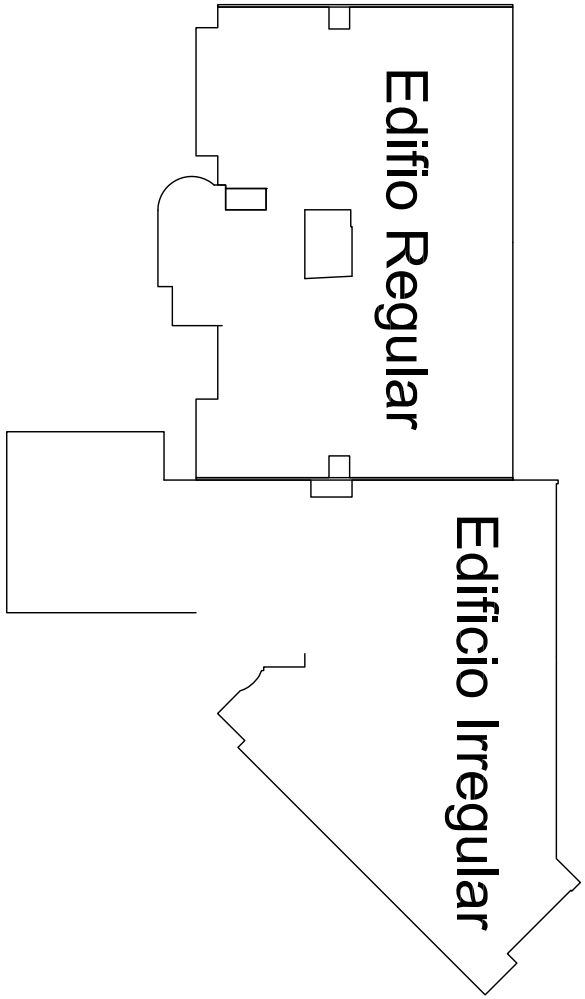
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	PLANTAS 1ER AL 7MO PISO		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA		A-2



CONJUNTO – ELEVACION 01
ESC. 1/100

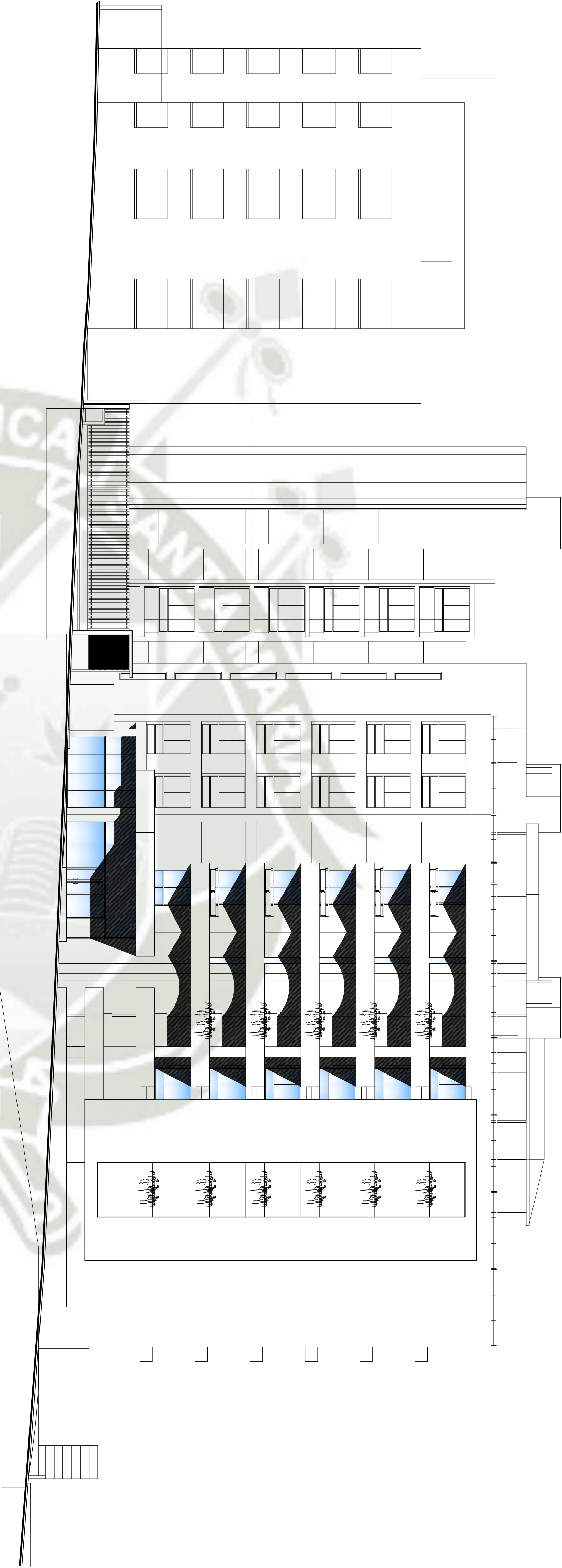


CIJABO DE VAMOS: BLOCK B						
PISO	AL.	DIVITE	ANCHO	ALTO	ANOTACION	OTR
P1					Puerta de acceso al edificio	0.85
P2	1.17	2.40			Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P3	2.85	2.80			Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P4	0.20	1.00	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P5	0.20	1.00	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P6	0.20	0.80	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P7	0.20	0.80	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P8	0.20	0.80	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P9	0.20	0.70	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P10	0.20	0.80	2.40		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P11	0.65	0.70	1.80		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P12	0.65	0.20	2.15		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P13	0.80	1.40	1.50		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P14	0.65	0.70-2.10	1.55		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P15	1.80	0.20	0.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P16	1.80	0.20	0.60		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P17	0.40	0.40	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P18	0.40	0.40	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P19	1.80	0.20	1.10		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P20	0.20	1.20	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P21	0.20	0.20	2.20		Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación
P22	1.75	2.40			Puerta de acceso al edificio	Sistema de ventilación, sistema de calefacción, sistema de iluminación

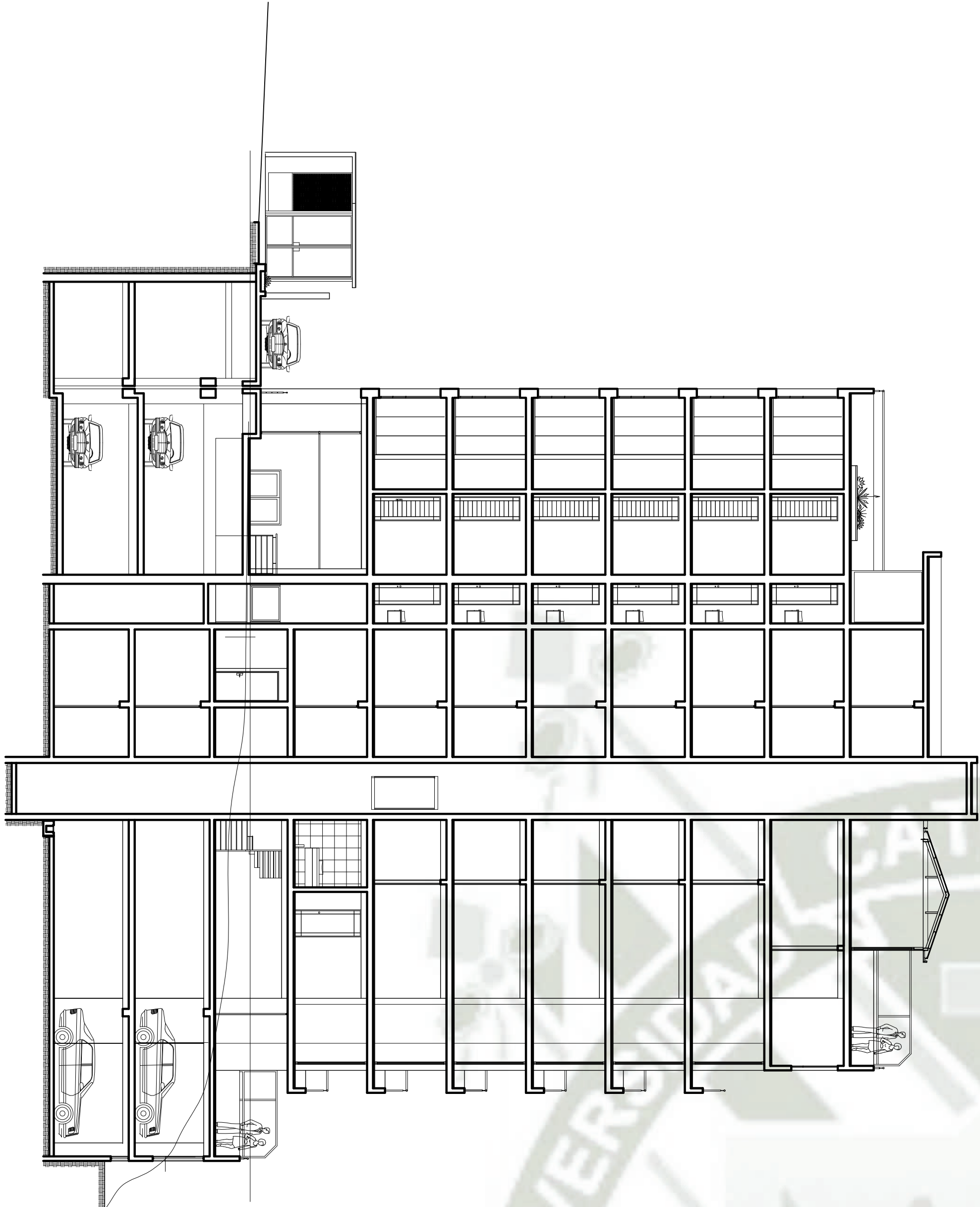
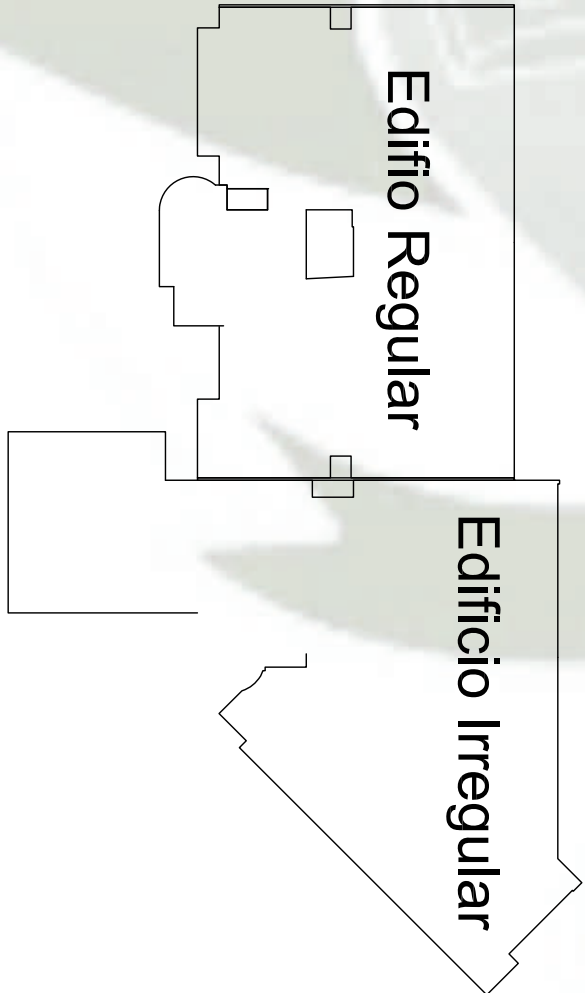


PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR
TESISTAS:	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CATMA – AREQUIPA
PLANO:	CORTES Y ELEVACIONES
ASESOR:	MSC. JORGE ROSAS ESPINOZA
FECHA:	OCTUBRE 2020

CONJUNTO – SECCION B-B
ESC. 1/100



CONJUNTO – ELEVACIÓN 02
Esc. 1/100

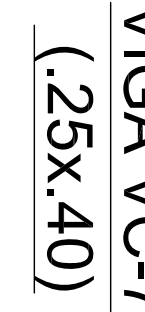
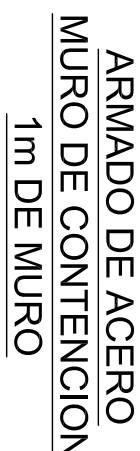


CONJUNTO – SECCIÓN C – C
Esc. 1/100

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTAS	ELVA, EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL, BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CATMA – AREQUIPA		
PLANO:	CORTES Y ELEVACIONES		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR: MSc. JORGE ROSAS ESPINOZA		 Universidad Católica de Santa María	A-4

ANEXO B

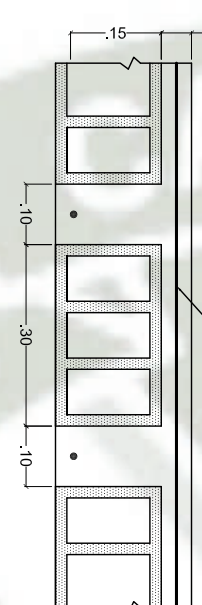
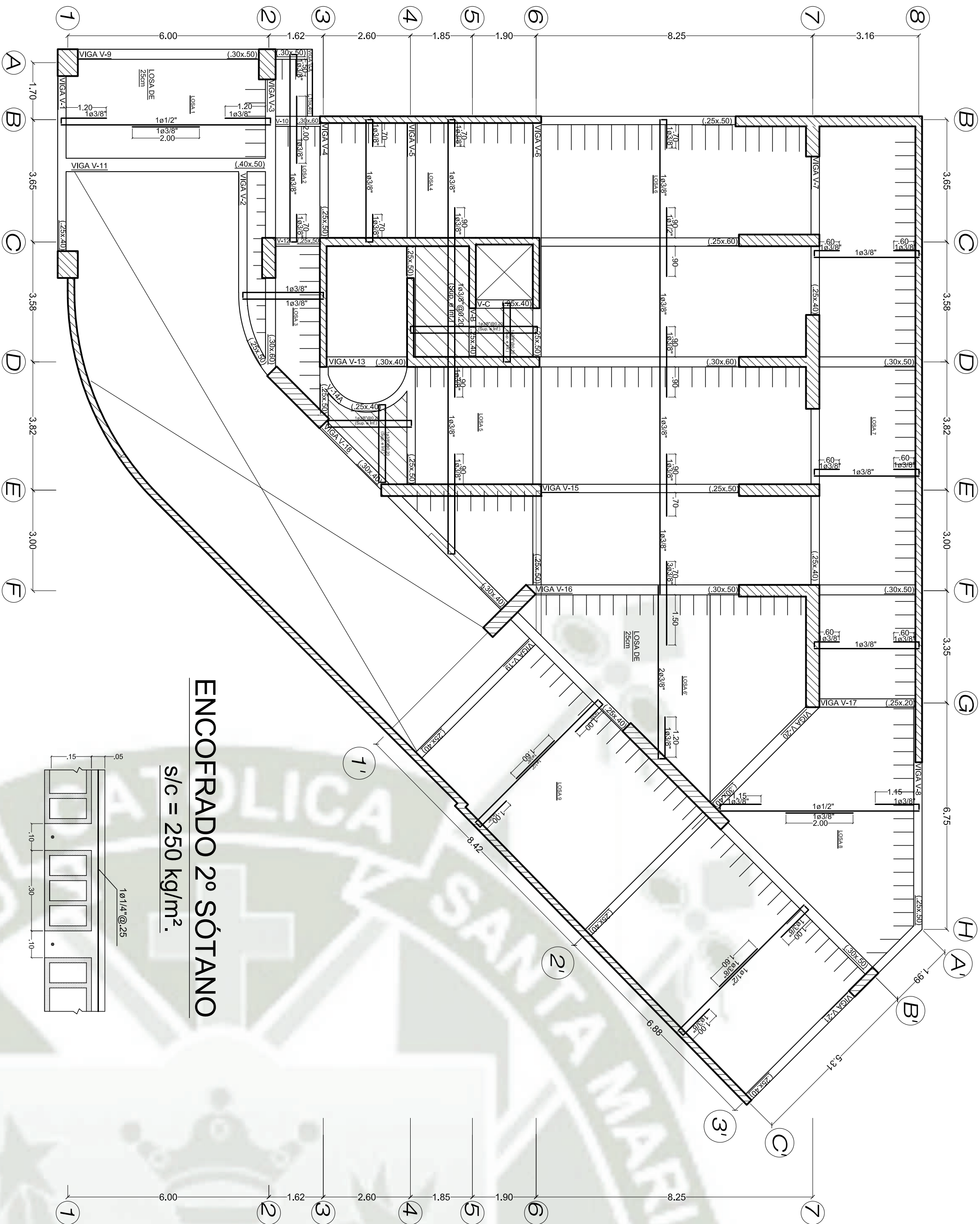
Planos estructurales del edificio de planta irregular



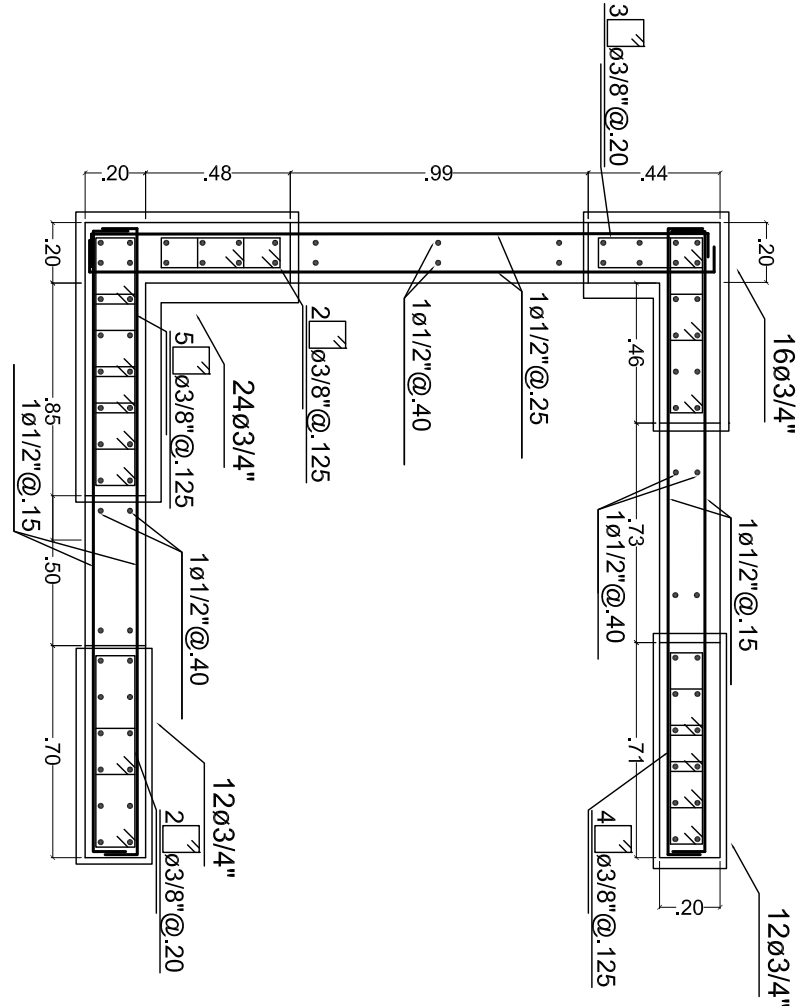
ESPECIFICACIONES GENERALES	
1. Vigas de acero	
2. Vigas de concreto	
3. Vigas de aluminio	
4. Vigas de acero	
5. Vigas de concreto	
6. Vigas de aluminio	
7. Vigas de acero	
8. Vigas de concreto	
9. Vigas de aluminio	
10. Vigas de acero	
11. Vigas de concreto	
12. Vigas de aluminio	
13. Vigas de acero	
14. Vigas de concreto	
15. Vigas de aluminio	
16. Vigas de acero	
17. Vigas de concreto	
18. Vigas de aluminio	
19. Vigas de acero	
20. Vigas de concreto	
21. Vigas de aluminio	
22. Vigas de acero	
23. Vigas de concreto	
24. Vigas de aluminio	
25. Vigas de acero	
26. Vigas de concreto	
27. Vigas de aluminio	
28. Vigas de acero	
29. Vigas de concreto	
30. Vigas de aluminio	
31. Vigas de acero	
32. Vigas de concreto	
33. Vigas de aluminio	
34. Vigas de acero	
35. Vigas de concreto	
36. Vigas de aluminio	
37. Vigas de acero	
38. Vigas de concreto	
39. Vigas de aluminio	
40. Vigas de acero	
41. Vigas de concreto	
42. Vigas de aluminio	
43. Vigas de acero	
44. Vigas de concreto	
45. Vigas de aluminio	
46. Vigas de acero	
47. Vigas de concreto	
48. Vigas de aluminio	
49. Vigas de acero	
50. Vigas de concreto	
51. Vigas de aluminio	
52. Vigas de acero	
53. Vigas de concreto	
54. Vigas de aluminio	
55. Vigas de acero	
56. Vigas de concreto	
57. Vigas de aluminio	
58. Vigas de acero	
59. Vigas de concreto	
60. Vigas de aluminio	
61. Vigas de acero	
62. Vigas de concreto	
63. Vigas de aluminio	
64. Vigas de acero	
65. Vigas de concreto	
66. Vigas de aluminio	
67. Vigas de acero	
68. Vigas de concreto	
69. Vigas de aluminio	
70. Vigas de acero	
71. Vigas de concreto	
72. Vigas de aluminio	
73. Vigas de acero	
74. Vigas de concreto	
75. Vigas de aluminio	
76. Vigas de acero	
77. Vigas de concreto	
78. Vigas de aluminio	
79. Vigas de acero	
80. Vigas de concreto	
81. Vigas de aluminio	
82. Vigas de acero	
83. Vigas de concreto	
84. Vigas de aluminio	
85. Vigas de acero	
86. Vigas de concreto	
87. Vigas de aluminio	
88. Vigas de acero	
89. Vigas de concreto	
90. Vigas de aluminio	
91. Vigas de acero	
92. Vigas de concreto	
93. Vigas de aluminio	
94. Vigas de acero	
95. Vigas de concreto	
96. Vigas de aluminio	
97. Vigas de acero	
98. Vigas de concreto	
99. Vigas de aluminio	
100. Vigas de acero	
101. Vigas de concreto	
102. Vigas de aluminio	
103. Vigas de acero	
104. Vigas de concreto	
105. Vigas de aluminio	
106. Vigas de acero	
107. Vigas de concreto	
108. Vigas de aluminio	
109. Vigas de acero	
110. Vigas de concreto	
111. Vigas de aluminio	
112. Vigas de acero	
113. Vigas de concreto	
114. Vigas de aluminio	
115. Vigas de acero	
116. Vigas de concreto	
117. Vigas de aluminio	
118. Vigas de acero	
119. Vigas de concreto	
120. Vigas de aluminio	
121. Vigas de acero	
122. Vigas de concreto	
123. Vigas de aluminio	
124. Vigas de acero	
125. Vigas de concreto	
126. Vigas de aluminio	
127. Vigas de acero	
128. Vigas de concreto	
129. Vigas de aluminio	
130. Vigas de acero	
131. Vigas de concreto	
132. Vigas de aluminio	
133. Vigas de acero	
134. Vigas de concreto	
135. Vigas de aluminio	
136. Vigas de acero	
137. Vigas de concreto	
138. Vigas de aluminio	
139. Vigas de acero	
140. Vigas de concreto	
141. Vigas de aluminio	
142. Vigas de acero	
143. Vigas de concreto	
144. Vigas de aluminio	
145. Vigas de acero	
146. Vigas de concreto	
147. Vigas de aluminio	
148. Vigas de acero	
149. Vigas de concreto	
150. Vigas de aluminio	
151. Vigas de acero	
152. Vigas de concreto	
153. Vigas de aluminio	
154. Vigas de acero	
155. Vigas de concreto	
156. Vigas de aluminio	
157. Vigas de acero	
158. Vigas de concreto	
159. Vigas de aluminio	
160. Vigas de acero	
161. Vigas de concreto	
162. Vigas de aluminio	
163. Vigas de acero	
164. Vigas de concreto	
165. Vigas de aluminio	
166. Vigas de acero	
167. Vigas de concreto	
168. Vigas de aluminio	
169. Vigas de acero	
170. Vigas de concreto	
171. Vigas de aluminio	
172. Vigas de acero	
173. Vigas de concreto	
174. Vigas de aluminio	
175. Vigas de acero	
176. Vigas de concreto	
177. Vigas de aluminio	
178. Vigas de acero	
179. Vigas de concreto	
180. Vigas de aluminio	
181. Vigas de acero	
182. Vigas de concreto	
183. Vigas de aluminio	
184. Vigas de acero	
185. Vigas de concreto	
186. Vigas de aluminio	
187. Vigas de acero	
188. Vigas de concreto	
189. Vigas de aluminio	
190. Vigas de acero	
191. Vigas de concreto	
192. Vigas de aluminio	
193. Vigas de acero	
194. Vigas de concreto	
195. Vigas de aluminio	
196. Vigas de acero	
197. Vigas de concreto	
198. Vigas de aluminio	
199. Vigas de acero	
200. Vigas de concreto	
201. Vigas de aluminio	
202. Vigas de acero	
203. Vigas de concreto	
204. Vigas de aluminio	
205. Vigas de acero	
206. Vigas de concreto	
207. Vigas de aluminio	
208. Vigas de acero	
209. Vigas de concreto	
210. Vigas de aluminio	
211. Vigas de acero	
212. Vigas de concreto	
213. Vigas de aluminio	
214. Vigas de acero	
215. Vigas de concreto	
216. Vigas de aluminio	
217. Vigas de acero	
218. Vigas de concreto	
219. Vigas de aluminio	
220. Vigas de acero	
221. Vigas de concreto	
222. Vigas de aluminio	
223. Vigas de acero	
224. Vigas de concreto	
225. Vigas de aluminio	
226. Vigas de acero	
227. Vigas de concreto	
228. Vigas de aluminio	
229. Vigas de acero	
230. Vigas de concreto	
231. Vigas de aluminio	
232. Vigas de acero	
233. Vigas de concreto	
234. Vigas de aluminio	
235. Vigas de acero	
236. Vigas de concreto	
237. Vigas de aluminio	
238. Vigas de acero	
239. Vigas de concreto	
240. Vigas de aluminio	
241. Vigas de acero	
242. Vigas de concreto	
243. Vigas de aluminio	
244. Vigas de acero	
245. Vigas de concreto	
246. Vigas de aluminio	
247. Vigas de acero	
248. Vigas de concreto	
249. Vigas de aluminio	
250. Vigas de acero	
251. Vigas de concreto	
252. Vigas de aluminio	
253. Vigas de acero	
254. Vigas de concreto	
255. Vigas de aluminio	
256. Vigas de acero	
257. Vigas de concreto	
258. Vigas de aluminio	
259. Vigas de acero	
260. Vigas de concreto	
261. Vigas de aluminio	
262. Vigas de acero	
263. Vigas de concreto	
264. Vigas de aluminio	
265. Vigas de acero	
266. Vigas de concreto	
267. Vigas de aluminio	
268. Vigas de acero	
269. Vigas de concreto	
270. Vigas de aluminio	
271. Vigas de acero	
272. Vigas de concreto	
273. Vigas de aluminio	
274. Vigas de acero	
275. Vigas de concreto	
276. Vigas de aluminio	
277. Vigas de acero	
278. Vigas de concreto	
279. Vigas de aluminio	
280. Vigas de acero	
281. Vigas de concreto	
282. Vigas de aluminio	
283. Vigas de acero	
284. Vigas de concreto	
285. Vigas de aluminio	
286. Vigas de acero	
287. Vigas de concreto	
288. Vigas de aluminio	
289. Vigas de acero	
290. Vigas de concreto	
291. Vigas de aluminio	
292. Vigas de acero	
293. Vigas de concreto	
294. Vigas de aluminio	
295. Vigas de acero	
296. Vigas de concreto	
297. Vigas de aluminio	
298. Vigas de acero	
299. Vigas de concreto	
300. Vigas de aluminio	
301. Vigas de acero	
302. Vigas de concreto	
303. Vigas de aluminio	
304. Vigas de acero	
305. Vigas de concreto	
306. Vigas de aluminio	
307. Vigas de acero	
308. Vigas de concreto	
309. Vigas de aluminio	
310. Vigas de acero	
311. Vigas de concreto	
312. Vigas de aluminio	
313. Vigas de acero	
314. Vigas de concreto	
315. Vigas de aluminio	
316. Vigas de acero	
317. Vigas de concreto	
318. Vigas de aluminio	
319. Vigas de acero	
320. Vigas de concreto	
321. Vigas de aluminio	
322. Vigas de acero	
323. Vigas de concreto	
324. Vigas de aluminio	
325. Vigas de acero	
326. Vigas de concreto	
327. Vigas de aluminio	
328. Vigas de acero	
329. Vigas de concreto	
330. Vigas de aluminio	
331. Vigas de acero	
332. Vigas de concreto	
333. Vigas de aluminio	
334. Vigas de acero	
335. Vigas de concreto	
336. Vigas de aluminio	
337. Vigas de acero	
338. Vigas de concreto	
339. Vigas de aluminio	
340. Vigas de acero	
341. Vigas de concreto	
342. Vigas de aluminio	
343. Vigas de acero	
344. Vigas de concreto	
345. Vigas de aluminio	
346. Vigas de acero	
347. Vigas de concreto	
348. Vigas de aluminio	
349. Vigas de acero	
350. Vigas de concreto	
351. Vigas de aluminio	
352. Vigas de acero	
353. Vigas de concreto	
354. Vigas de aluminio	
355. Vigas de acero	
356. Vigas de concreto	
357. Vigas de aluminio	
358. Vigas de acero	
359. Vigas de concreto	
360. Vigas de aluminio	
361. Vigas de acero	
362. Vigas de concreto	
363. Vigas de aluminio	
364. Vigas de acero	
365. Vigas de concreto	
366. Vigas de aluminio	
367. Vigas de acero	
368. Vigas de concreto	
369. Vigas de aluminio	
370. Vigas de acero	
371. Vigas de concreto	
372. Vigas de aluminio	
373. Vigas de acero	
374. Vigas de concreto	
375. Vigas de aluminio	
376. Vigas de acero	
377. Vigas de concreto	
378. Vigas de aluminio	
379. Vigas de acero	
380. Vigas de concreto	
381. Vigas de aluminio	
382. Vigas de acero	
383. Vigas de concreto	
384. Vigas de aluminio	
385. Vigas de acero	
386. Vigas de concreto	
387. Vigas de aluminio	
388. Vigas de acero	
389. Vigas de concreto	
390. Vigas de aluminio	
391. Vigas de acero	
392. Vigas de concreto	
393. Vigas de aluminio	
394. Vigas de acero	
395. Vigas de concreto	
396. Vigas de aluminio	
397. Vigas de acero	
398. Vigas de concreto	
399. Vigas de aluminio	
400. Vigas de acero	
401. Vigas de concreto	
402. Vigas de aluminio	
403. Vigas de acero	
404. Vigas de concreto	
405. Vigas de aluminio	
406. Vigas de acero	
407. Vigas de concreto	
408. Vigas de aluminio	
409. Vigas de acero	
410. Vigas de concreto	
411. Vigas de aluminio	
412. Vigas de acero	
413. Vigas de concreto	
414. Vigas de aluminio	
415. Vigas de acero	
416. Vigas de concreto	
417. Vigas de aluminio	
418. Vigas de acero	
419. Vigas de concreto	
420. Vigas de aluminio	
421. Vigas de acero	
422. Vigas de concreto	
423. Vigas de aluminio	
424. Vigas de acero	
425. Vigas de concreto	
426. Vigas de aluminio	
427. Vigas de acero	
428. Vigas de concreto	
429. Vigas de aluminio	
430. Vigas de acero	
431. Vigas de concreto	
432. Vigas de aluminio	
433. Vigas de acero	
434. Vigas de concreto	
435. Vigas de aluminio	
436. Vigas de acero	
437. Vigas de concreto	
438. Vigas de aluminio	
439. Vigas de acero	
440. Vigas de concreto	
441. Vigas de aluminio	
442. Vigas de acero	
443. Vigas de concreto	
444. Vigas de aluminio	
445. Vigas de acero	
446. Vigas de concreto	
447. Vigas de aluminio	
448. Vigas de acero	
449. Vigas de concreto	
450. Vigas de aluminio	
451. Vigas de acero	
452. Vigas de concreto	
453. Vigas de aluminio	
454. Vigas de acero	
455. Vigas de concreto	
456. Vigas de aluminio	
457. Vigas de acero	
458. Vigas de concreto	
459. Vigas de aluminio	
460. Vigas de acero	
461. Vigas de concreto	
462. Vigas de aluminio	
463. Vigas de acero	
464. Vigas de concreto	
465. Vigas de aluminio	
466. Vigas de acero	
467. Vigas de concreto	
468. Vigas de aluminio	
469. Vigas de acero	
470. Vigas de concreto	
471. Vigas de aluminio	
472. Vigas de acero	
473. Vigas de concreto	
474. Vigas de aluminio	
475. Vigas de acero	
476. Vigas de concreto	
477. Vigas de aluminio	
478. Vigas de acero	
479. Vigas de concreto	
480. Vigas de aluminio	
481. Vigas de acero	
482. Vigas de concreto	
483. Vigas de aluminio	
484. Vigas de acero	
485. Vigas de concreto	
486. Vigas de aluminio	
487. Vigas de acero	
488. Vigas de concreto	
489. Vigas de aluminio	
490. Vigas de acero	
491. Vigas de concreto	
492. Vigas de aluminio	
493. Vigas de acero	
494. Vigas de concreto	
495. Vigas de aluminio	
496. Vigas de acero	
497. Vigas de concreto	
498. Vigas de aluminio	
499. Vigas de acero	
500. Vigas de concreto	
501. Vigas de aluminio	
502. Vigas de acero	
503. Vigas de concreto	
504. Vigas de aluminio	
505. Vigas de acero	
506. Vigas de concreto	
507. Vigas de aluminio	
508. Vigas de acero	
509. Vigas de concreto	
510. Vigas de aluminio	
511. Vigas de acero	
512. Vigas de concreto	
513. Vigas de aluminio	
514. Vigas de acero	
515. Vigas de concreto	
516. Vigas de aluminio	
517. Vigas de acero	
518. Vigas de concreto	
519. Vigas de aluminio	
520. Vigas de acero	
521. Vigas de concreto	
522. Vigas de aluminio	
523. Vigas de acero	
524. Vigas de concreto	
525. Vigas de aluminio	
526. Vigas de acero	
527. Vigas de concreto	
528. Vigas de aluminio	
529. Vigas de acero	
530. Vigas de concreto	
531. Vigas de aluminio	
532. Vigas de acero	
533. Vigas de concreto	
534. Vigas de aluminio	
535. Vigas de acero	
536. Vigas de concreto	
537. Vigas de aluminio	
538. Vigas de acero	
539. Vigas de concreto	
540. Vigas de aluminio	
541. Vigas de acero	
542. Vigas de concreto	
543. Vigas de aluminio	
544. Vigas de acero	
545. Vigas de concreto	
546. Vigas de aluminio	
547. Vigas de acero	
548. Vigas de concreto	
549. Vigas de aluminio	
550. Vigas de acero	
551. Vigas de concreto	
552. Vigas de aluminio	
553. Vigas de acero	
554. Vigas de concreto	
555. Vigas de aluminio	
556. Vigas de acero	
557. Vigas de concreto	
558. Vigas de aluminio	
559. Vigas de acero	
560. Vigas de concreto	
561. Vigas de aluminio	
562. Vigas de acero	
563. Vigas de concreto	
564. Vigas de aluminio	
565. Vigas de acero	
566. Vigas de concreto	
567. Vigas de aluminio	
568. Vigas de acero	
569. Vigas de concreto	
570. Vigas de aluminio	
571. Vigas de acero	
572. Vigas de concreto	
573. Vigas de aluminio	
574. Vigas de acero	
575. Vigas de concreto	
576. Vigas de aluminio	
577. Vigas de acero	
578. Vigas de concreto	
579. Vigas de aluminio	
580. Vigas de acero	
581. Vigas de concreto	
582. Vigas de aluminio	
583. Vigas de acero	
584. Vigas de concreto	
585. Vigas de aluminio	
586. Vigas de acero	
587. Vigas de concreto	
588. Vigas de aluminio	
589. Vigas de acero	
590. Vigas de concreto	
591. Vigas de aluminio	
592. Vigas de acero	
593. Vigas de concreto	
594. Vigas de aluminio	
595. Vigas de acero	
596. Vigas de concreto	
597. Vigas de aluminio	
598. Vigas de acero	
599. Vigas de concreto	
600. Vigas de aluminio	
601. Vigas de acero	
602. Vigas de concreto	
603. Vigas de aluminio	
604. Vigas de acero	
605. Vigas de concreto	
606. Vigas de aluminio	
607. Vigas de acero	
608. Vigas de concreto	
609. Vigas de aluminio	
610. Vigas de acero	
611. Vigas de concreto	
612. Vigas de aluminio	
613. Vigas de acero	
614. Vigas de concreto	
615. Vigas de aluminio	
616. Vigas de acero	
617. Vigas de concreto	
618. Vigas de aluminio	
619. Vigas de acero	
620. Vigas de concreto	
621. Vigas de aluminio	
622. Vigas de acero	
623. Vigas de concreto	
624.	

<u>SISMO Y-Y'</u>	Z=0.35 U=1.00 S=1.15 T _p =0.6s T _m =2.0s
Sistema Estructural Sismorresistente: Muros de corte	
C	=2.5
H _m	=29.25 m
Cl	=60
T	=0.479 s
R	=4.05
V _{eq}	=976.8 Ton
V _{vy}	=879.1 Ton
Altura nivel=2.05cm órtivo	=0.004

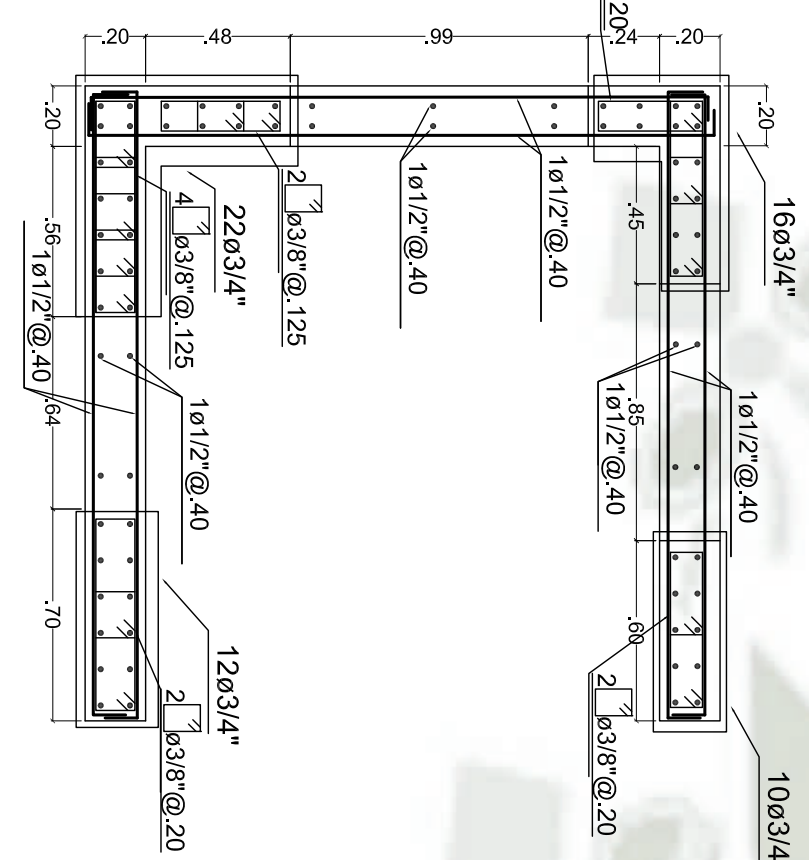
MSc JORGE ROSAS ESPINOZA



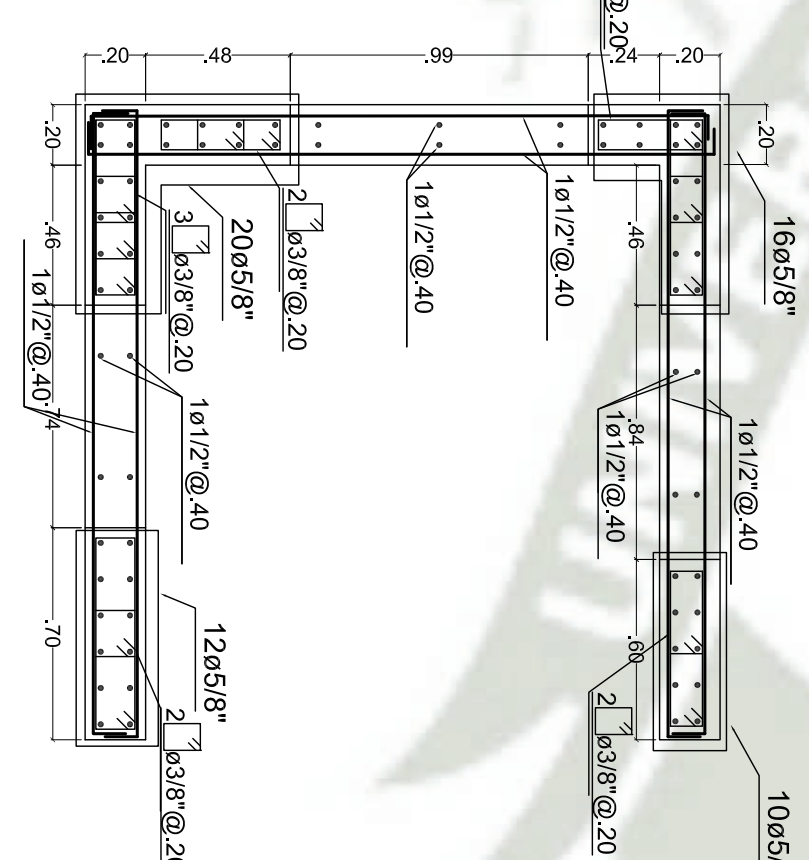
DETALLES DE PLACAS DE CONCRETO
ARMADO



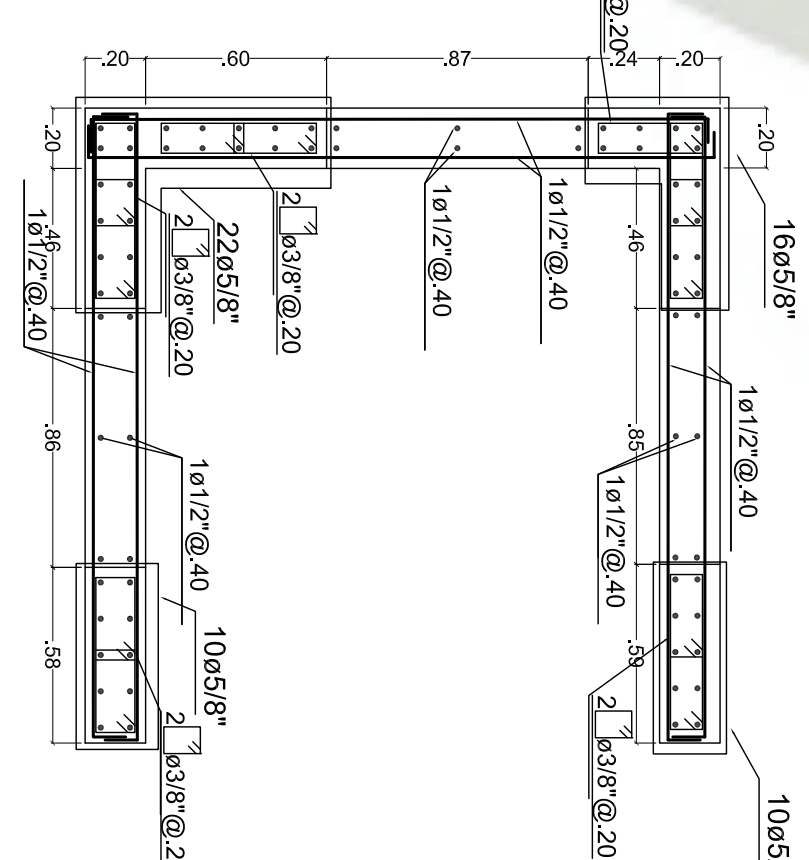
SEMISOTANO
PLACA-1A
F_c= 280 kgf/cm²



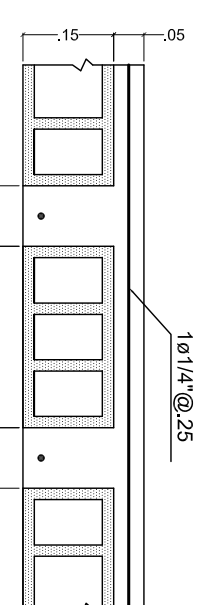
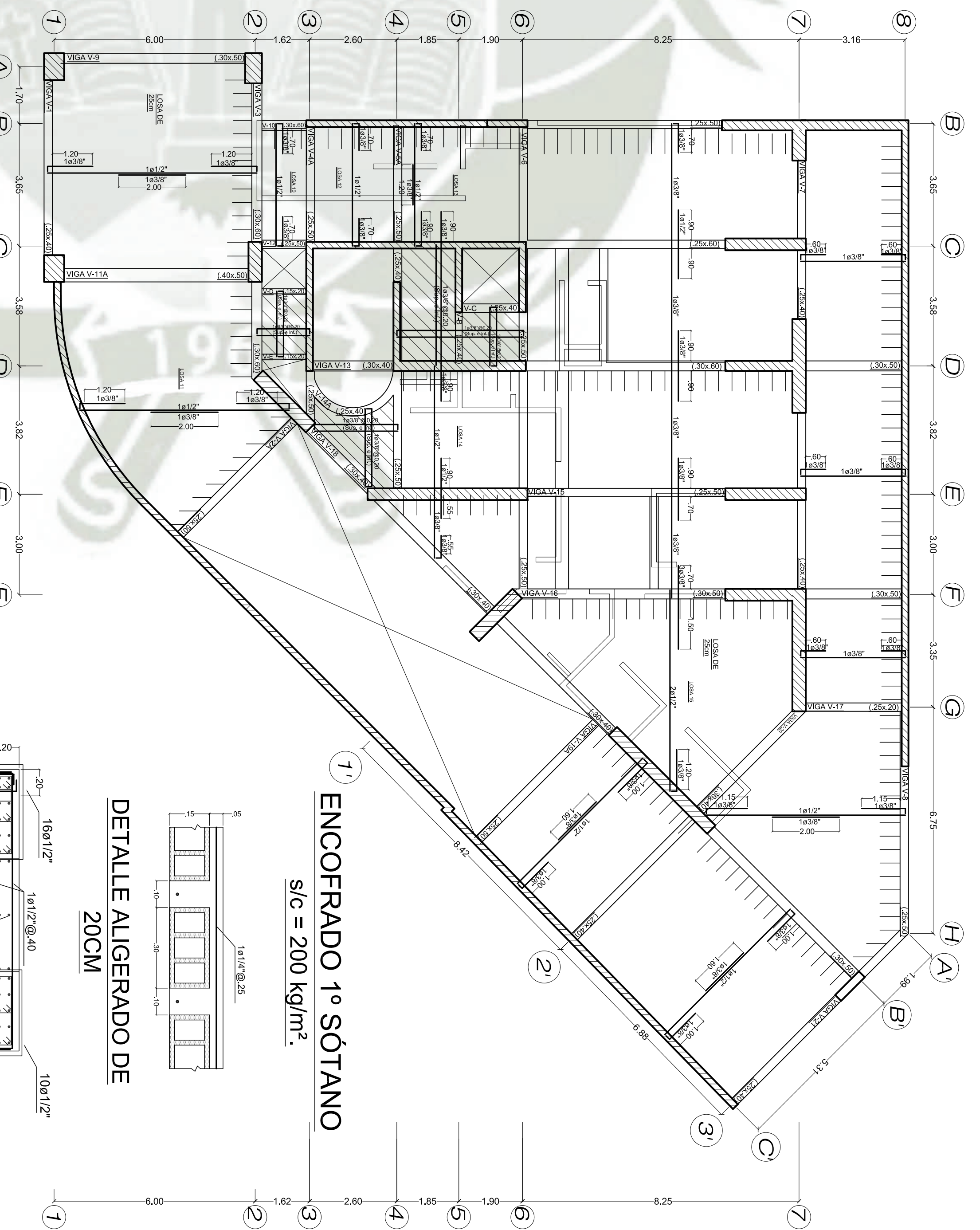
PRIMER @ SEGUNDO PISO
PLACA-1A
F_c= 280 kgf/cm²



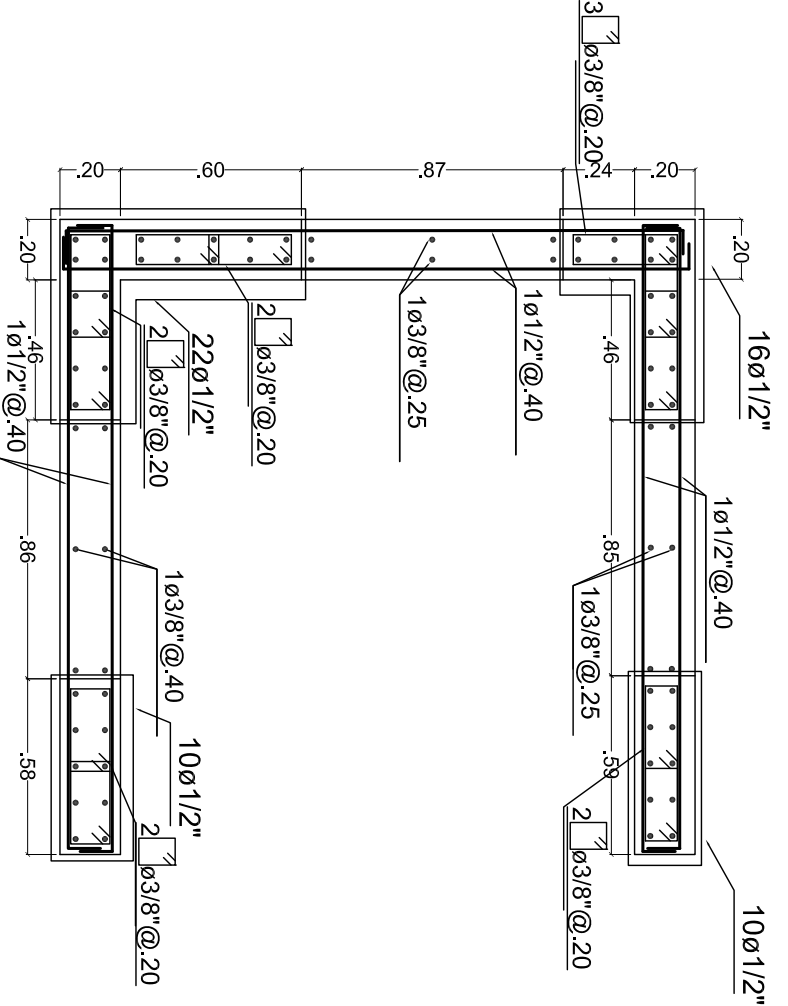
TERCER @ CUARTO PISO
PLACA-1A
F_c= 280 kgf/cm²



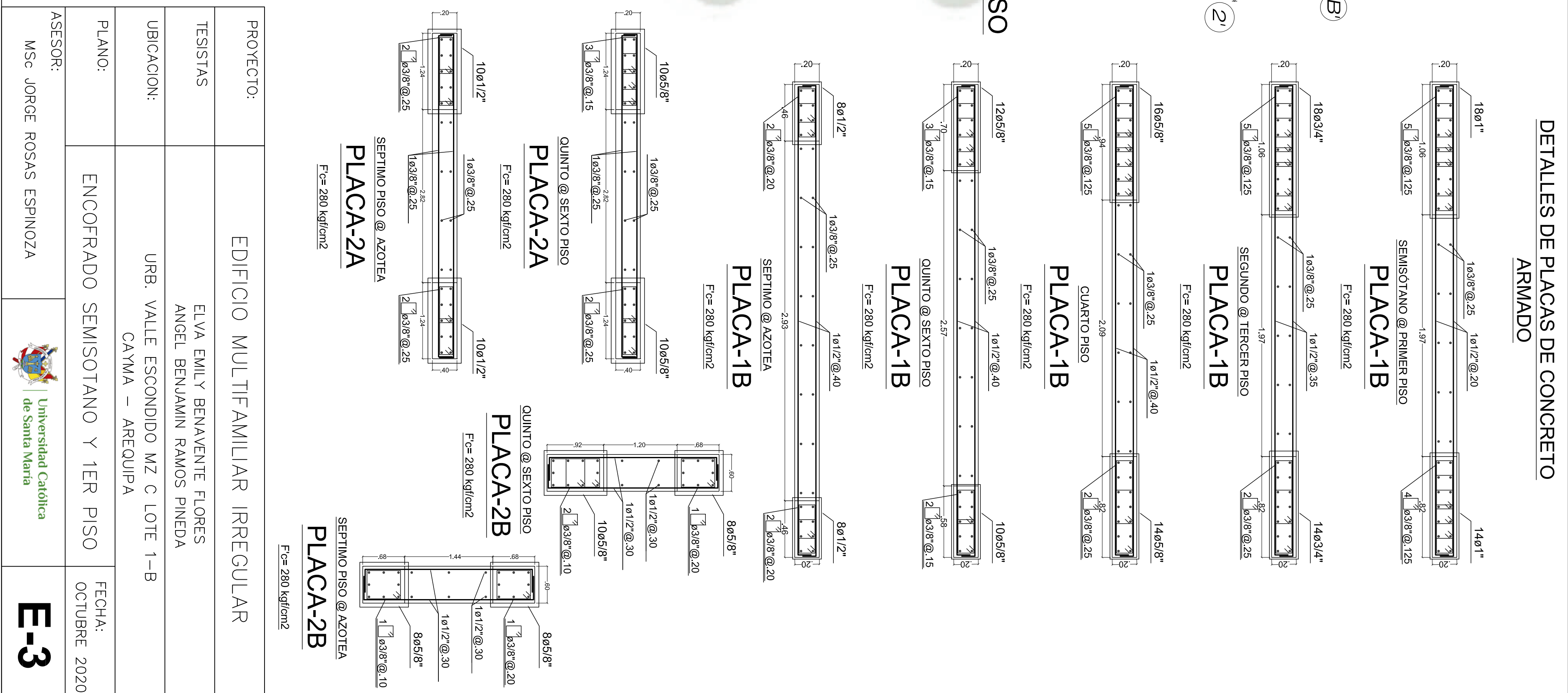
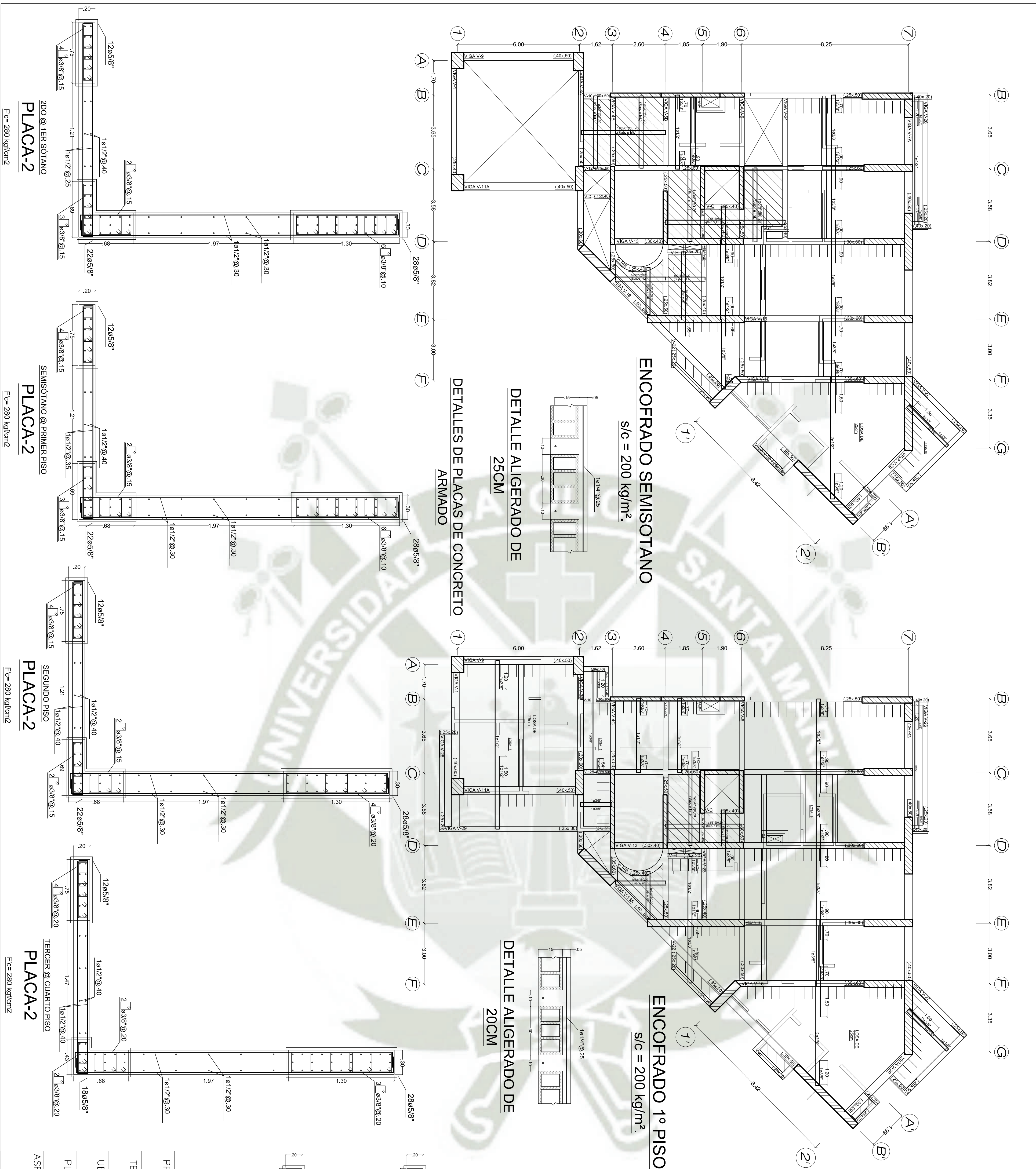
QUINTO PISO
PLACA-1A
F_c= 280 kgf/cm²

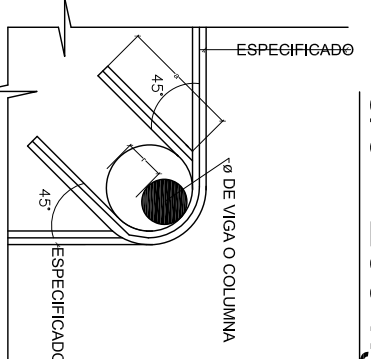


SEXTO PISO @ AZOTEA
PLACA-1A
F_c= 280 kgf/cm²

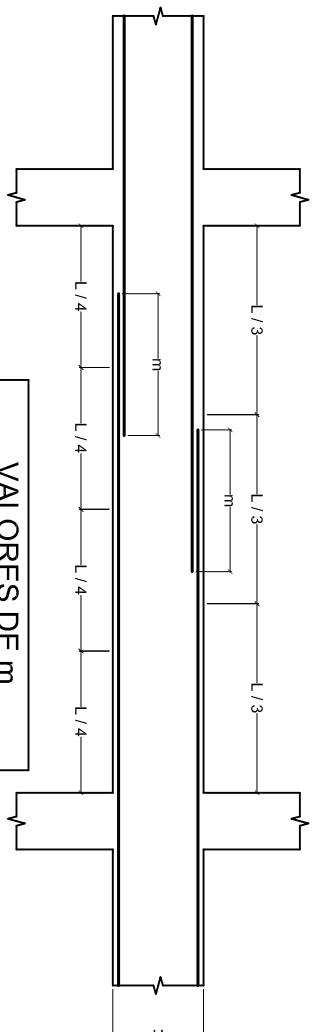
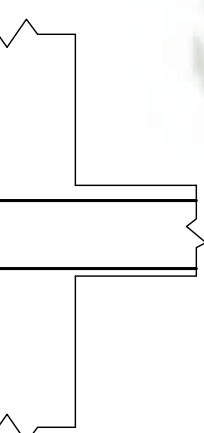
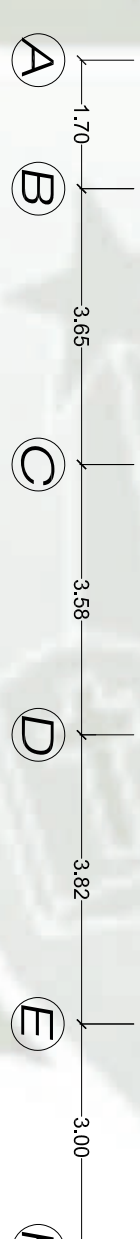
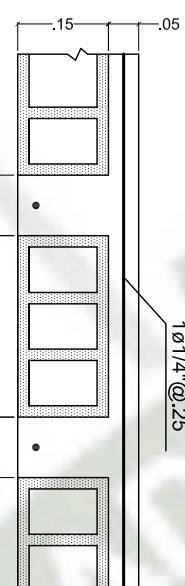


PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR		
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 2º Y 1º SOTANO		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA	 Universidad Católica de Santa María	
			E-2

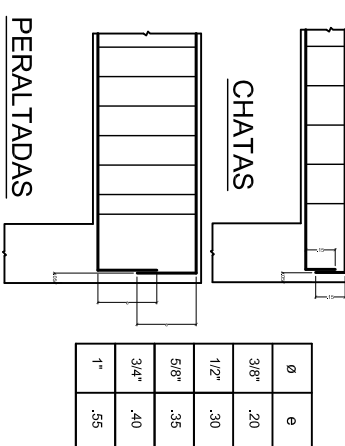
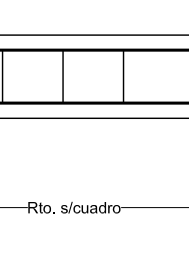
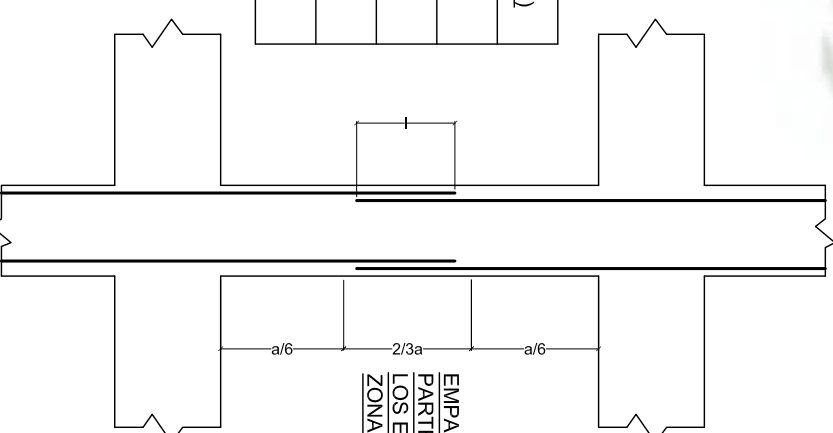
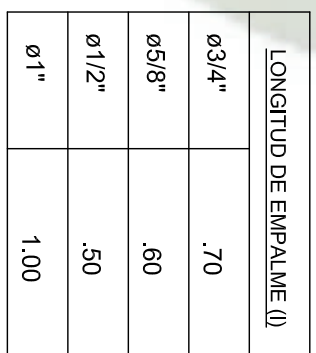
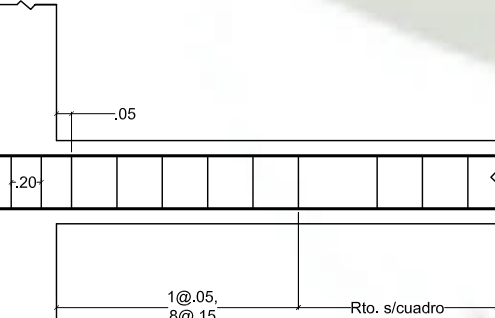
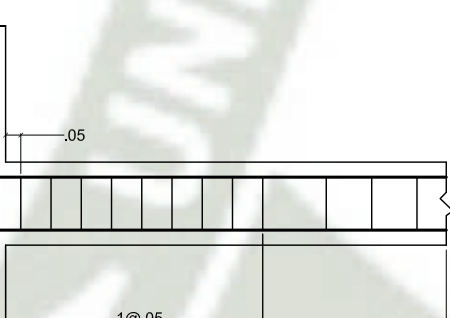
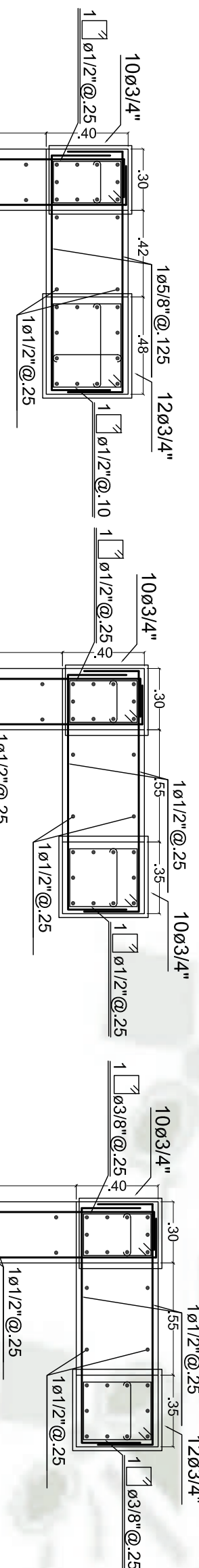
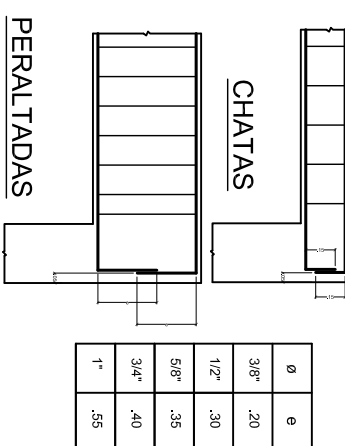
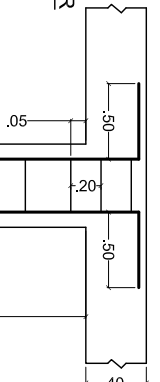




**DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS**



VALORES DE m			
s	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	H cualquiera	H=30	H=50
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.45
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.65	.55	.75
1"	1.15	1.00	1.30



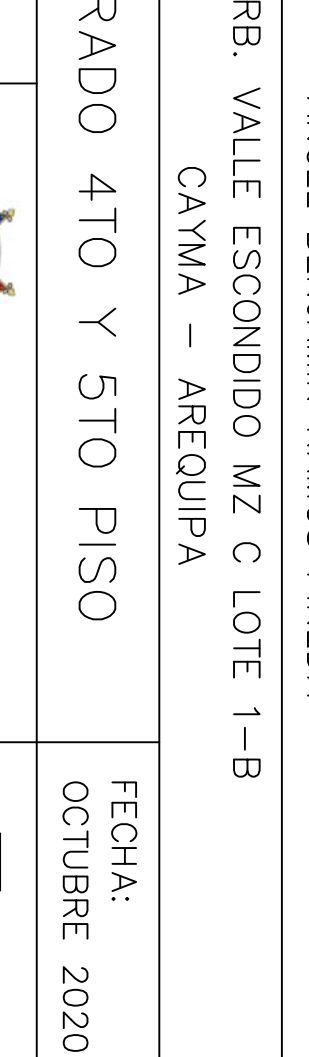
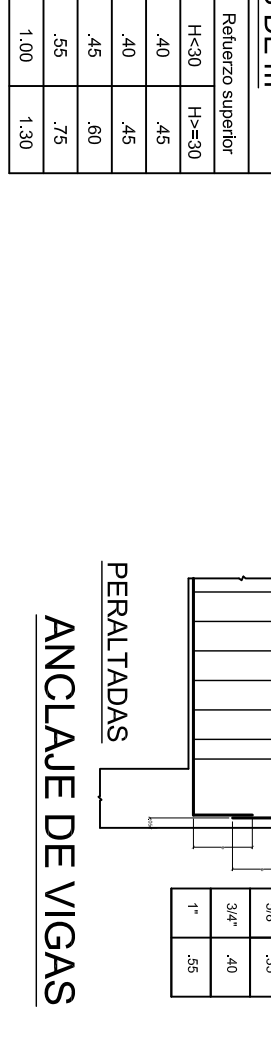
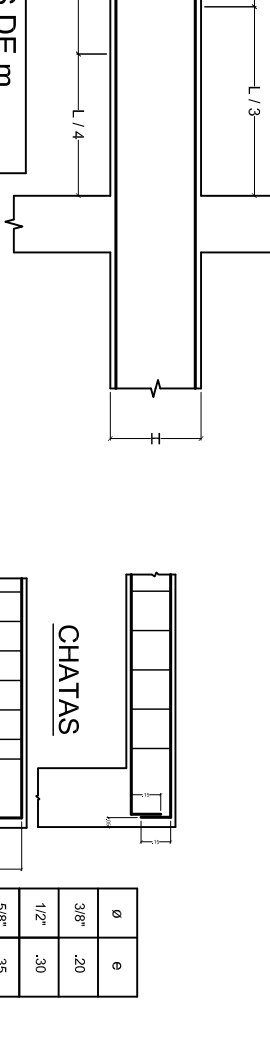
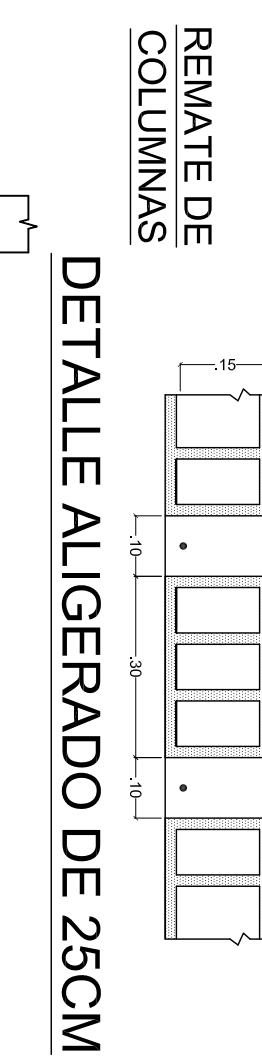
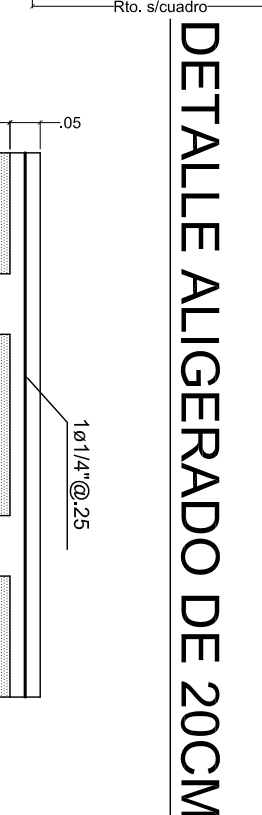
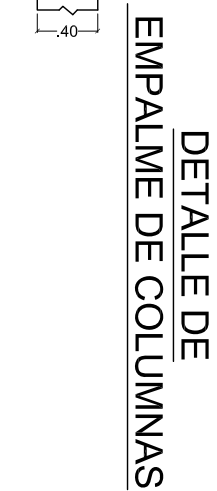
PLACA-3

PLACA-3 $E'_{\text{c}} = 280 \text{ kNf/cm}^2$ $E'_{\text{c}} = 280 \text{ kNf/cm}^2$

EL 5TO PISO, C2 Y C3 HASTA
EL 3ER PISO ESC.1/50

Y C3 DESDE EL 4TO PISO AL

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR		
TESTISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA - AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 2DO Y 3ER PISO	FECHA: OCTUBRE 2020	
ASESOR:	Msc JORGE ROSAS ESPINOZA		E-4



PARTES TRATANDO DE HACER
LOS EMPALMES FUERA DE LA
ZONA DE CONFINAMIENTO

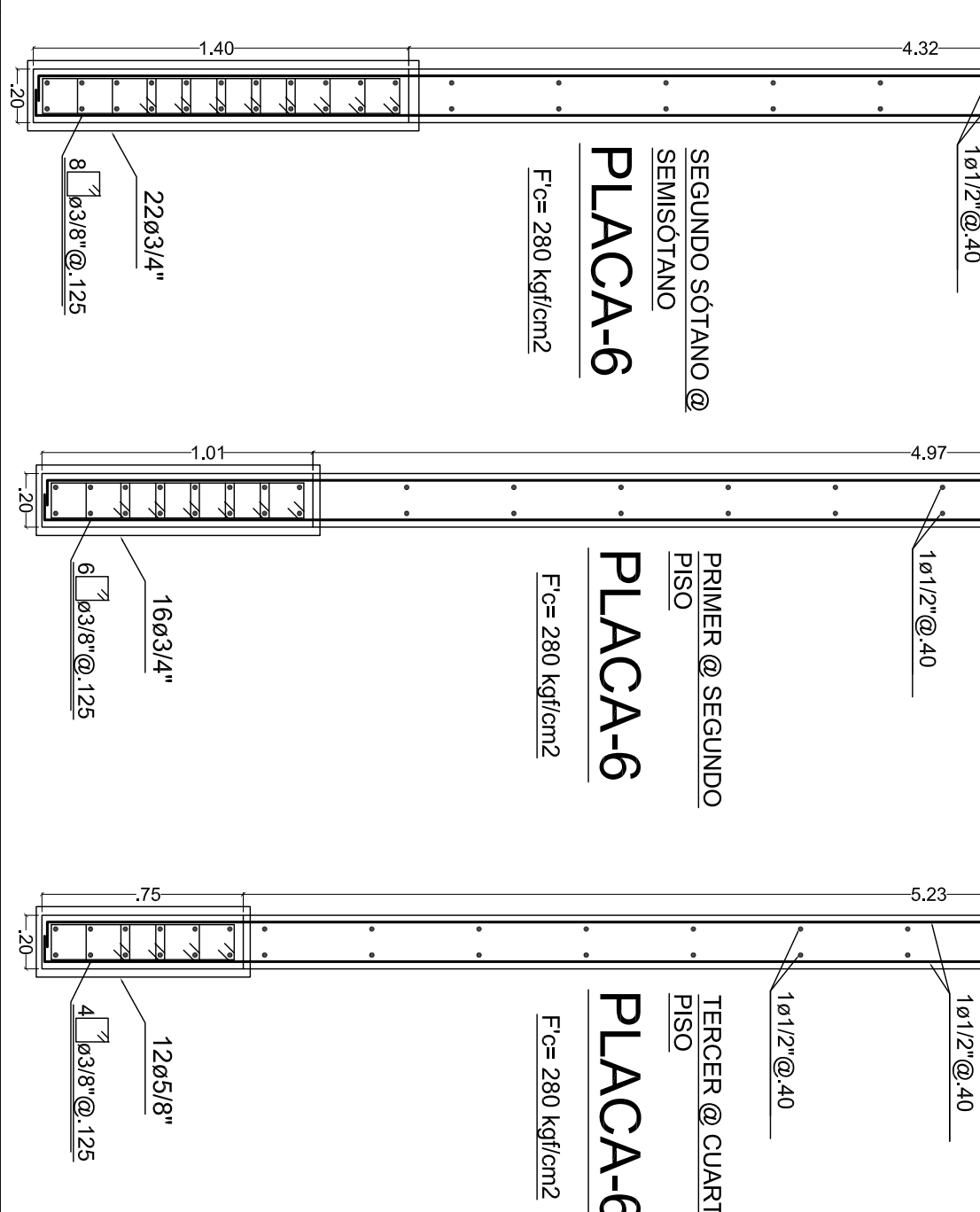
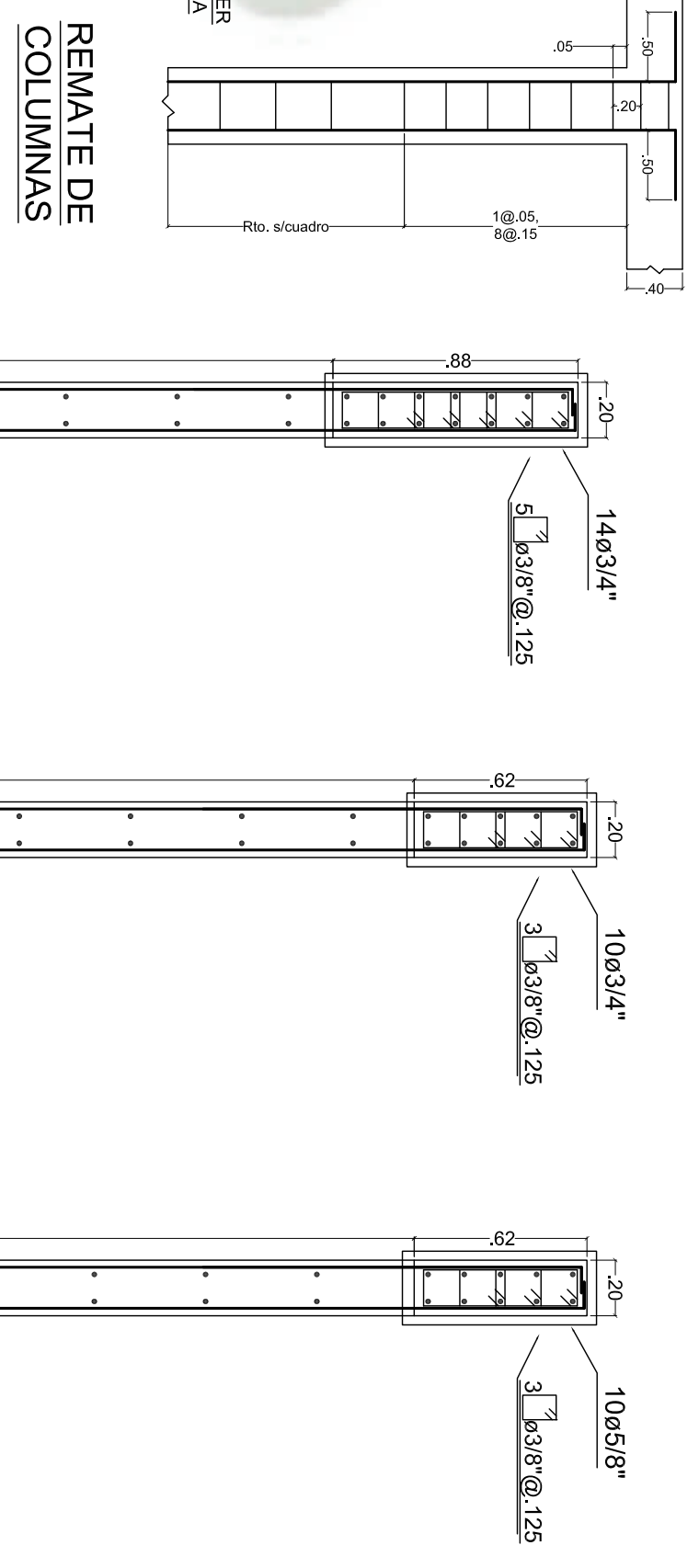
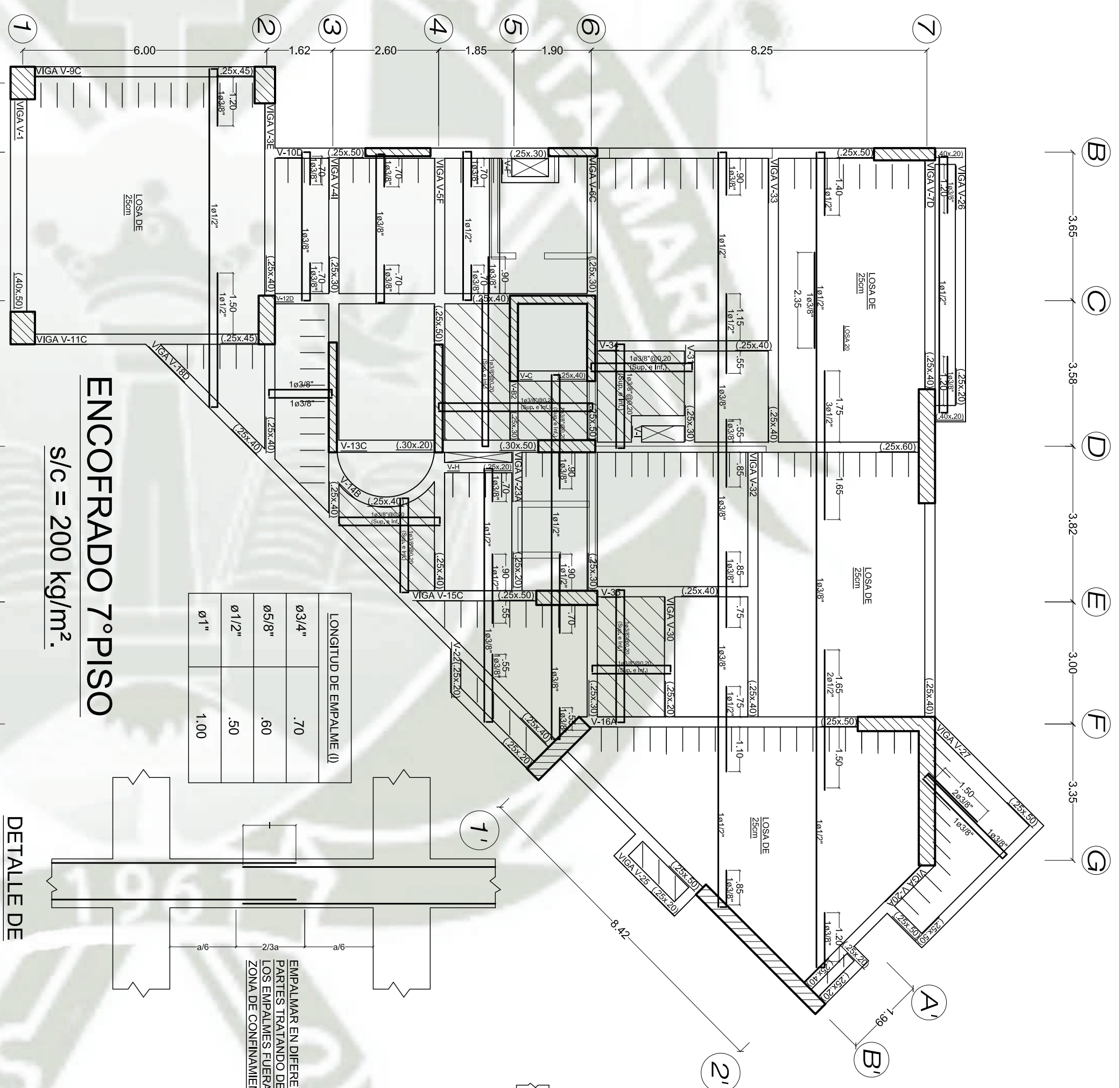
ANCHAJE DE VIGAS

FERRALLADAS

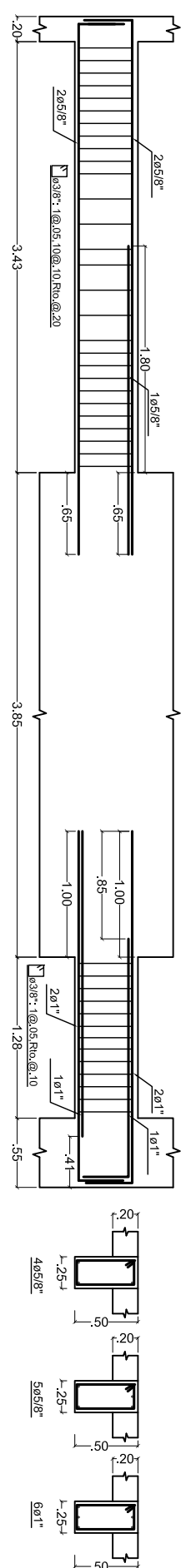
CHATAS

0	0
38"	.20
142"	.30
56"	.25
34"	.40
1"	.50

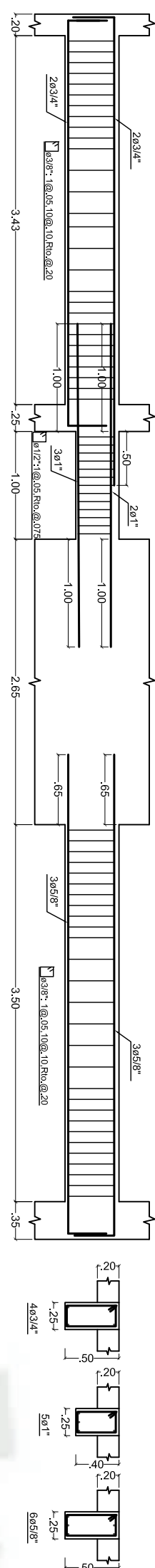
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR		
TESTISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA - AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 4TO Y 5TO PISO		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	Msc JORGE ROSAS ESPINOZA	 Universidad Católica de Santa María	E-5



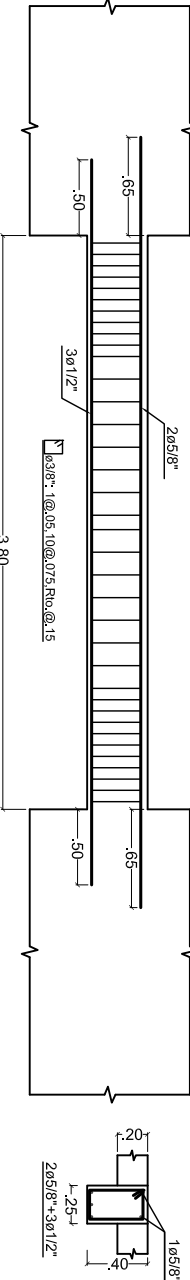
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR		
TESTISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 6TO Y 7MO PISO		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	Msc JORGE ROSAS ESPINOZA	 Universidad Católica de Santa María	E-6



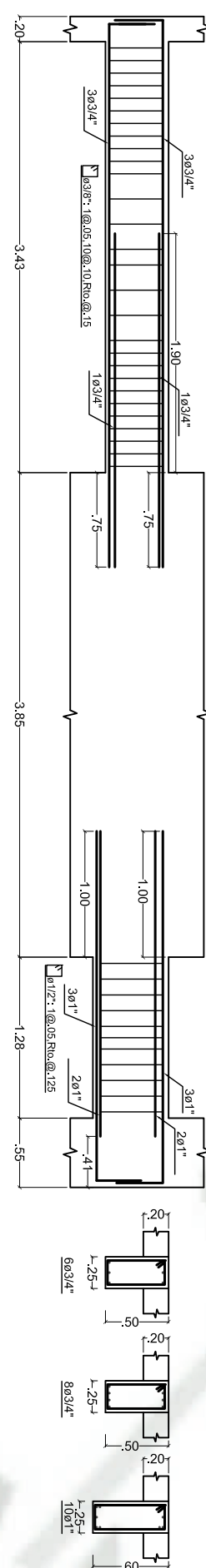
VIGA V-4A (25x.50)



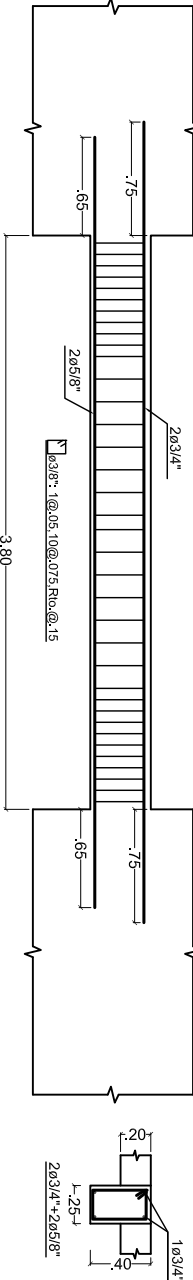
VIGA V-5A (25x.50) (25x.40) (25x.30)



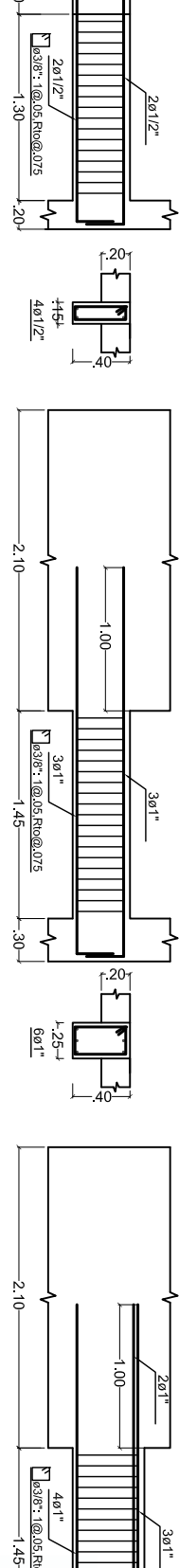
VIGA V-14A (25x.40)



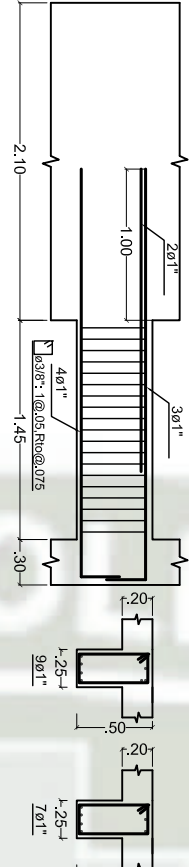
VIGA V-4B (25x.50) (25x.60)



VIGA V-14B (25x.40)

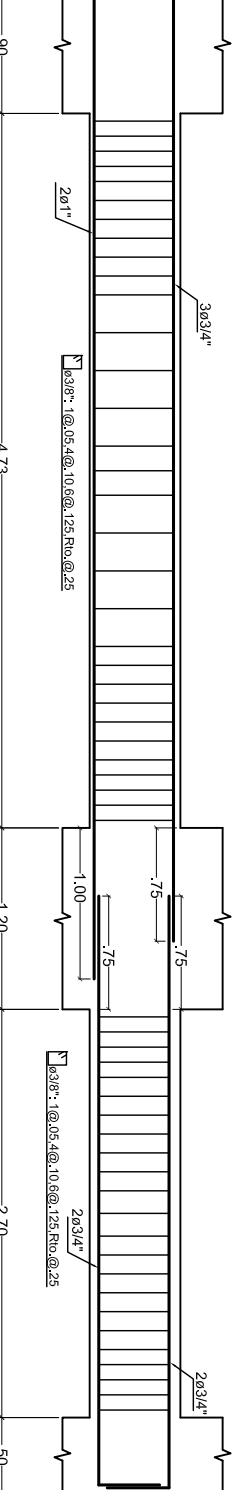


VIGA V-81 (25x.40)

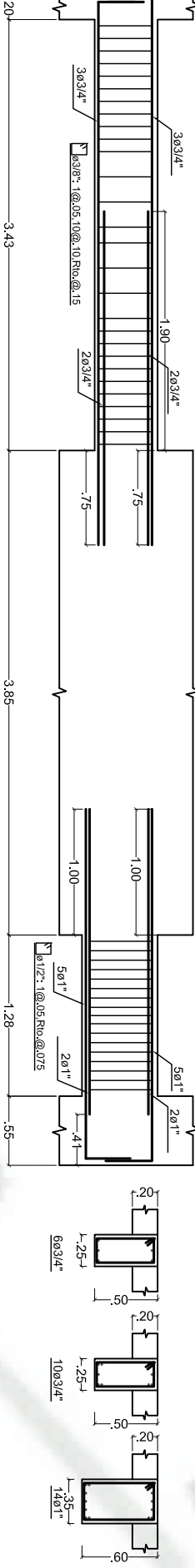


VIGA V-B2 (25x.50)

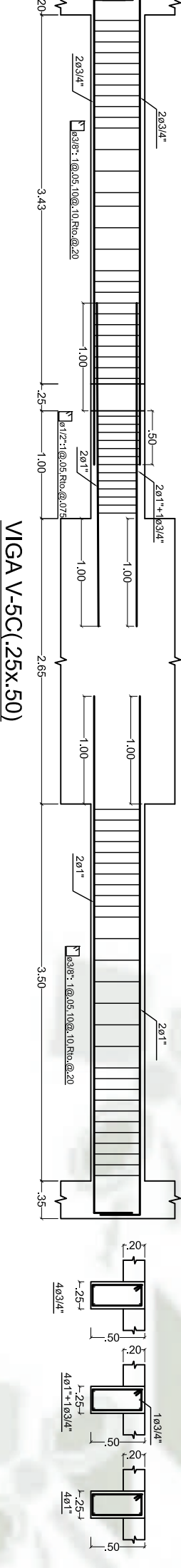
VIGA V-D1 (15x.40)



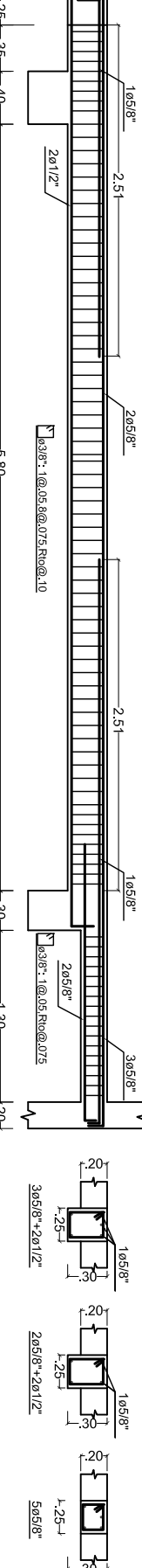
VIGA V-3 (30x.60)



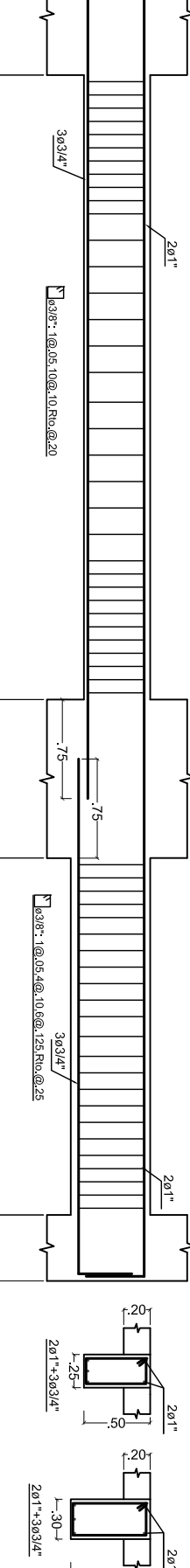
VIGA V-4C (25x.50) (35x.60)



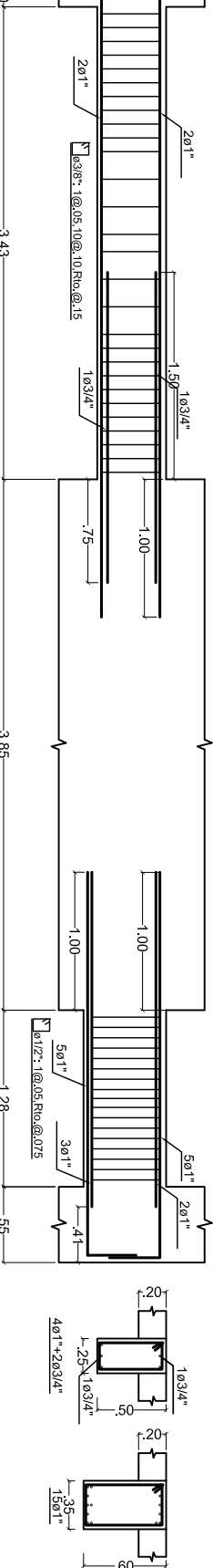
VIGA V-5C (25x.50)



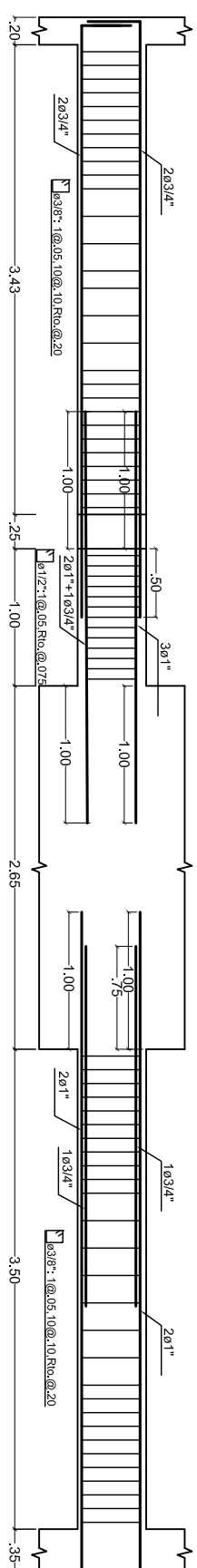
VIGA V-2B (25x.30) (25x.20)



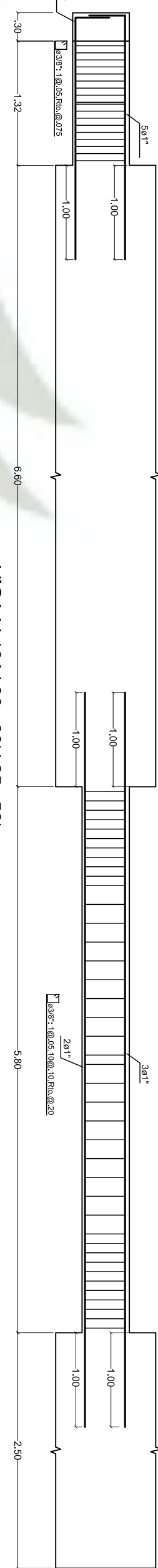
VIGA V-3A (25x.50) (30x.60)



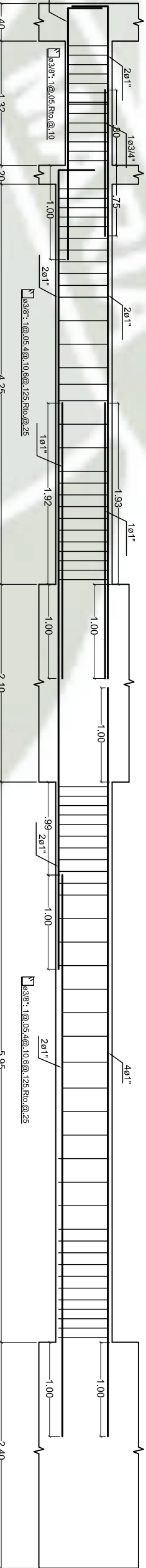
VIGA V-4D (25x.50) (35x.60)



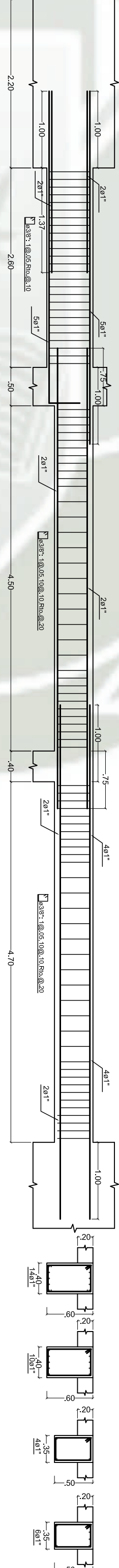
VIGA V-5D (25x.50)



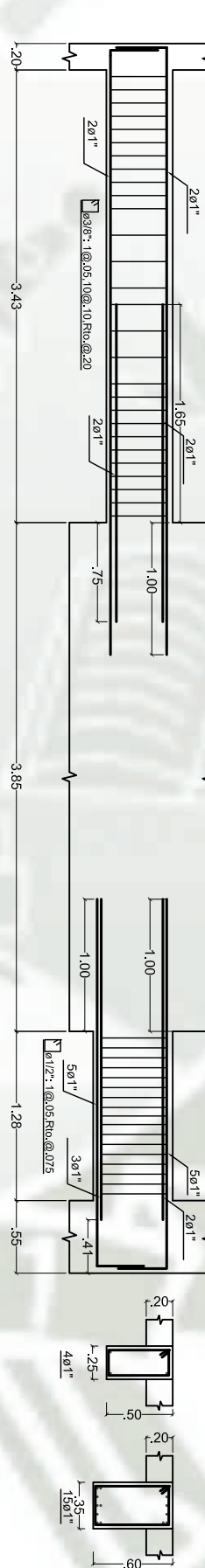
VIGA V-10A (30x.60) (25x.50)



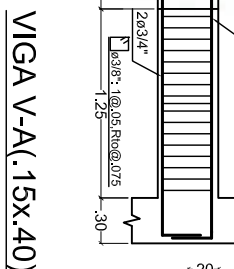
VIGA V-12A (25x.50) (25x.60)



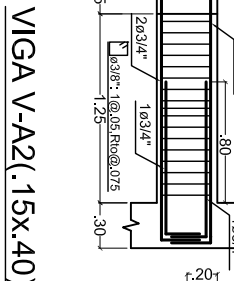
VIGA V-18A (40x.60) (35x.50)



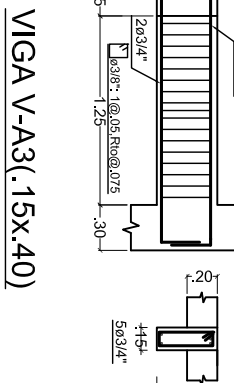
VIGA V-4E (25x.50) (35x.60)



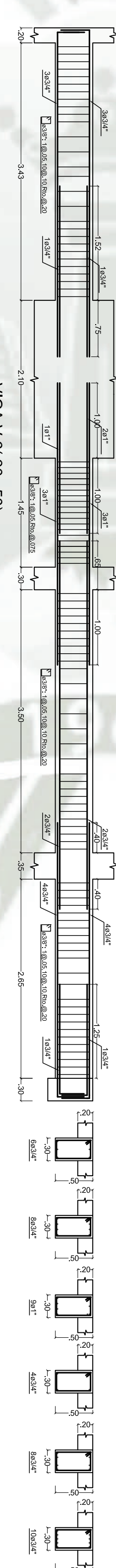
VIGA V-A1 (15x.40)



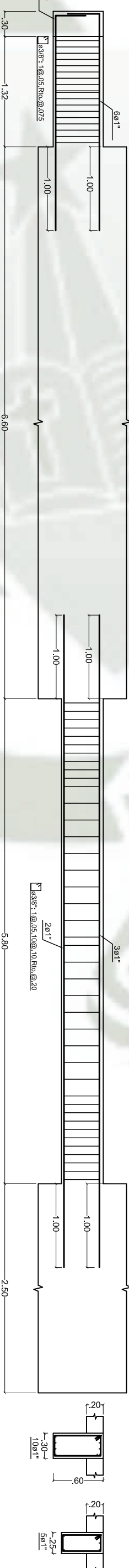
VIGA V-A2 (15x.40)



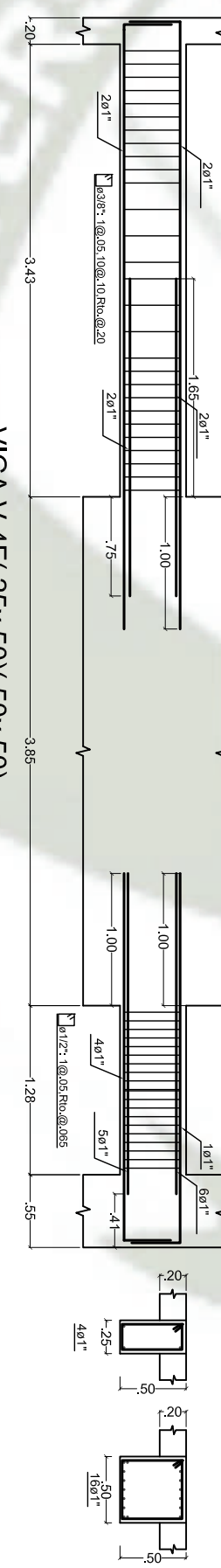
VIGA V-A3 (15x.40)



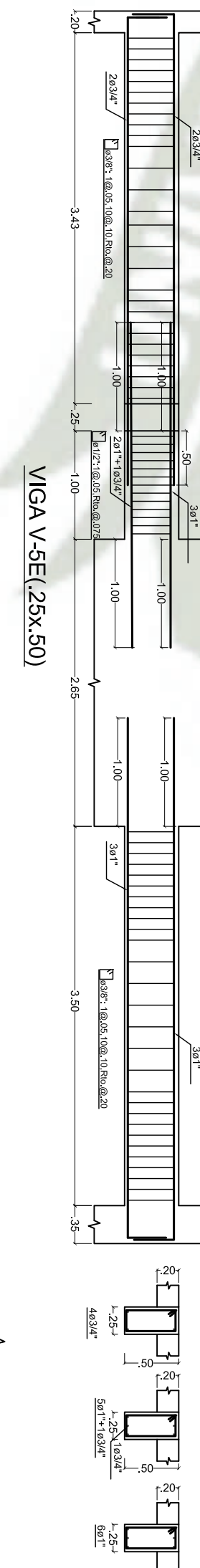
VIGA V-6 (30x.60)



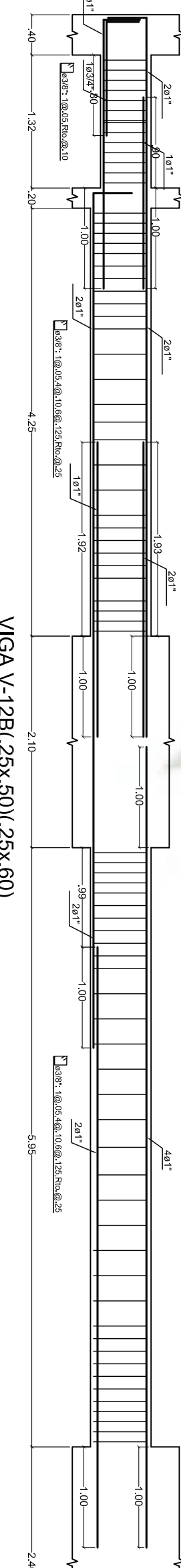
VIGA V-10B (30x.60) (25x.50)



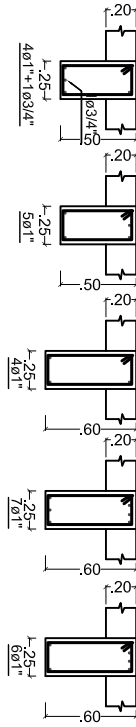
VIGA V-4F (25x.50) (50x.50)



VIGA V-5E (25x.50)



VIGA V-12B (25x.50) (25x.60)



ANCLAJE DE VIGAS

VALORES DE m			
Relación H/b	H=30	H=40	H=50
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	40	45	50
3/4"	45	55	75
1"	115	100	130

CHATAS			
H	b	H	b
3/8"	20	1/2"	20
5/8"	35	3/4"	40

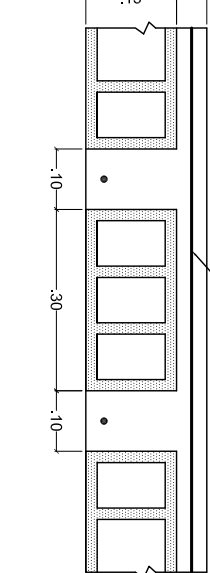
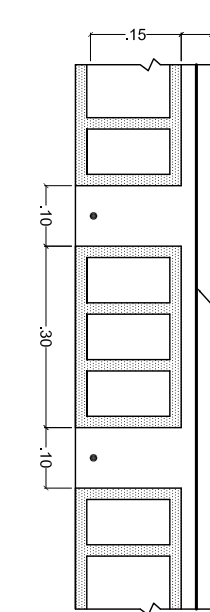
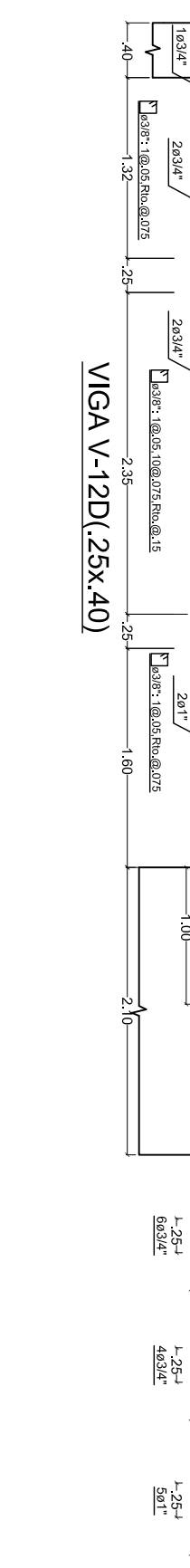
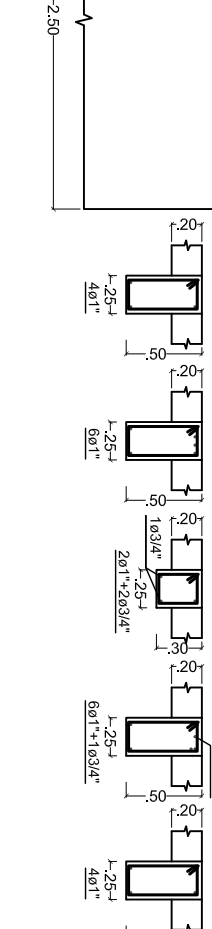
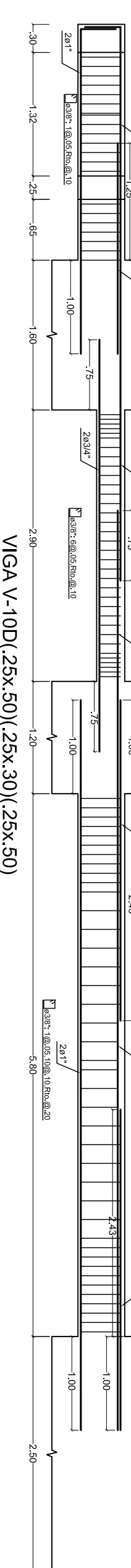
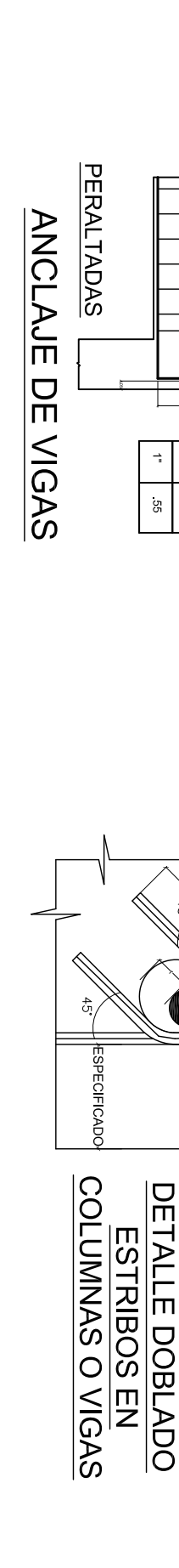
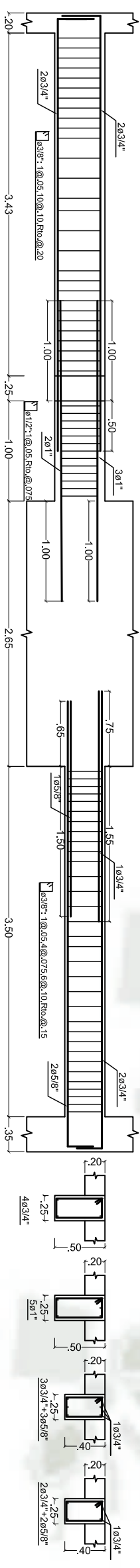
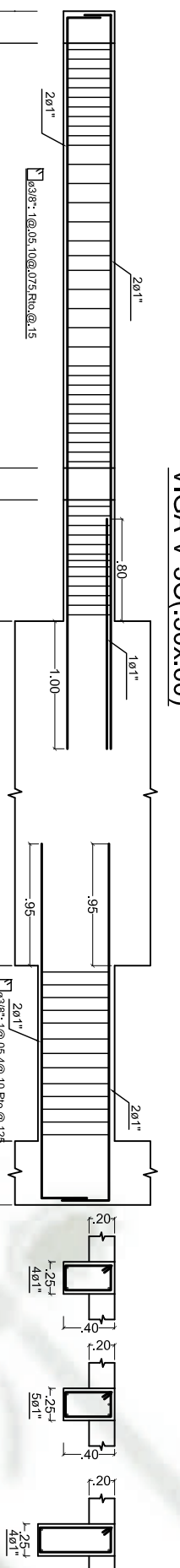
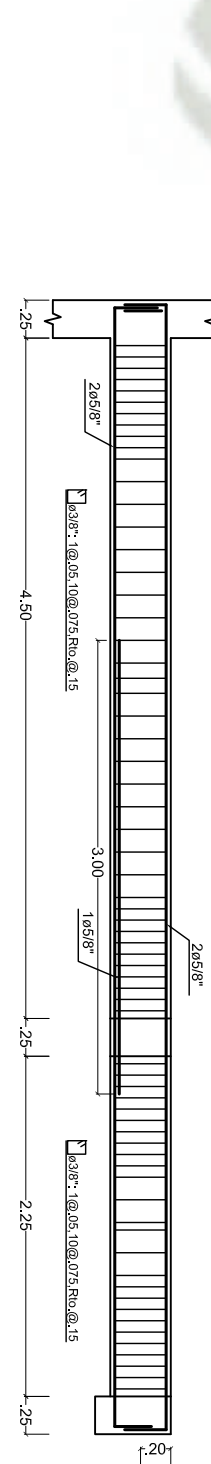
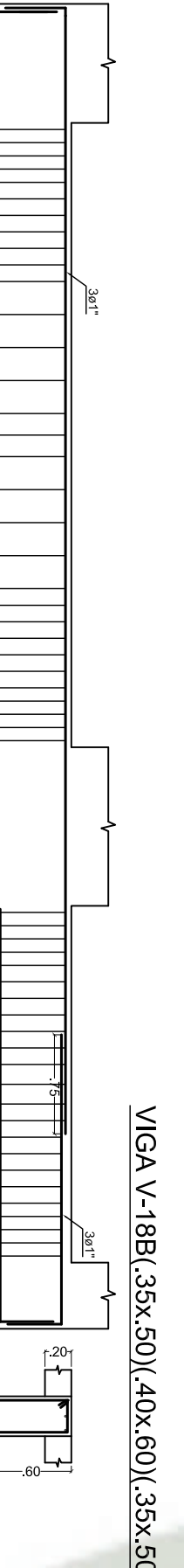
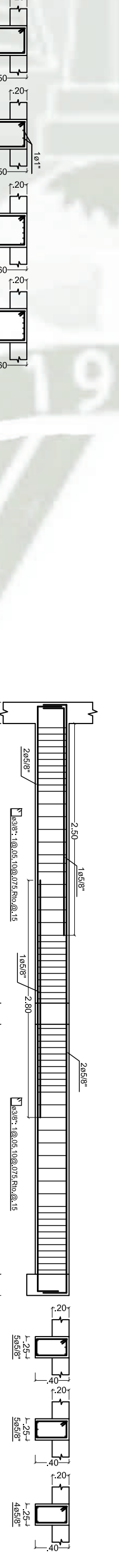
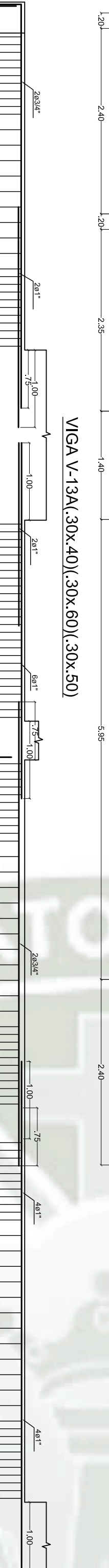
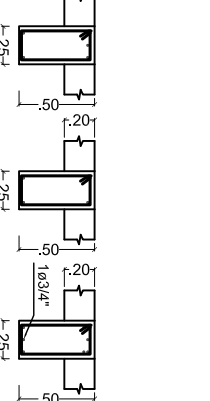
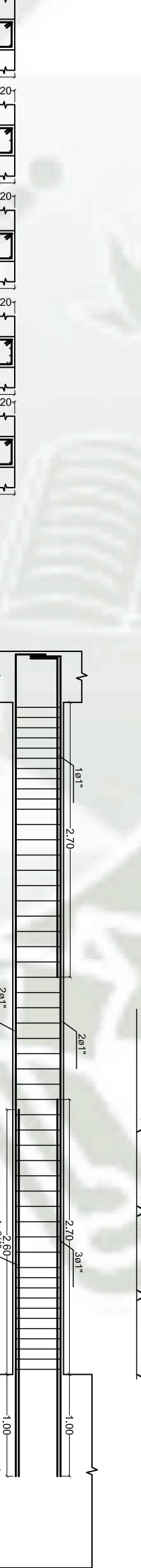
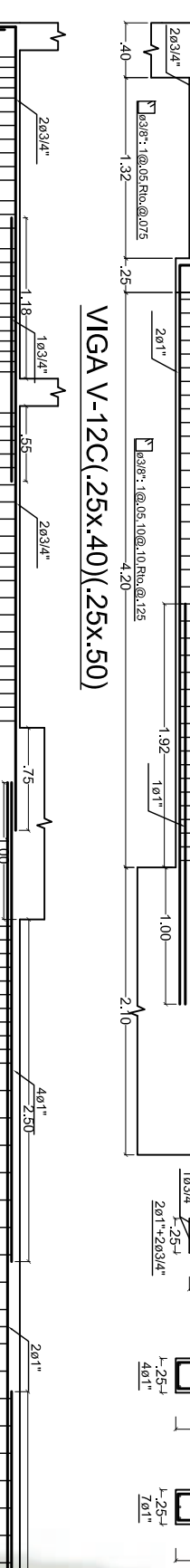
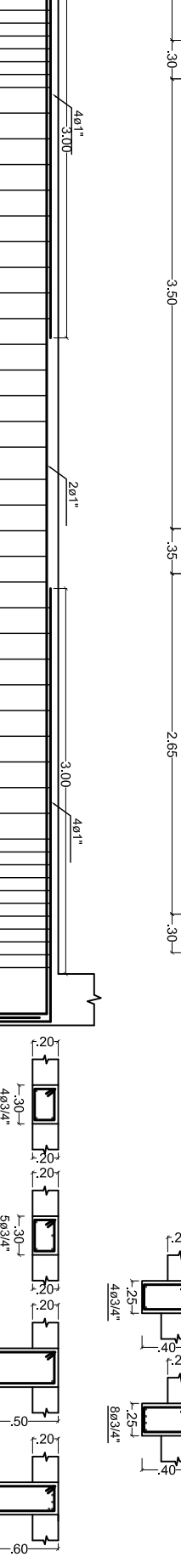
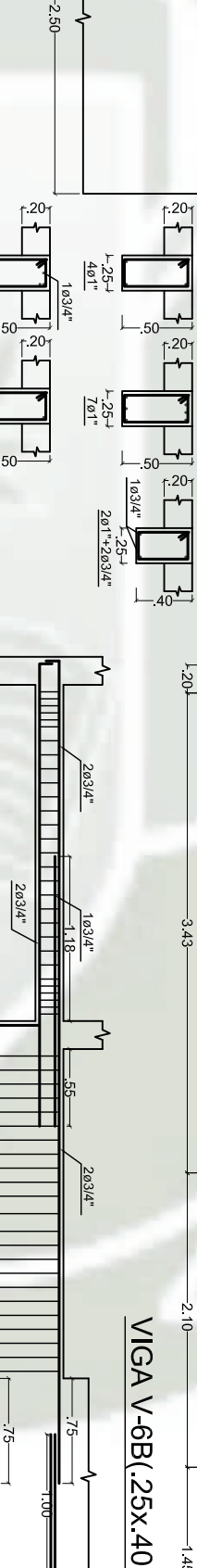
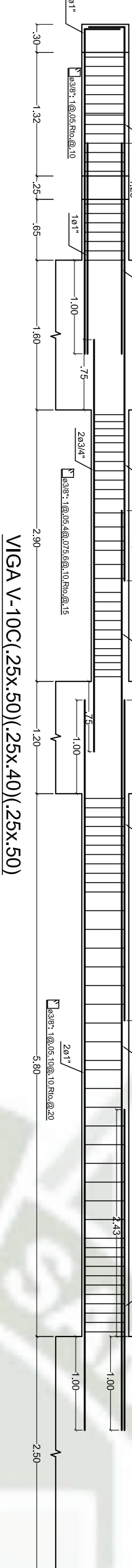
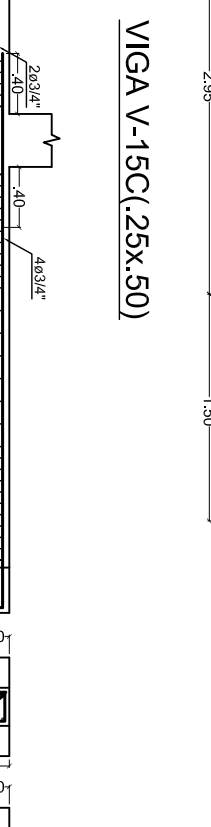
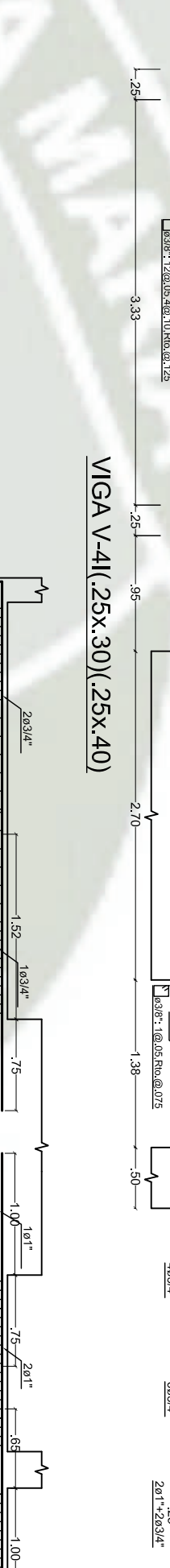
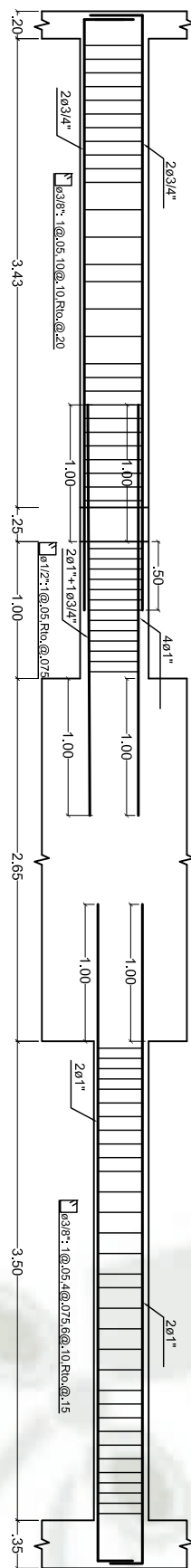
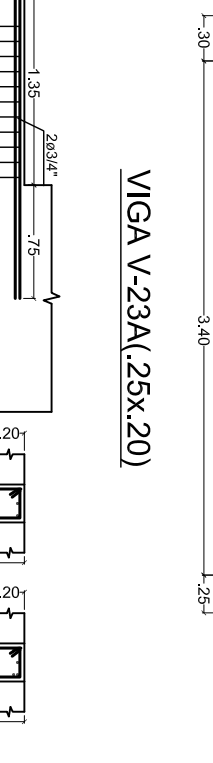
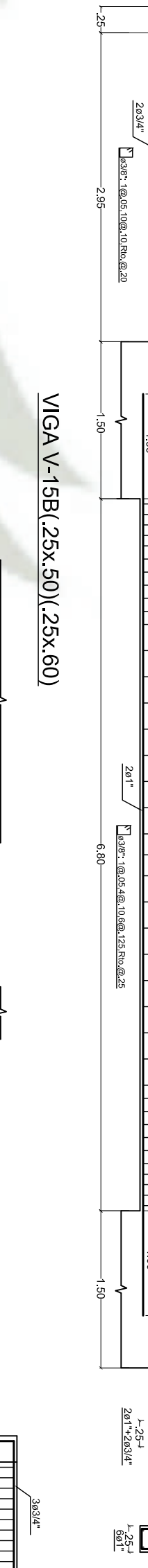
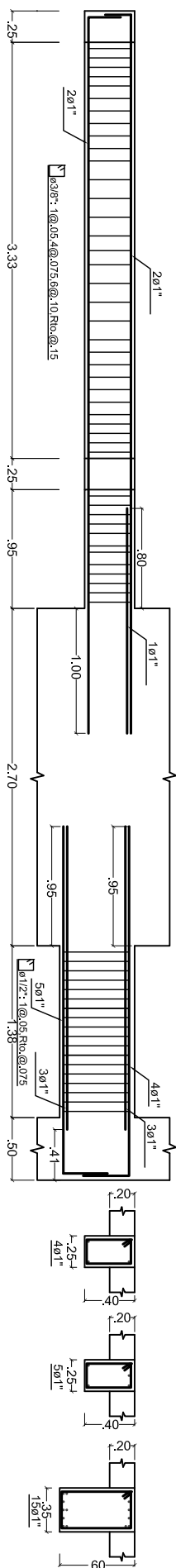
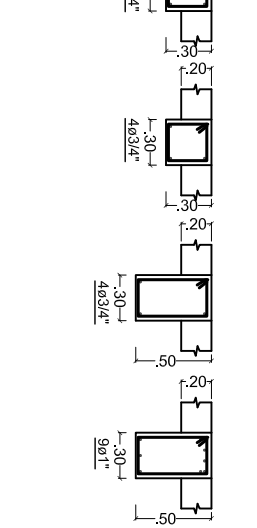
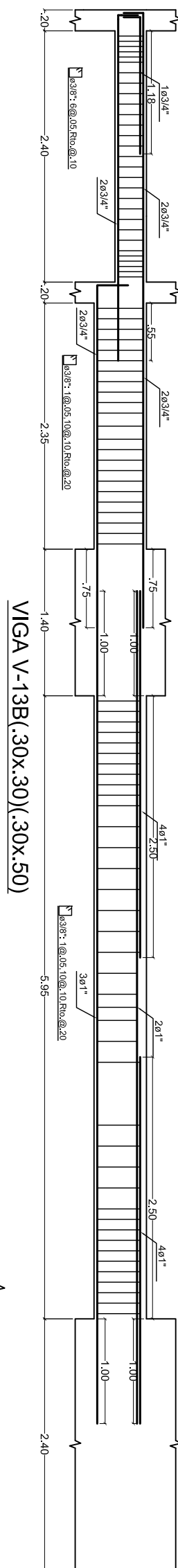
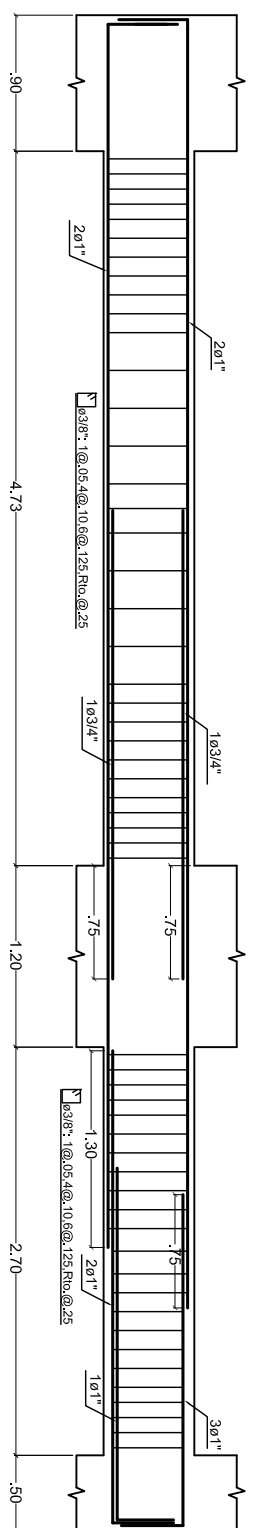
DETALLE DOBLADO			
Ø	l	a	
1/4"	2cm	8cm	
3/8"	3cm	13cm	

ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS

DETALLE ALIGERADO DE 25CM

DETALLE ALIGERADO DE 20CM

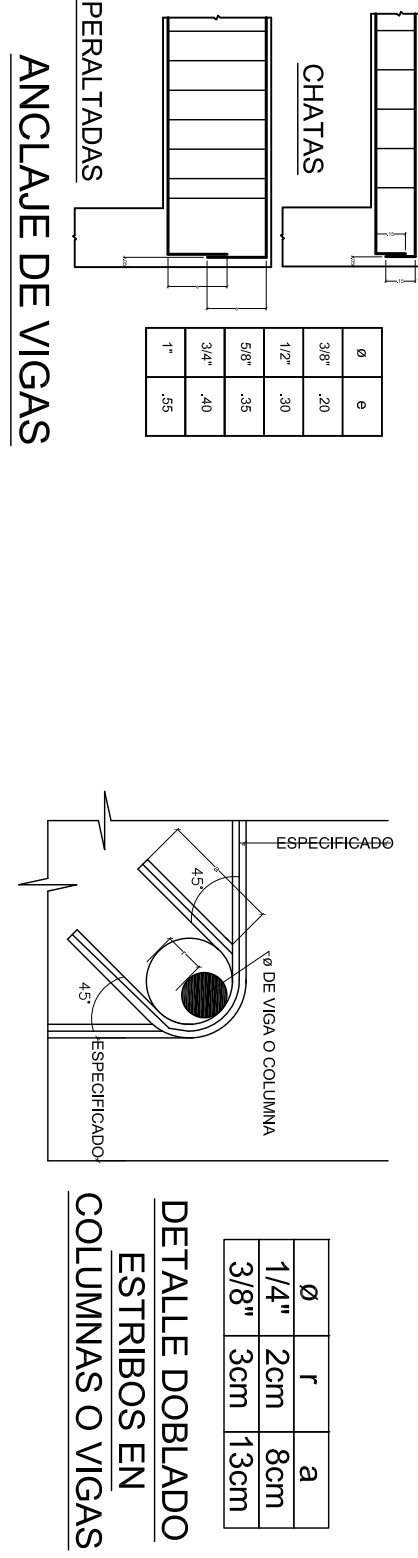
PROYECTO:		EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR	
TESISTAS		ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA	
UBICACION:		URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA	
PLANO:		DETALLES DE LAS VIGAS	
ASESOR:		MSc JORGE ROSAS ESPINOZA	
			
		FECHA: OCTUBRE 2020	



DETALLE ALIGERADO DE 25CM

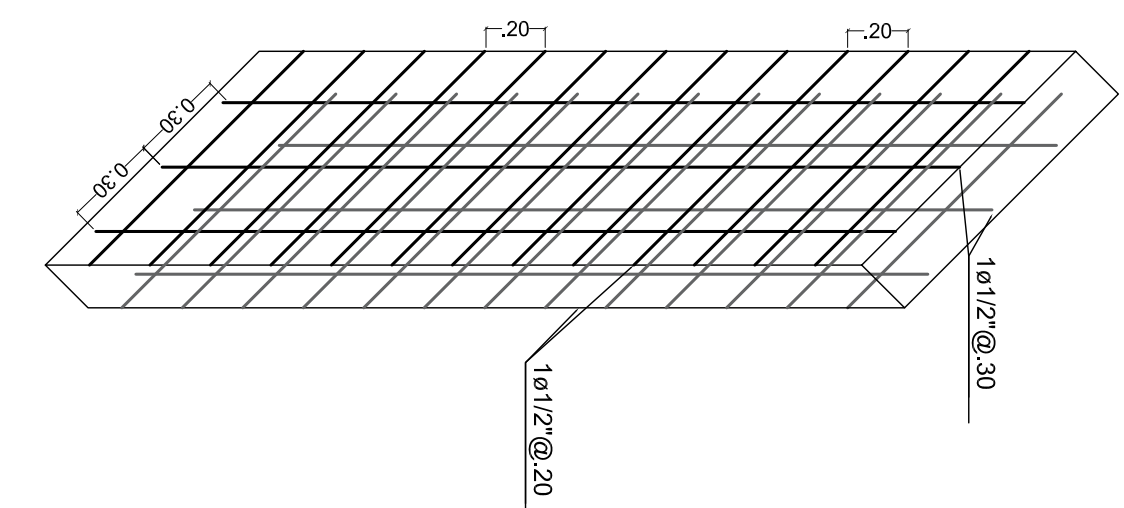
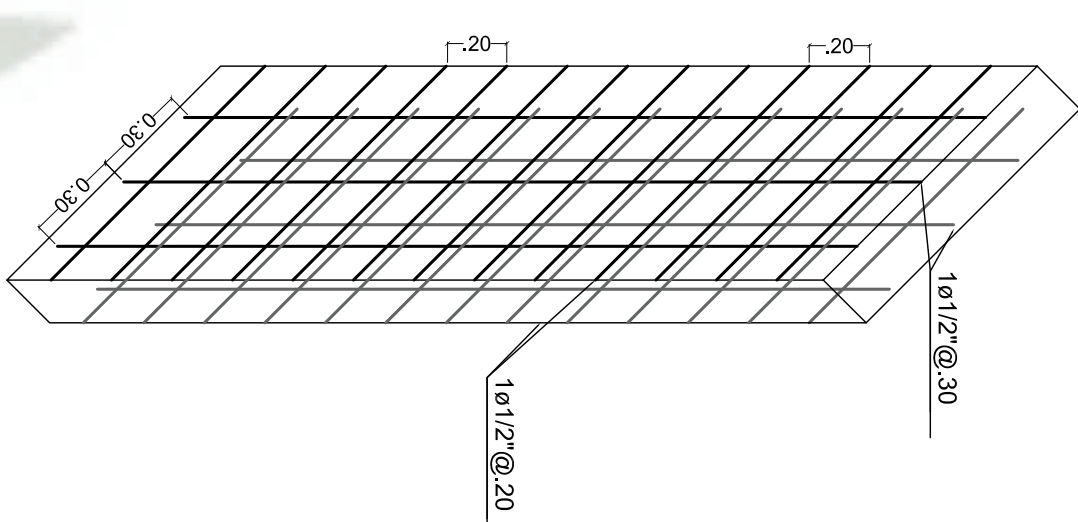
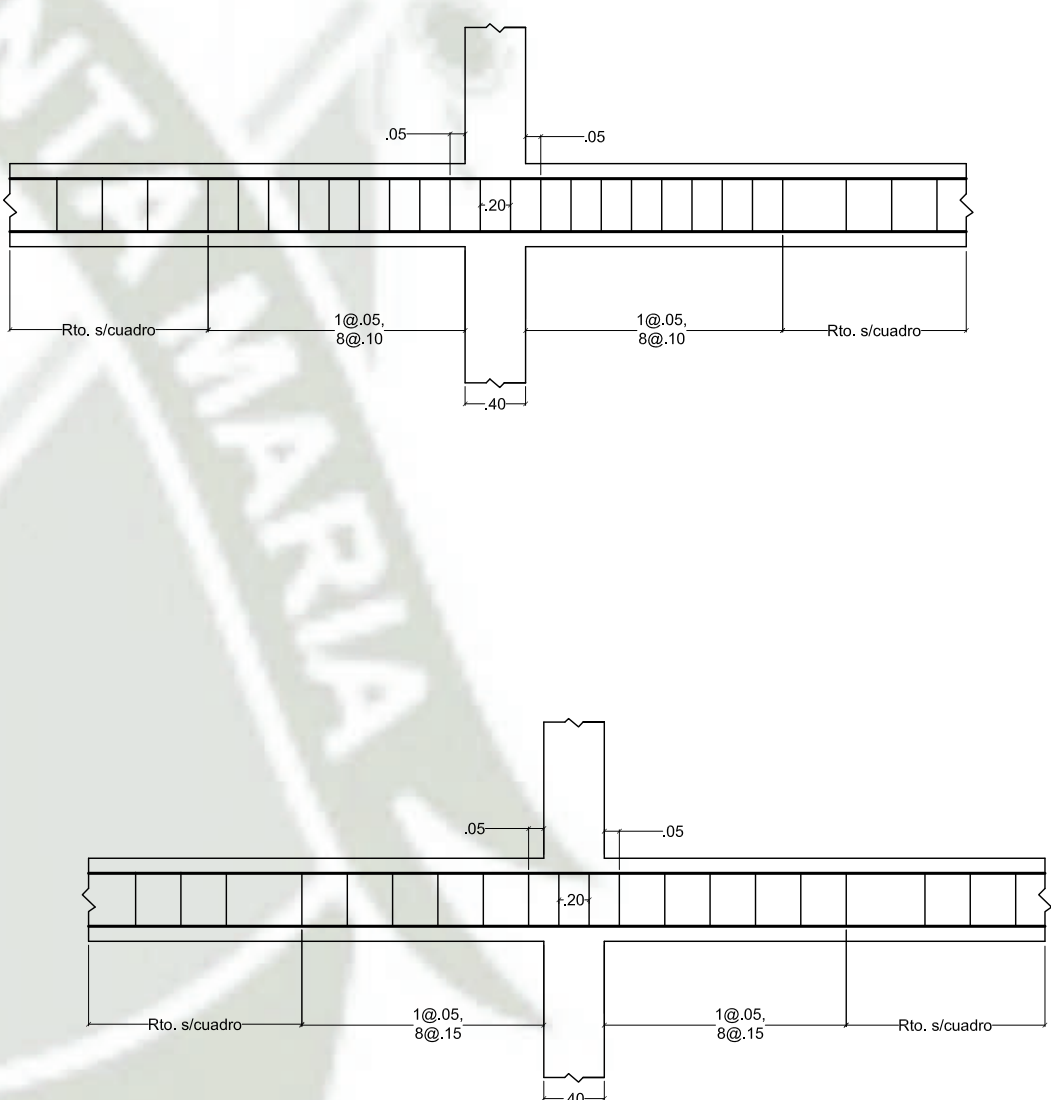
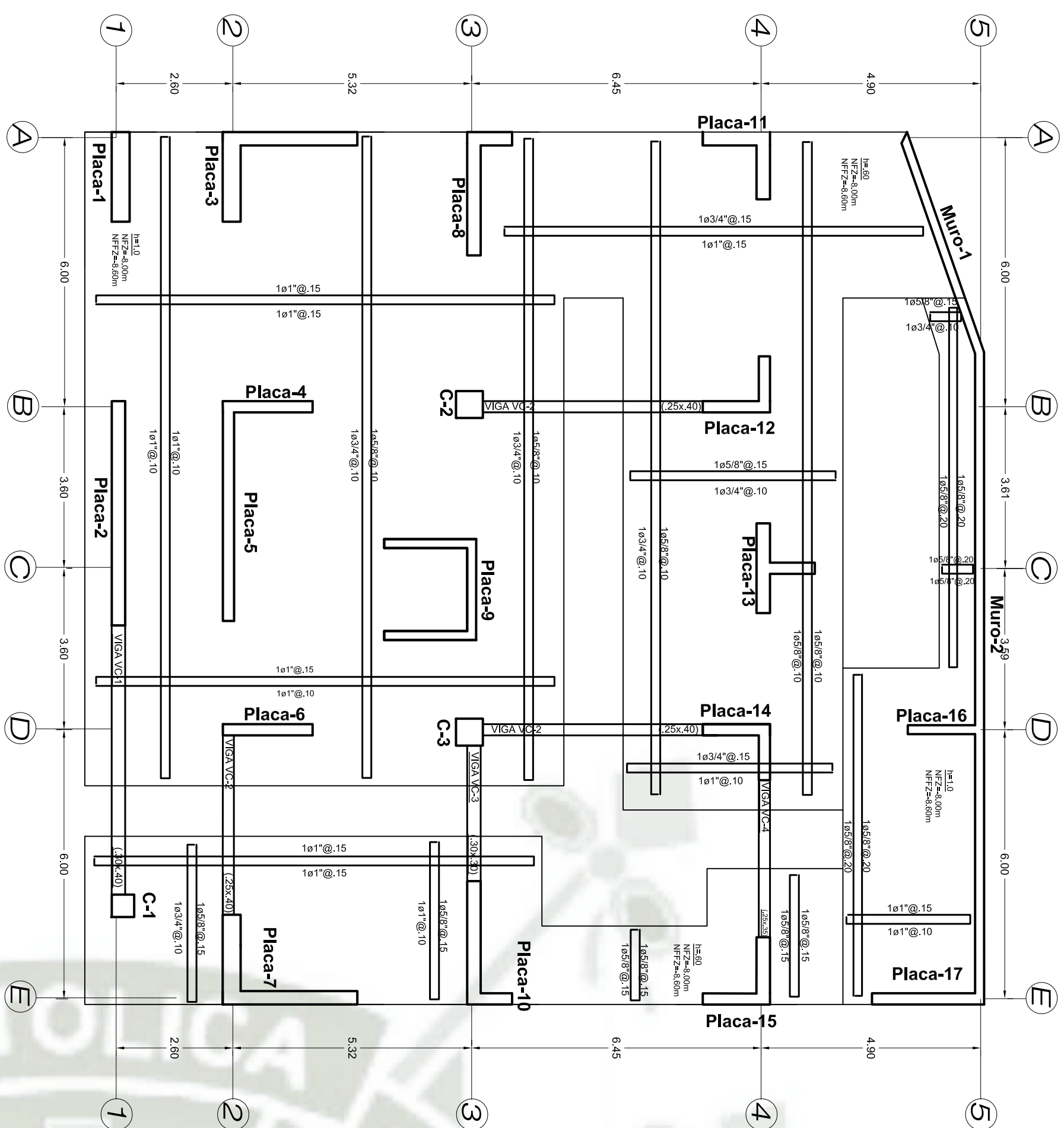
DETALLE ALIGERADO DE 20CM

VALORES DE m				
Ø	Relatorio inferior	H=50	H=70	Relatorio superior
3Ø"	40	40	46	
17Ø"	40	40	46	
16Ø"	50	46	80	
34Ø"	65	55	75	
1"	1.15	1.00	1.30	



PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR IRREGULAR		
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	DETALLES DE LAS VIGAS		
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA		FECHA: OCTUBRE 2020
			E-9

ANEXO C
Planos estructurales del edificio de planta regular



SISMO XX		SISMO X-Y	
Z=0.35	U=1.00	Z=0.35	U=1.00
S=1.15	Tp=0.6s	S=1.15	Tp=0.6s
T=2.0s		T=2.0s	
Sistema Estructural		Sistema Estructural	
Sismosensitividad:		Sismosensitividad:	
Muros de corte		Muros de corte	
C	$\alpha=2.5$	C	$\alpha=2.5$
Hn	=29.25 m	Hn	=29.25 m
Ch	=29.25 m	Ch	=29.25 m
Cr	=60.96 s	Cr	=60.96 s
R	=4.0	R	=4.0
VEK	=64.5 T	VEK	=64.5 T
VDK	=60.05 Ton	VDK	=60.05 Ton
Audífono mtelem	=1.67 Ton	Audífono mtelem	=1.67 Ton
Relativo	=0.005	Relativo	=0.0045

ESTUDIO DE SUELOS
 (TZ, Alisadas) = 2,23 kg/cm²
 (TZ, Corridas) = 2,23 kg/cm²
 (TZ, Corridas) = 1,76 kg/cm²
 Profundidad de Desplante
 Dmtr. (Zapatas) = 1,50 m
 Asentamiento inmediato Zapatas = 0,30 cm
TIPO DE CIMENTACIONES
 - Cimientos Corridos
 - Zapatas Alisadas
 - Zapatas Corridas
ESTRATO DE APOYO
 Arena (fina de consistencia y humedad media, con presencia de grava y fragmentos de pomez,

E-707 ALBAMINERIA
E-698 CONCRETO ARMADO
E-699 SUELOS Y CIMENTACIONES
E-700 SUSPENSIONES
E-701 PINTURAS
E-702 CARPINTERIA
E-703 ACABADOS DE PUERTE
E-704 BANCOS
E-705 MANTENIMIENTO
E-706 REPARACIONES
E-707 ALBAMINERIA

ENCUENTRO
DE COLUMNA C2 Y C3 HASTA
EL 6TO PISO. C1 HASTA EL
3ER PISO ESC:1/50

ENCUENTRO
DE COLUMNA C2 Y C3 DESDE
EL 6TO PISO A LA AZOTEA. C1
DESDE EL 4TO PISO A LA
AZOTEA ESC:1/50

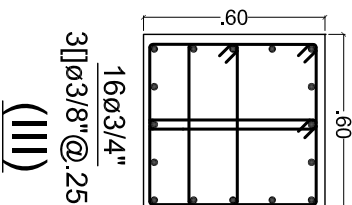
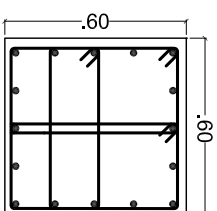
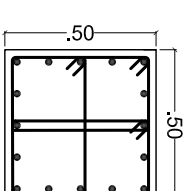
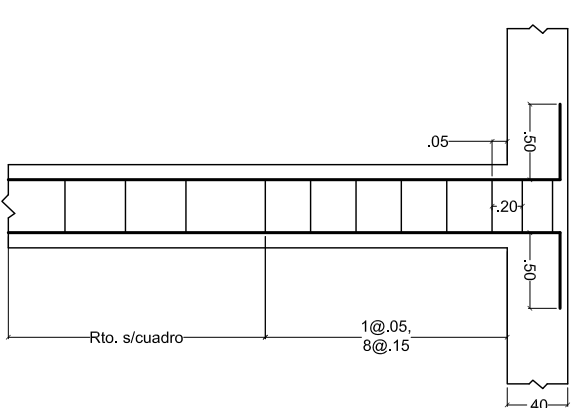
ARMADO DE ACERO
MURO DE CONTENCIÓN
1m DE MURO

ARMADO DE ACERO
MURO DE CONTENCIÓN
1m DE MURO

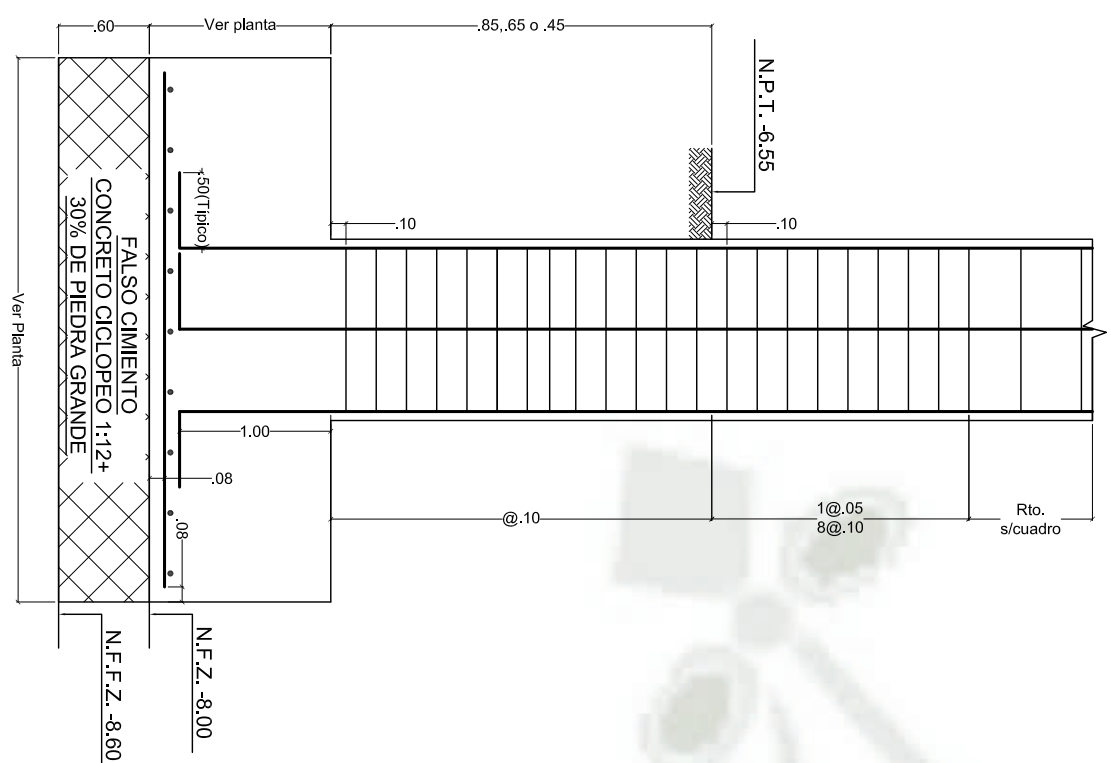
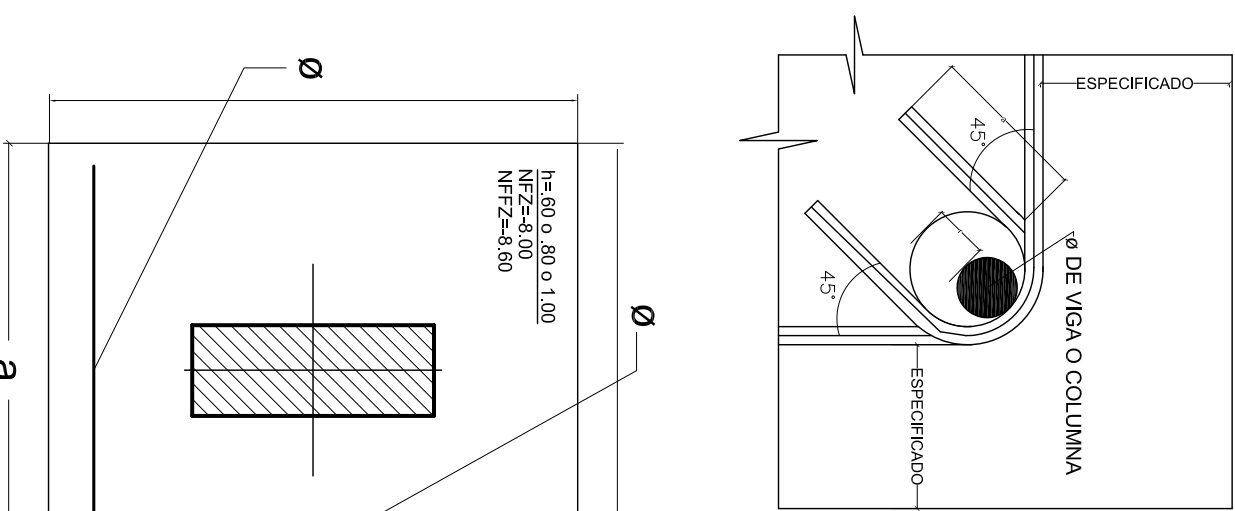
CUADRO DE COLUMNAS			
NIVEL	C-1	C-2	C-3
-2°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
-1°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
0°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
1°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
2°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
3°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
4°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
5°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
6°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
7°	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)
Azotea	1640° (I)	1640° (II)	1640° (III)

Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

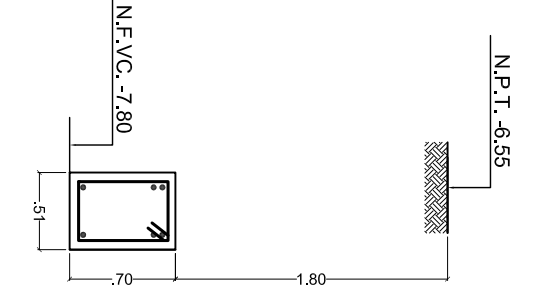
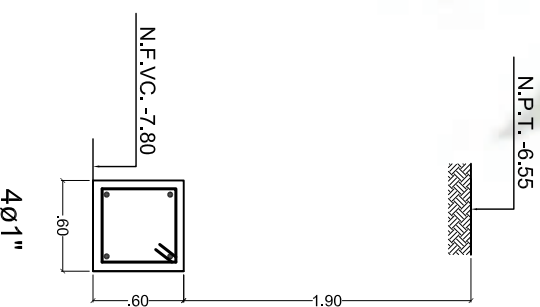
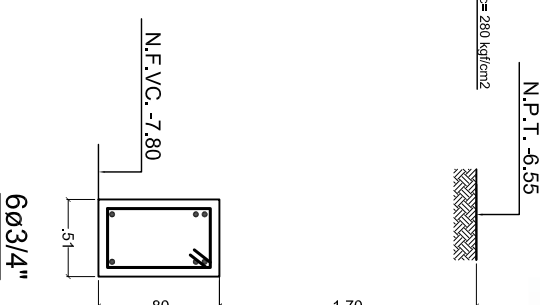
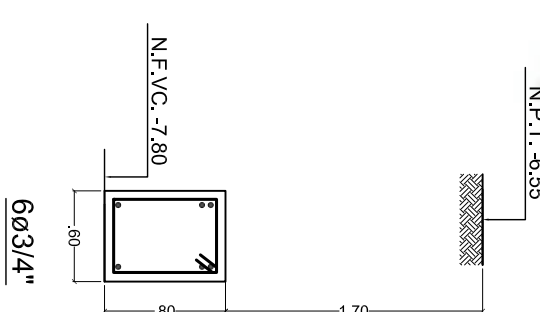
DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



CIMENTACION



DETALLE DE ZAPATAS



MURO-1



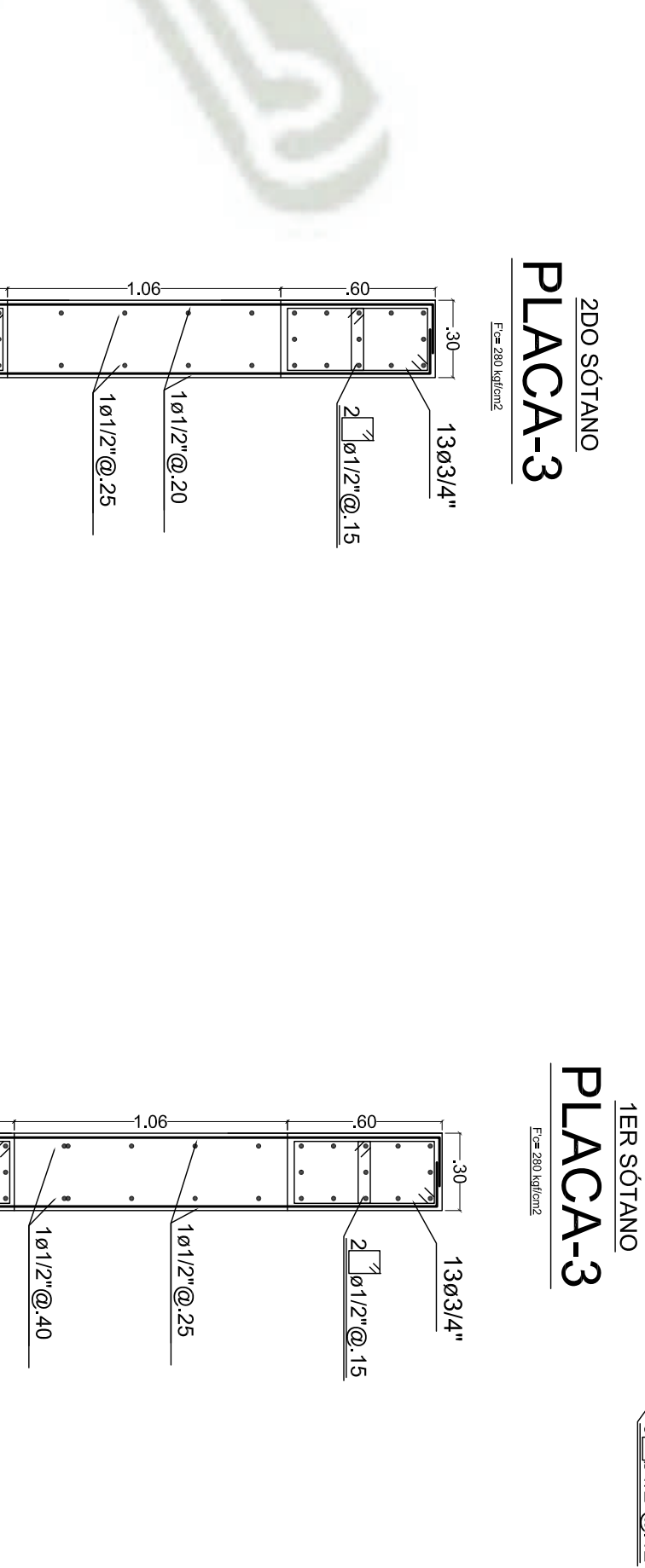
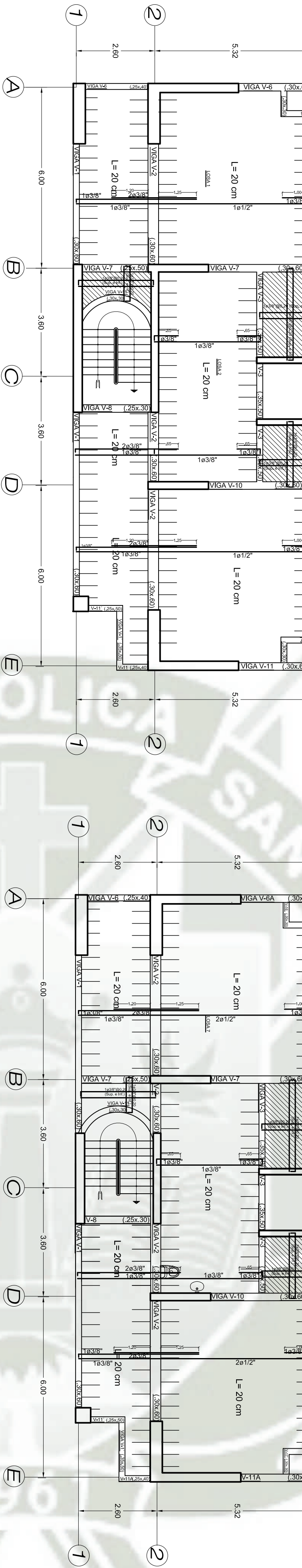
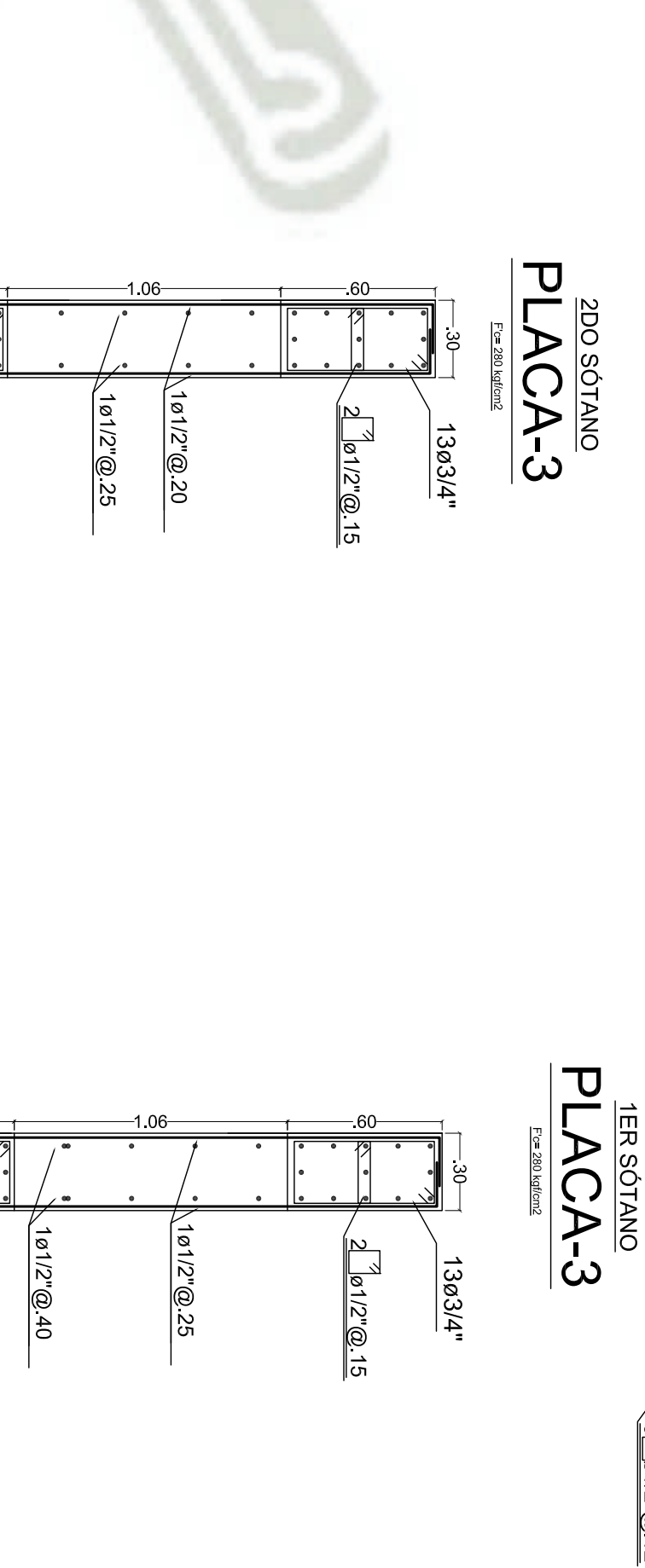
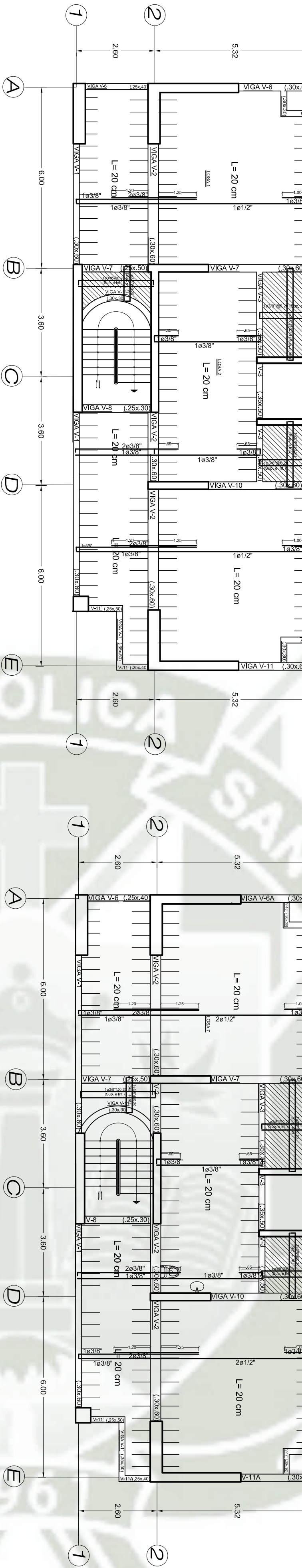
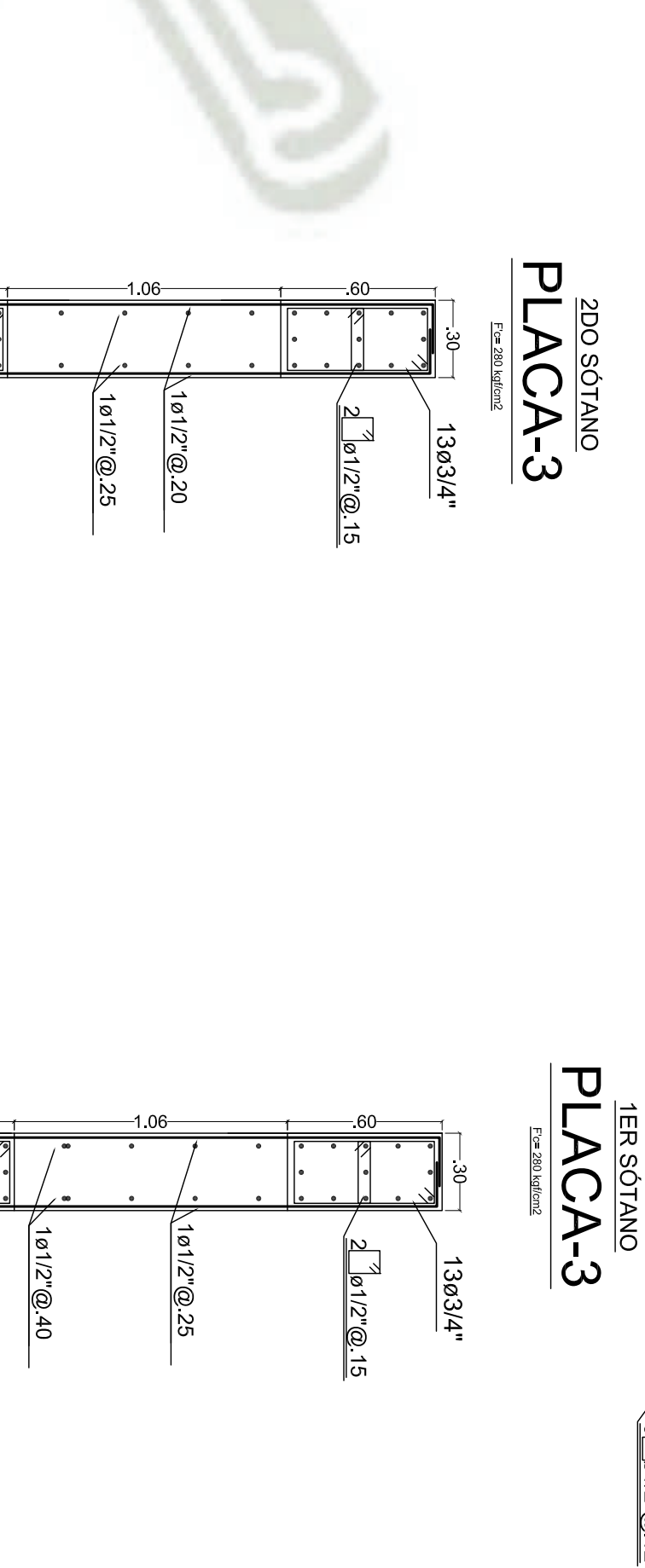
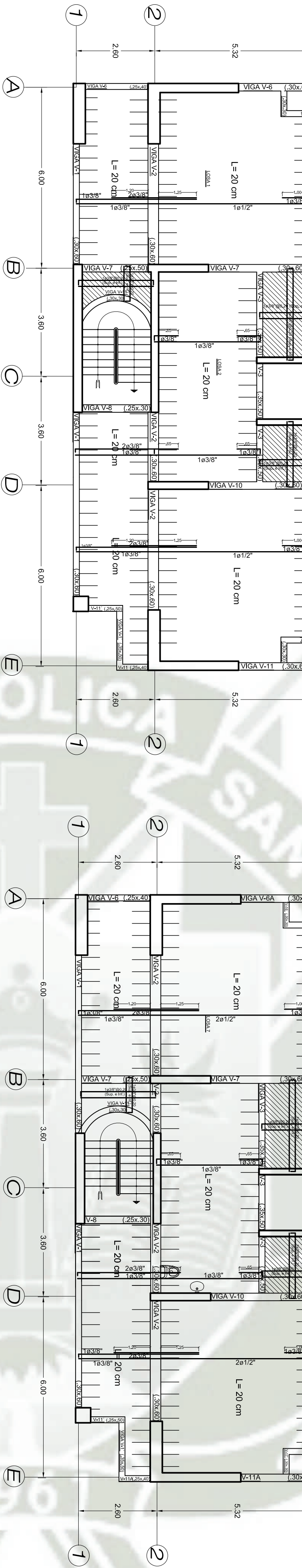
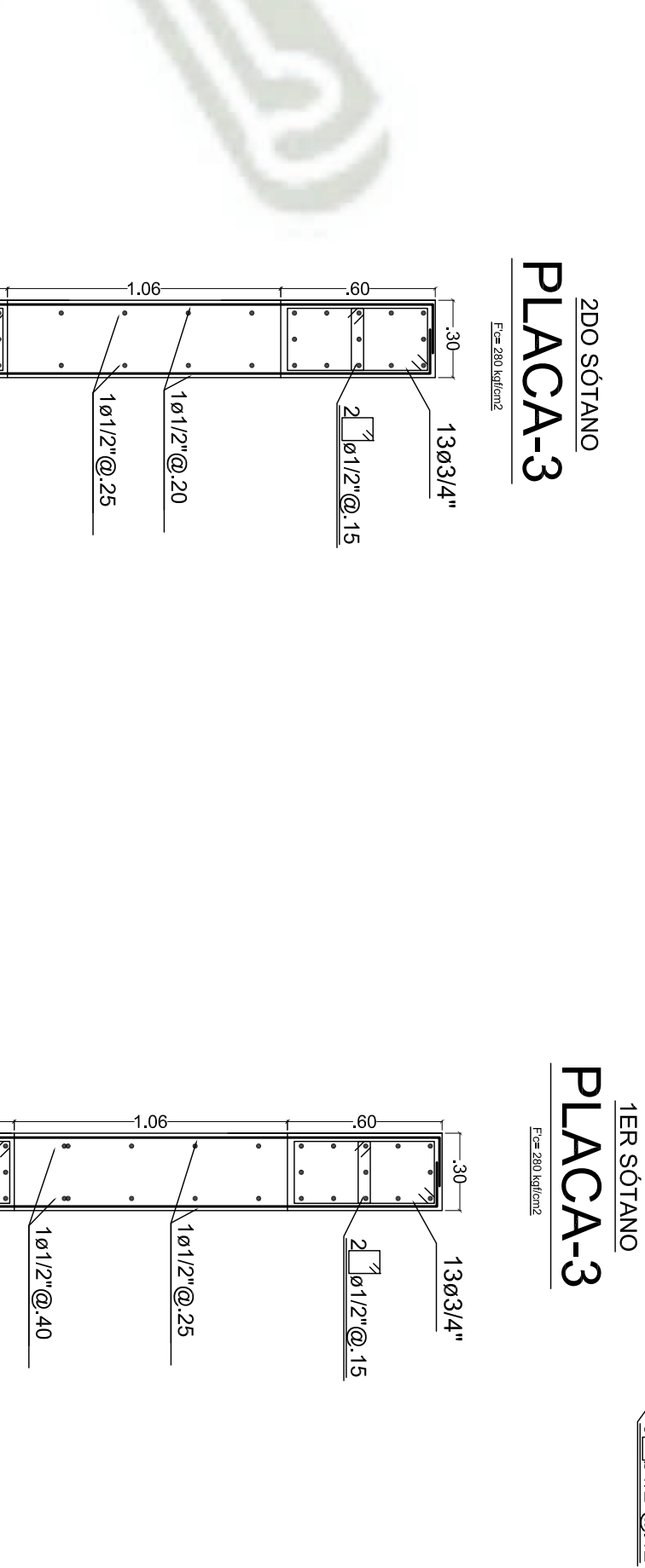
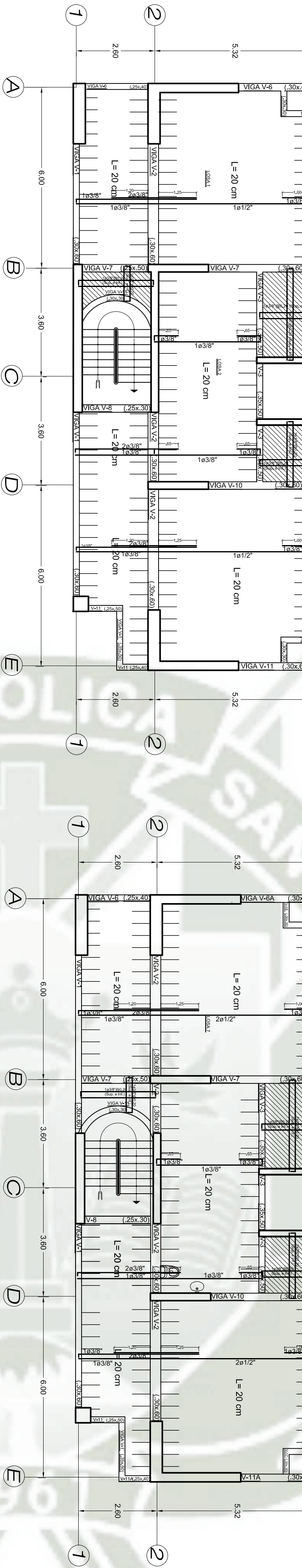
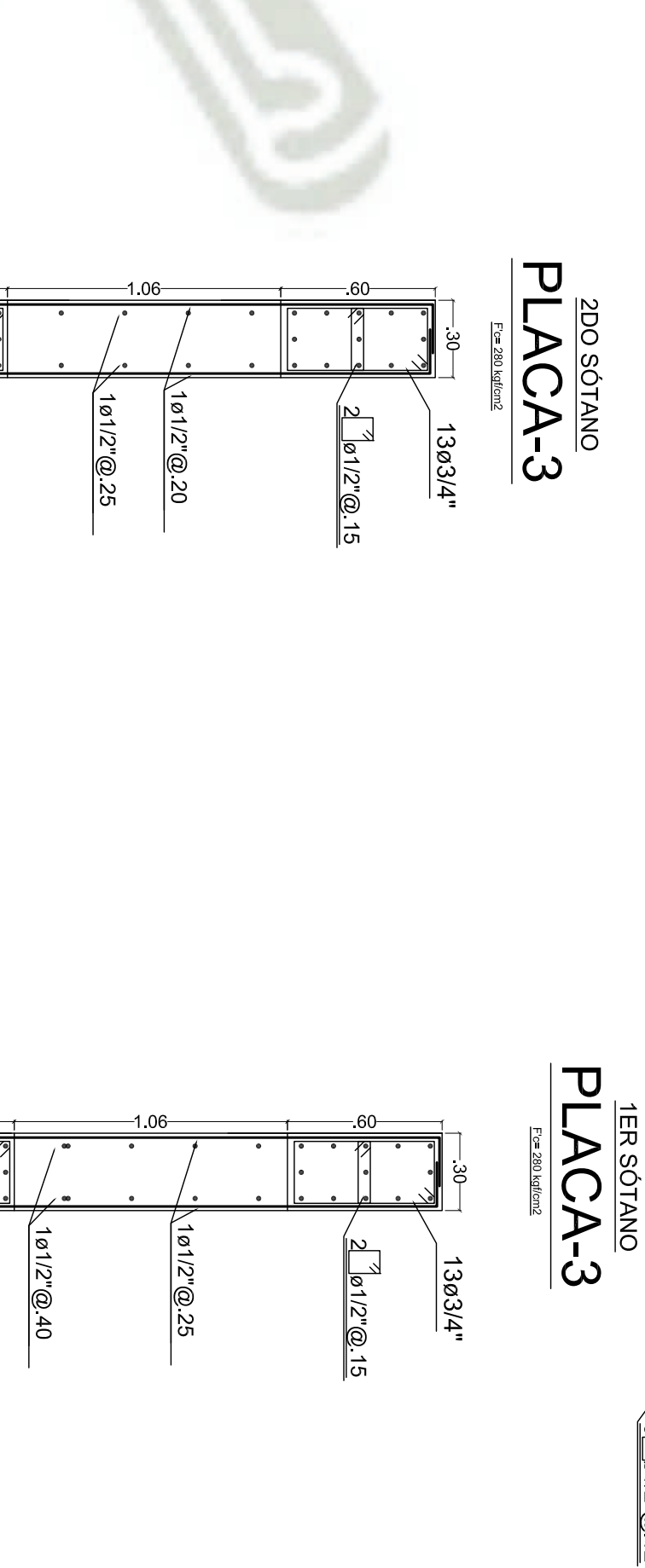
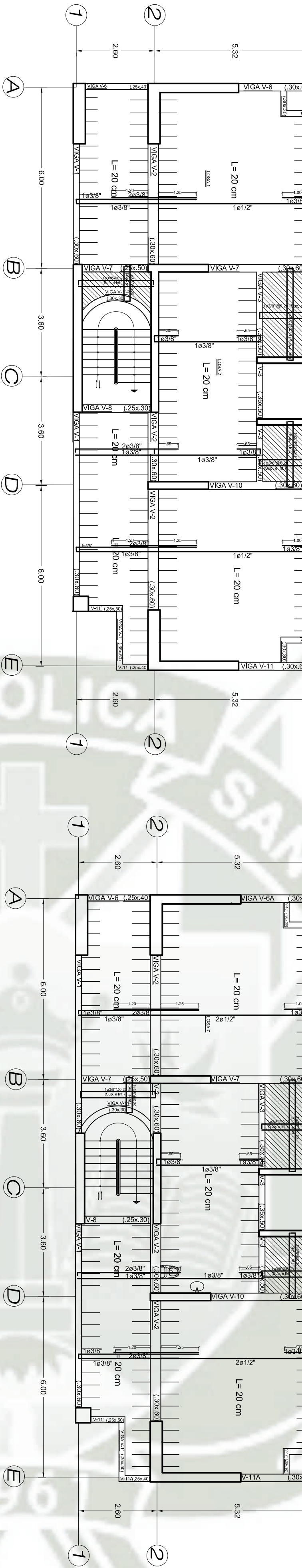
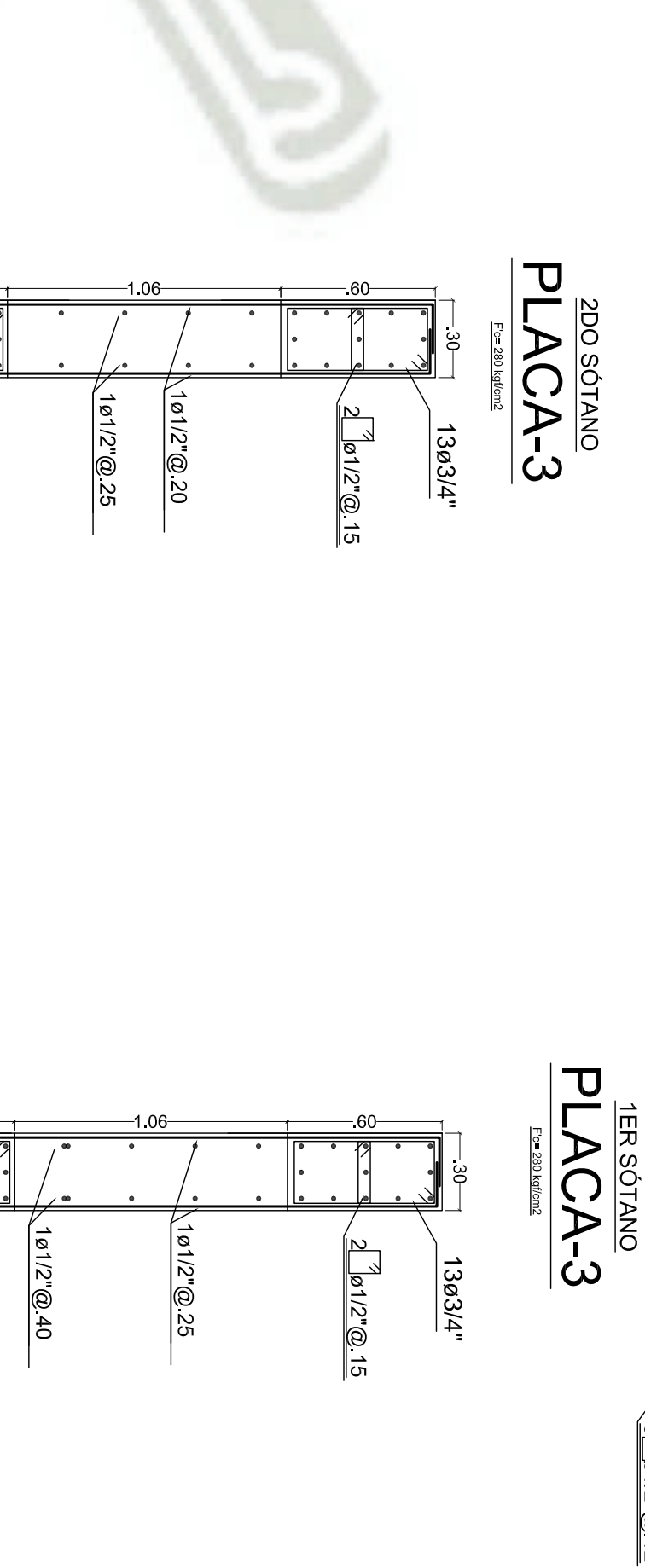
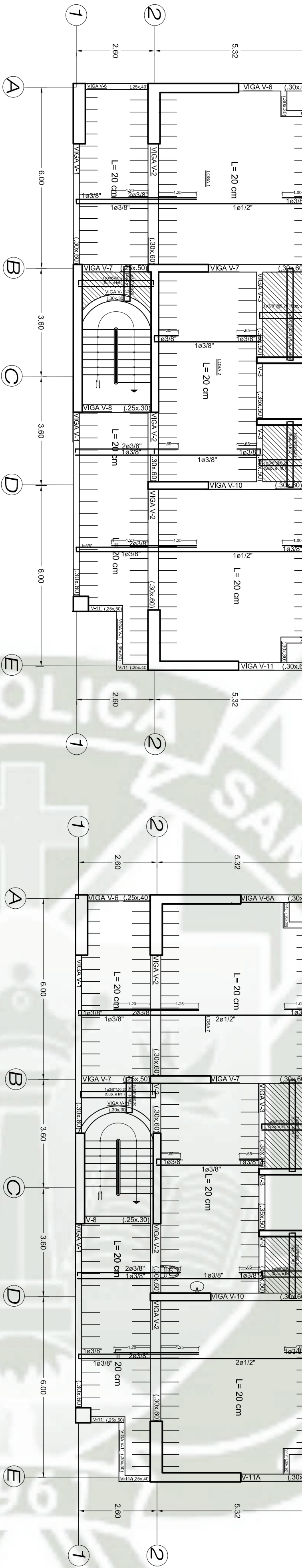
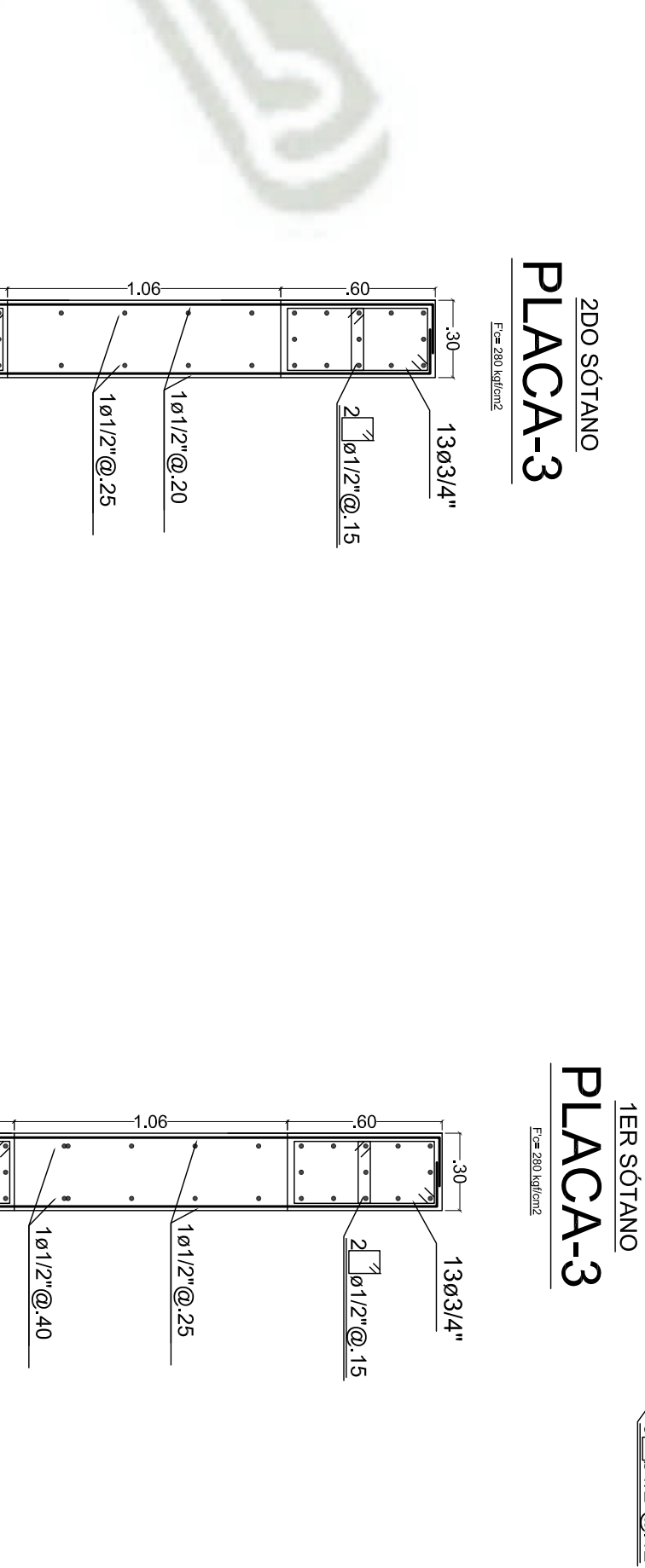
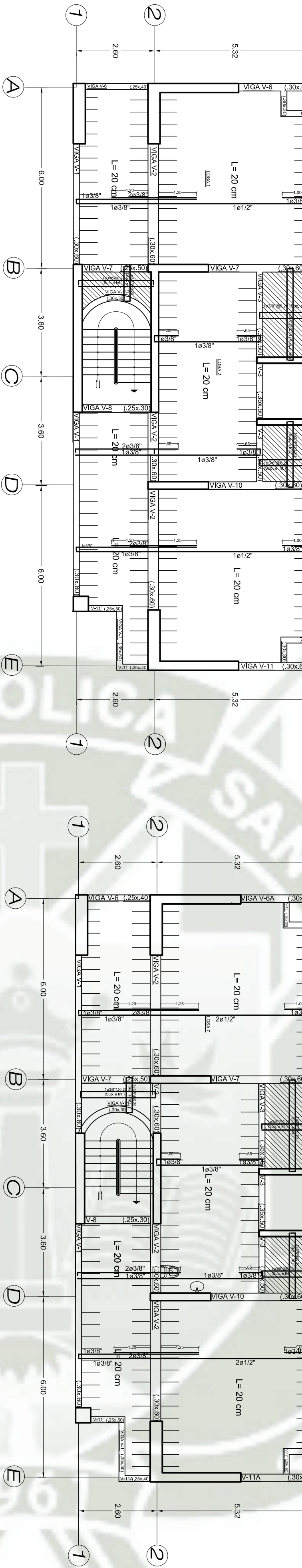
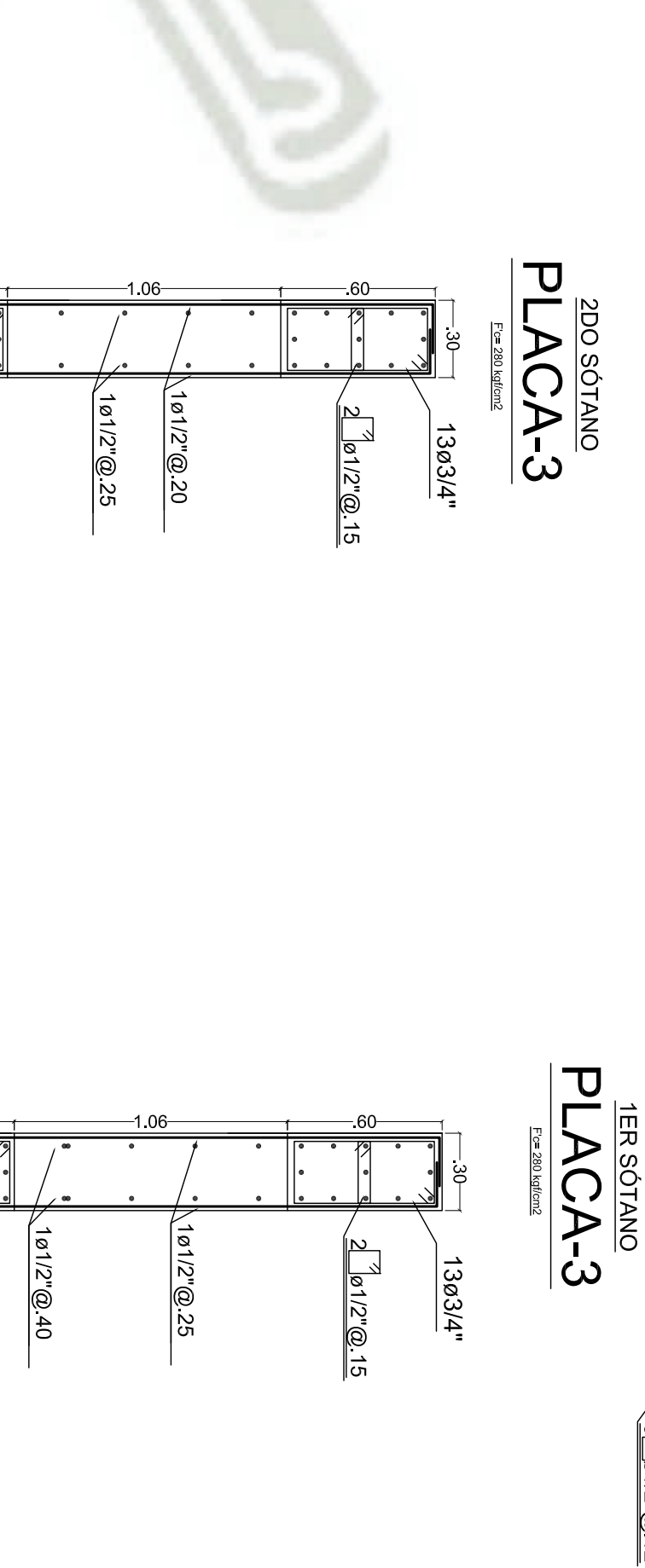
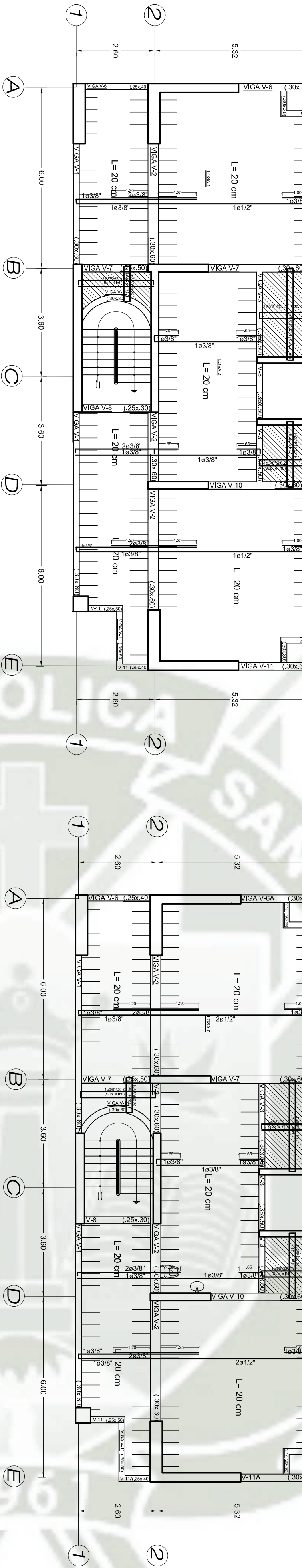
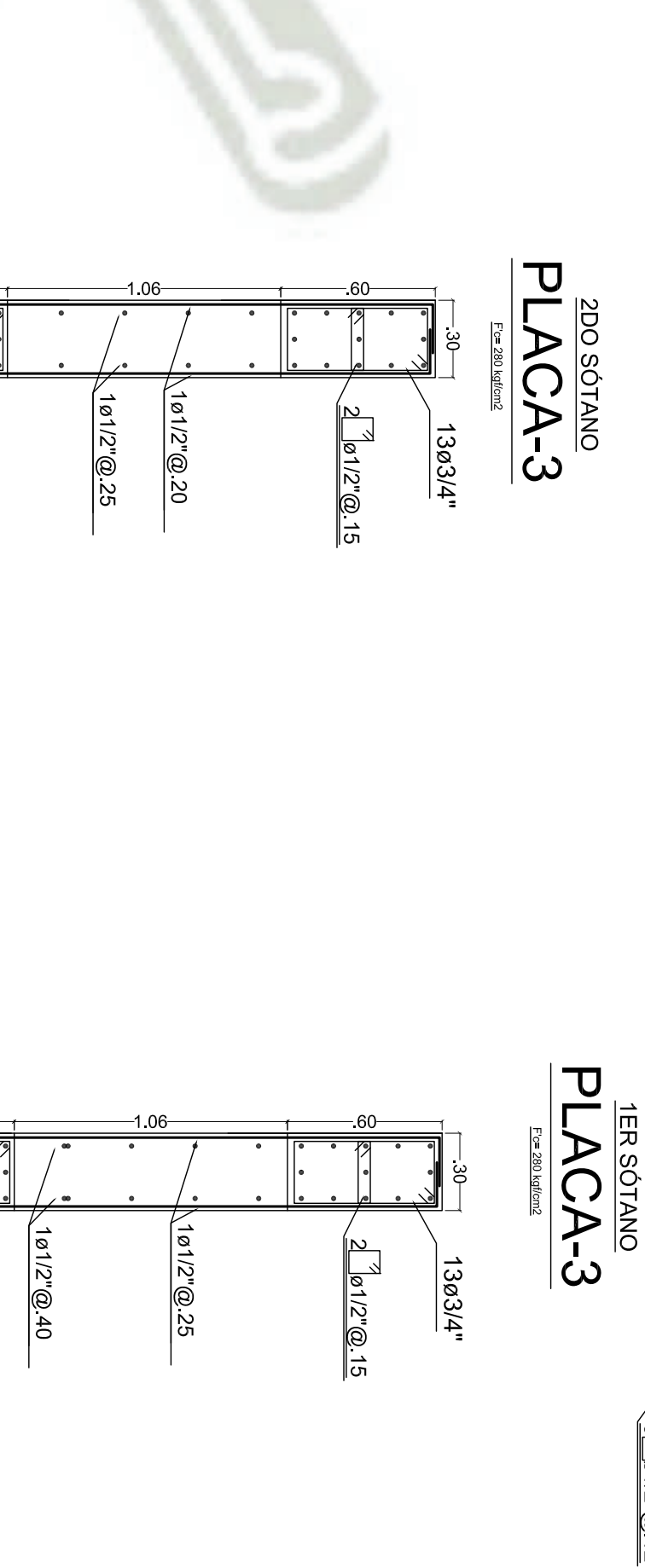
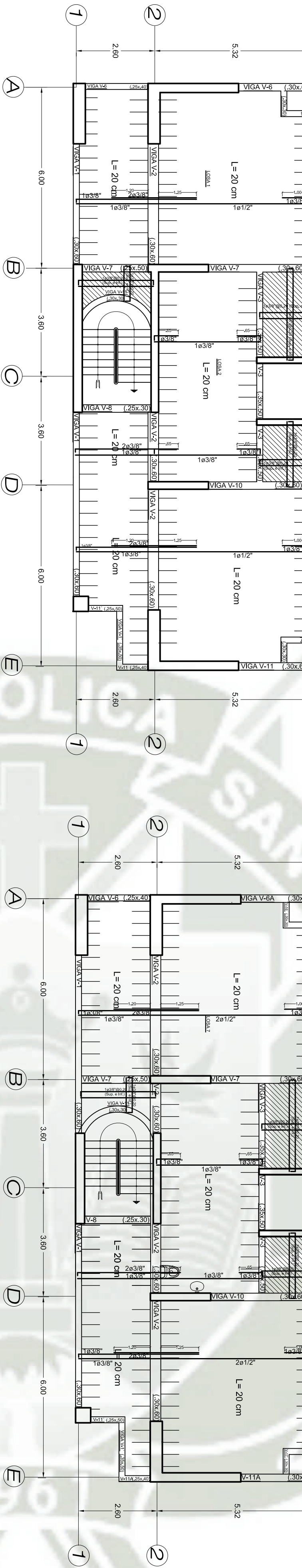
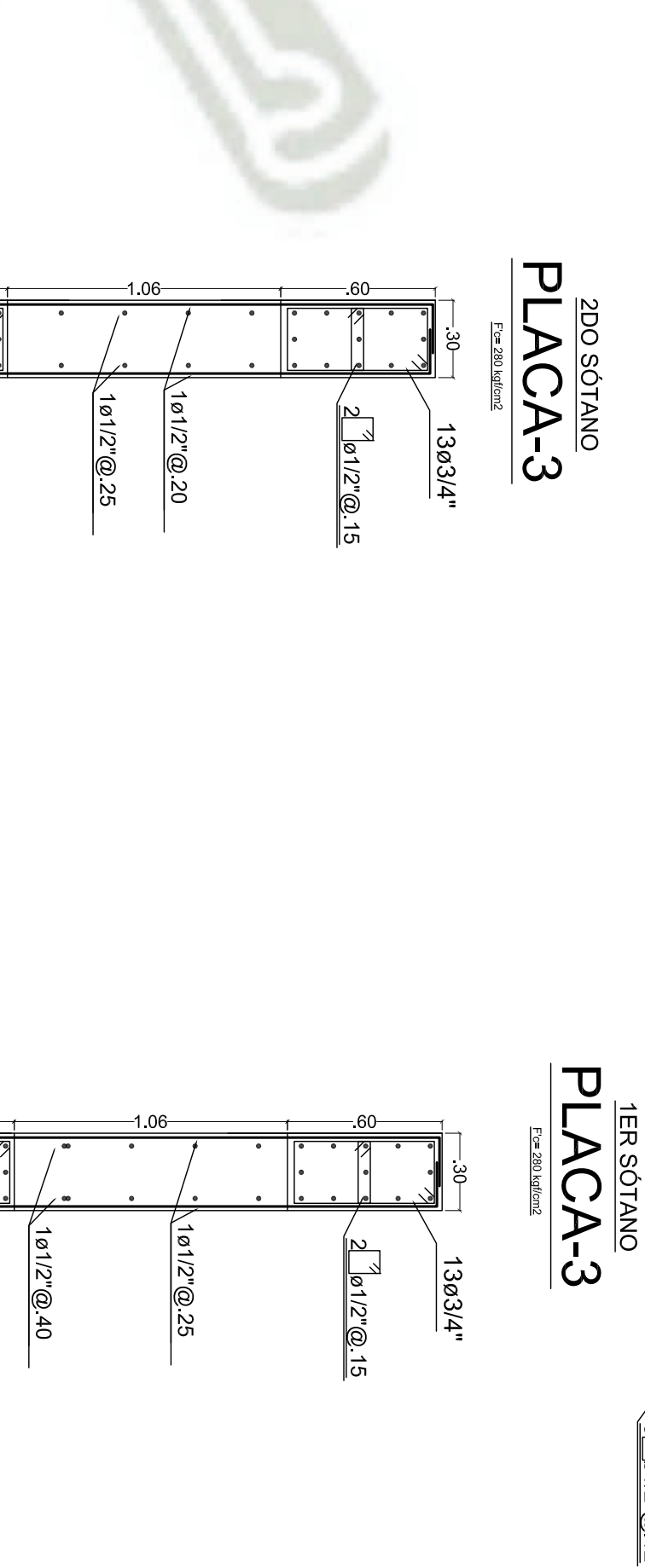
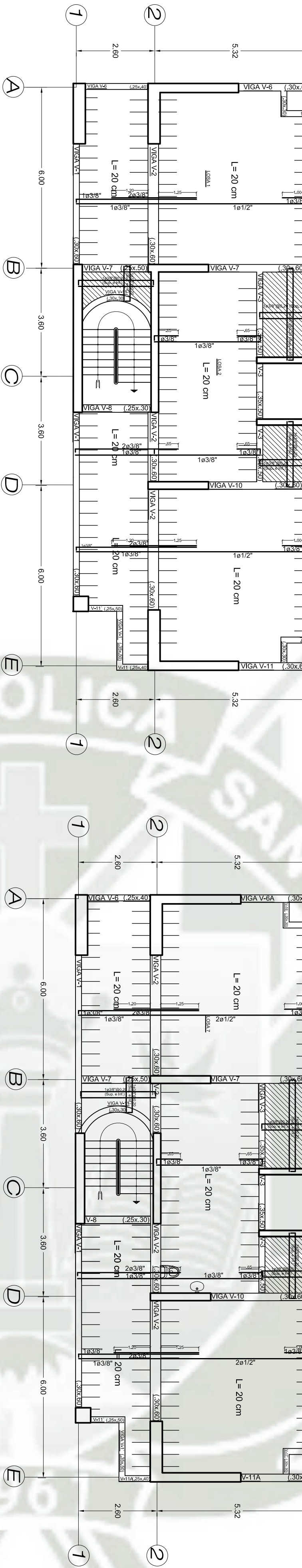
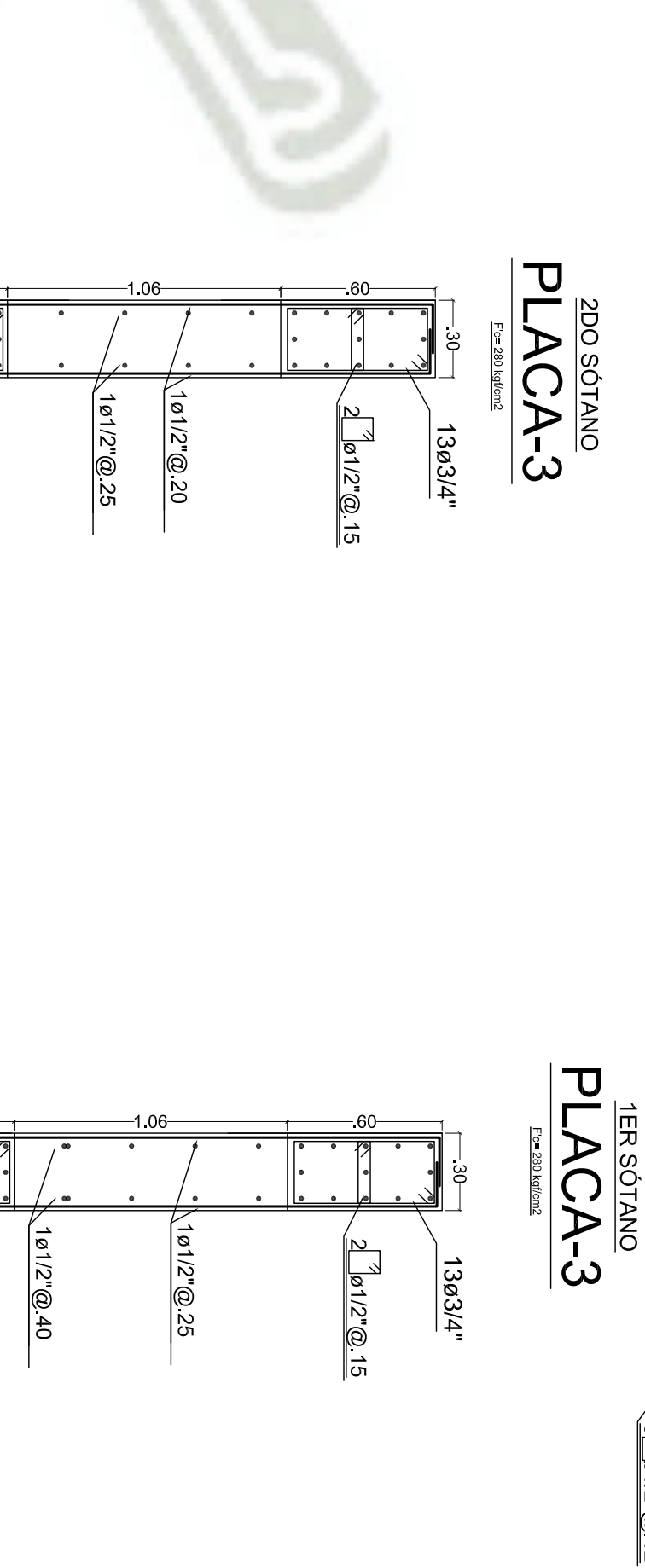
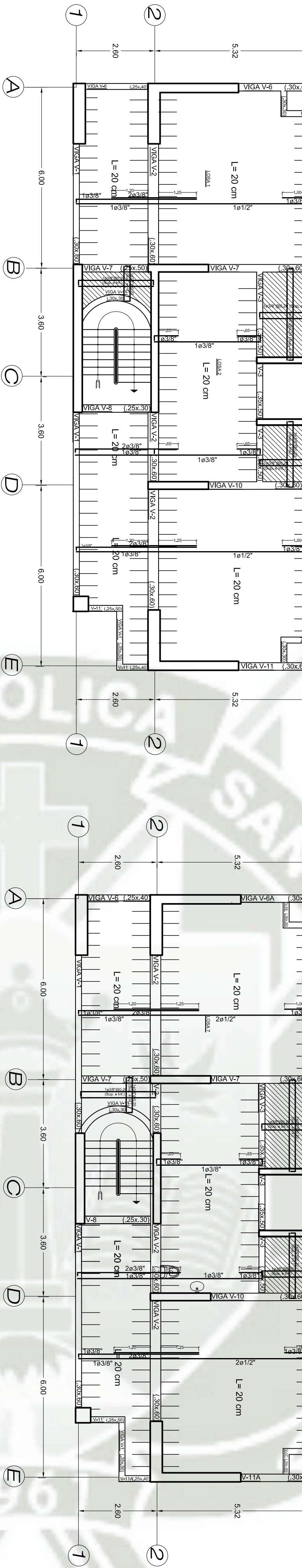
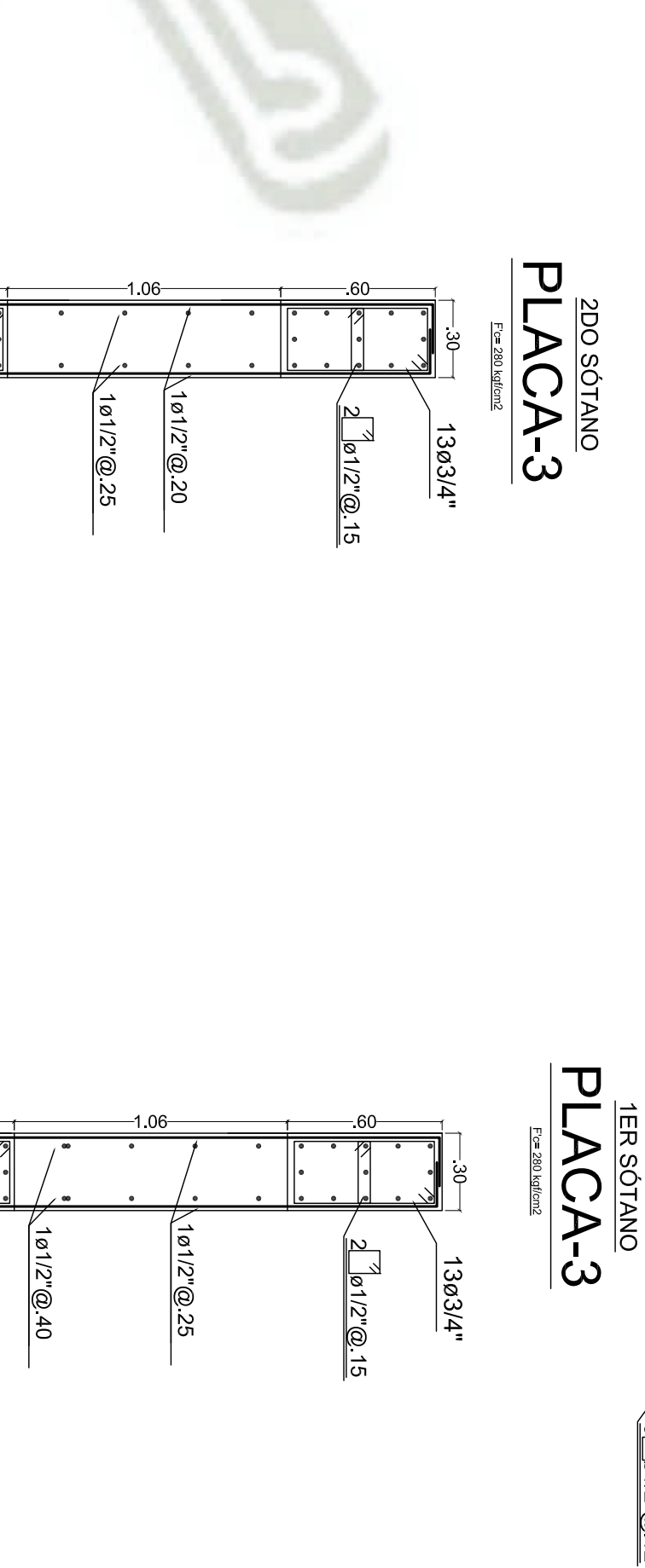
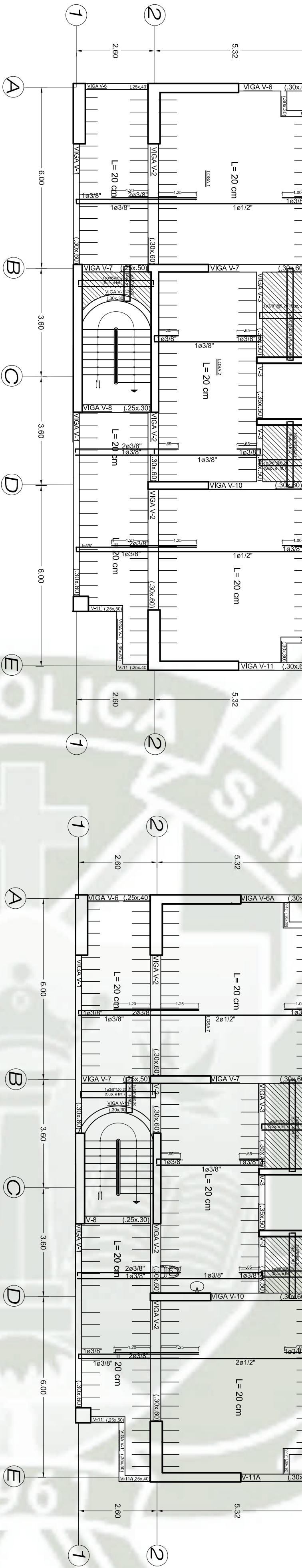
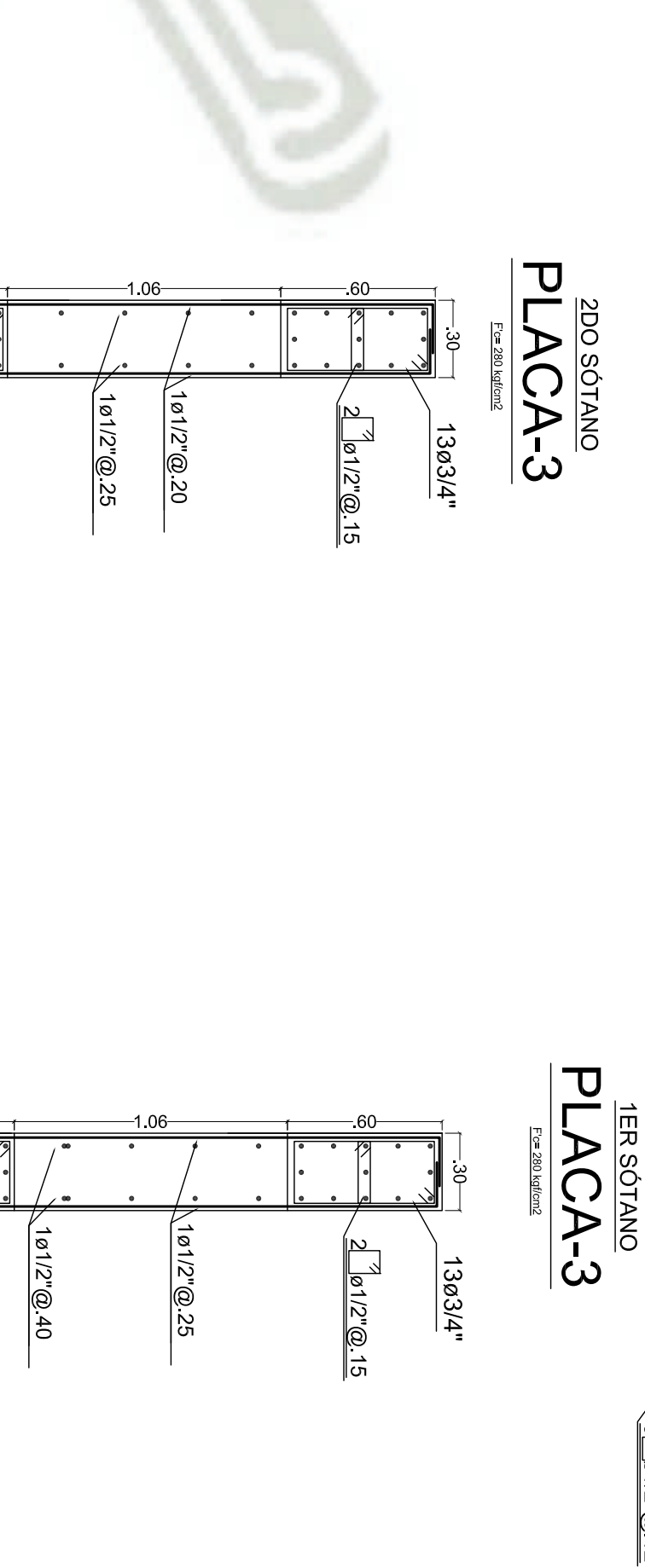
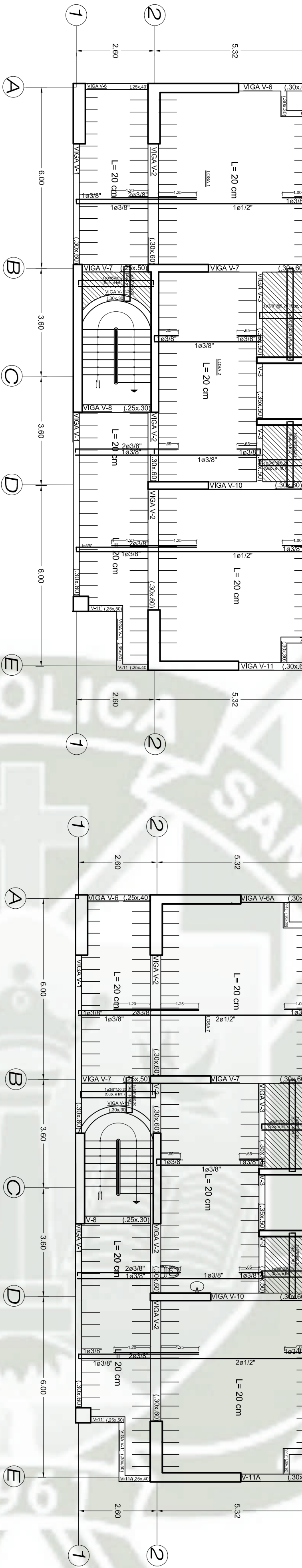
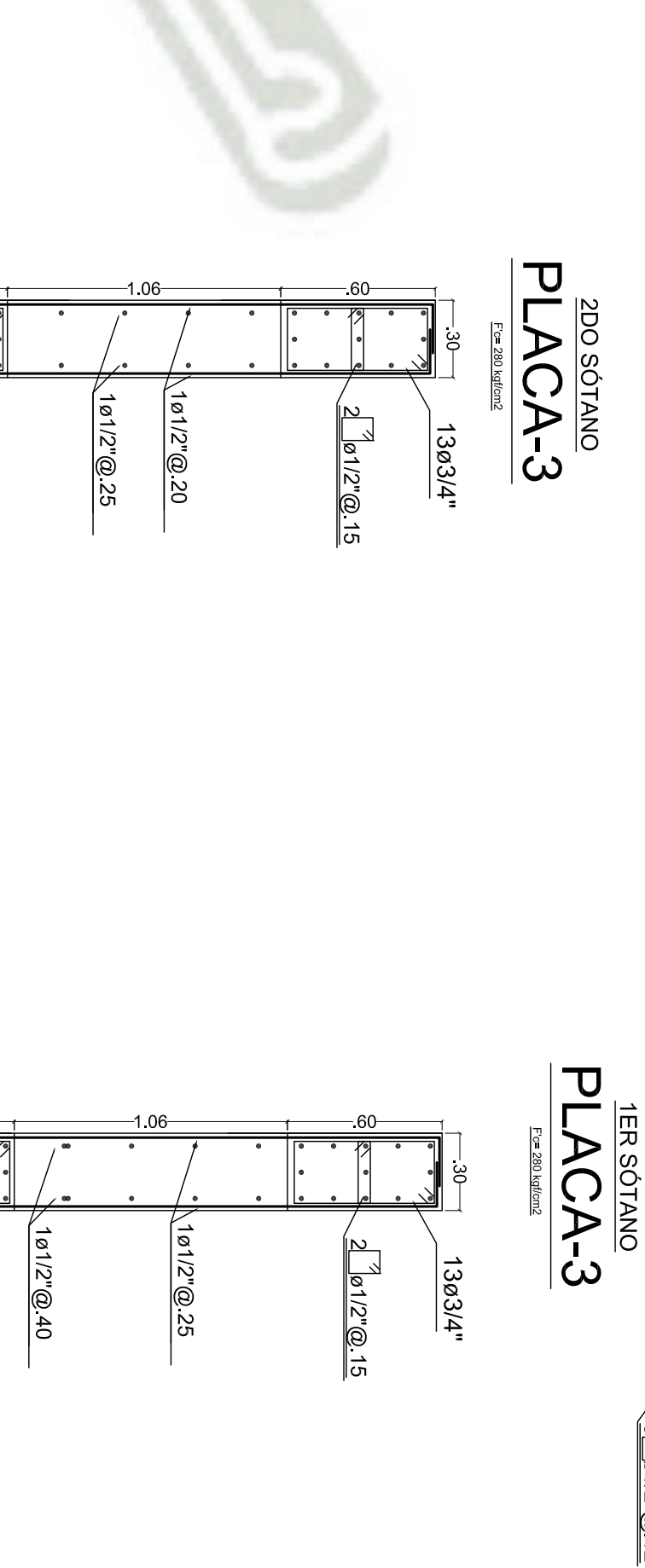
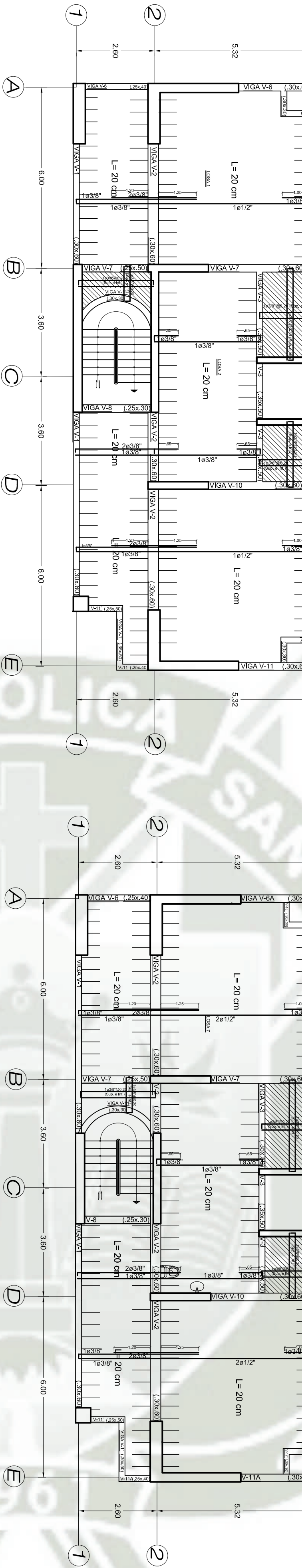
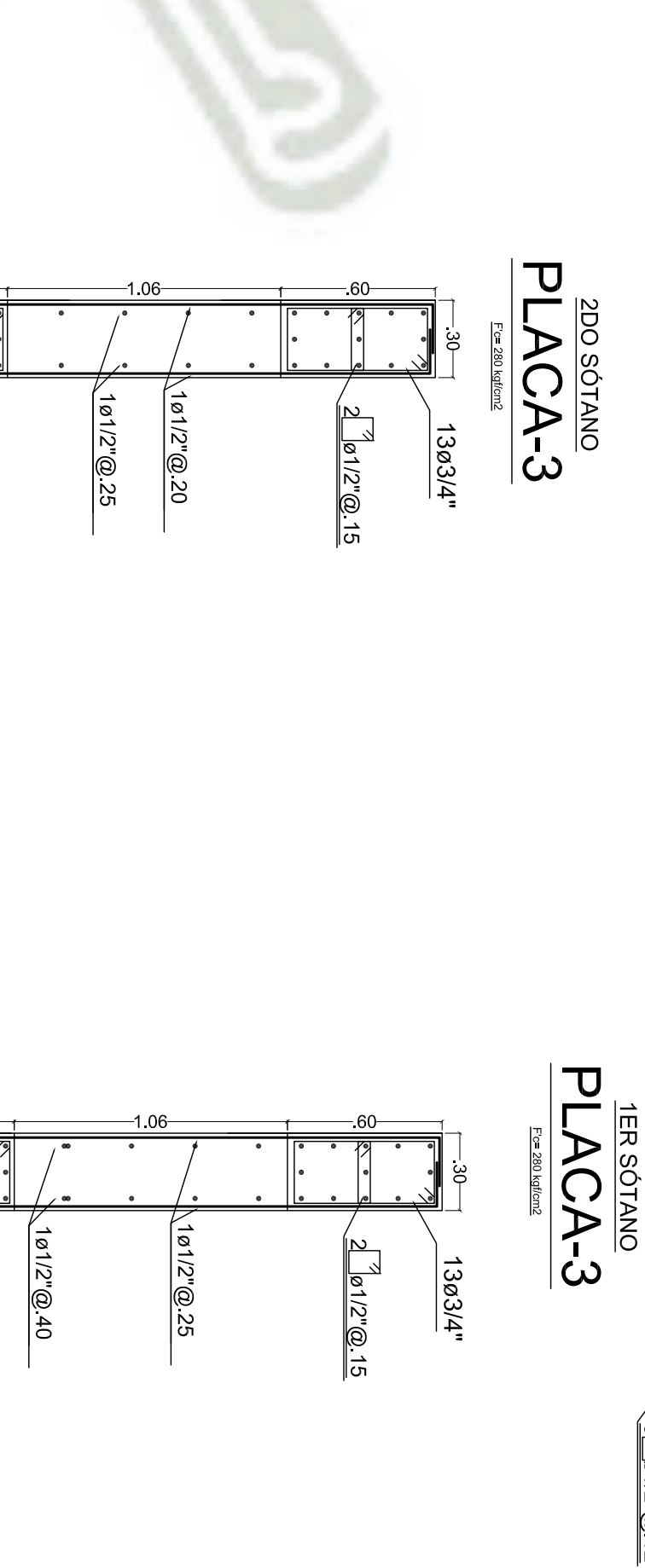
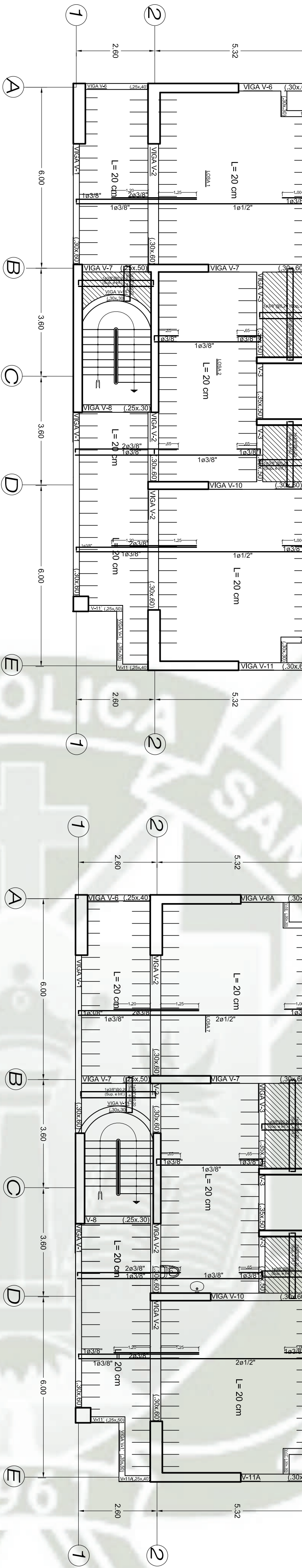
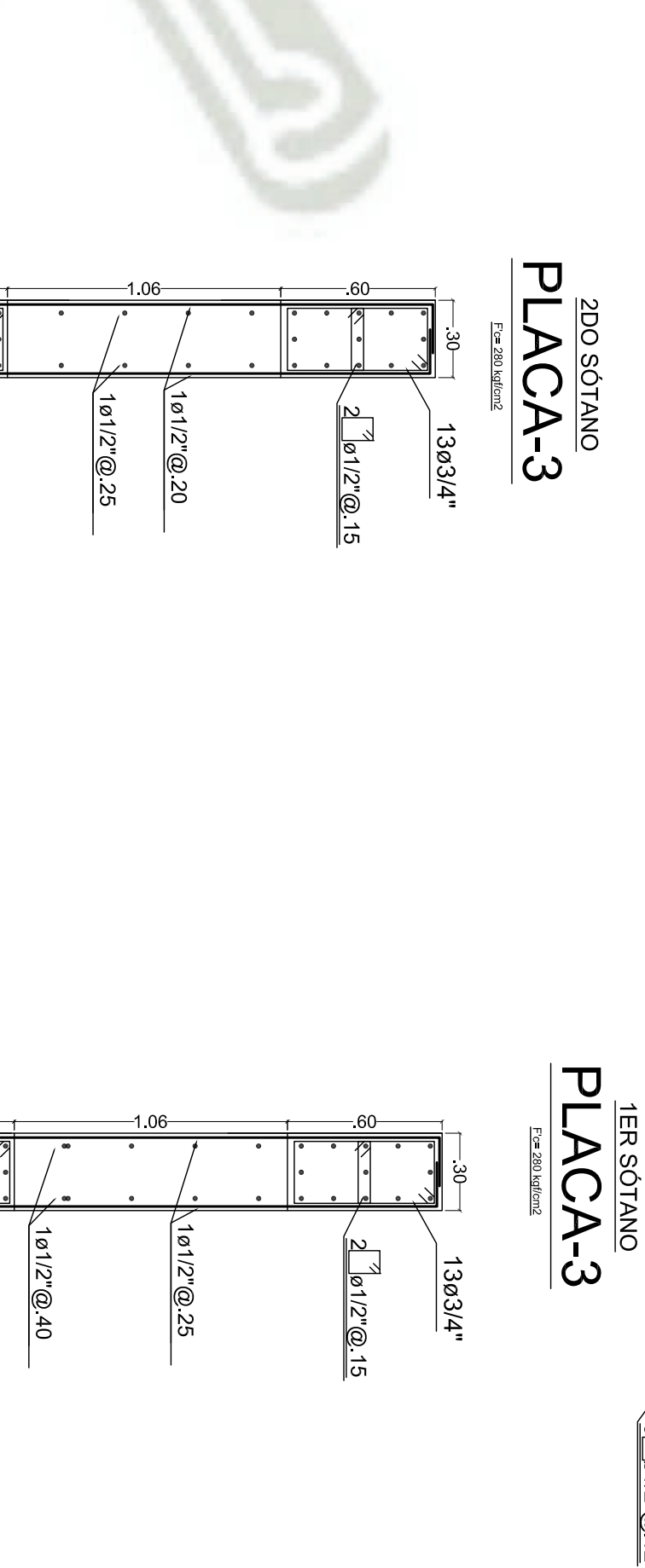
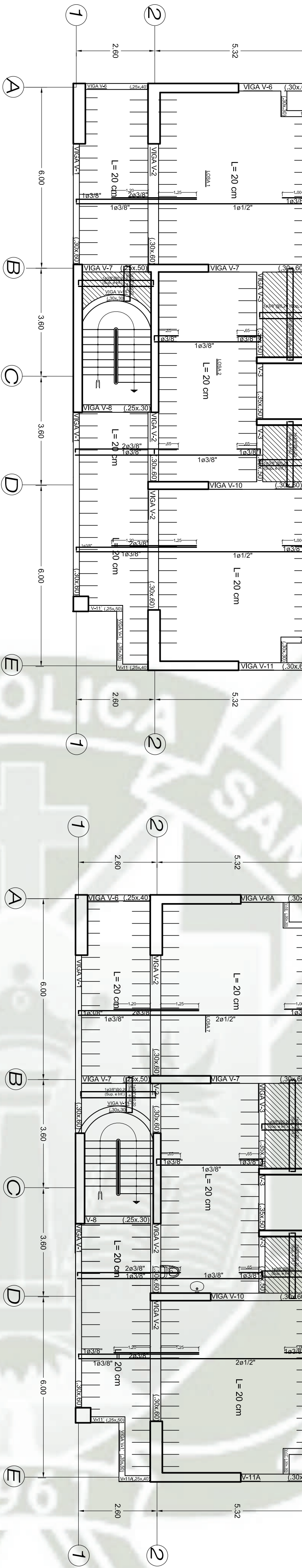
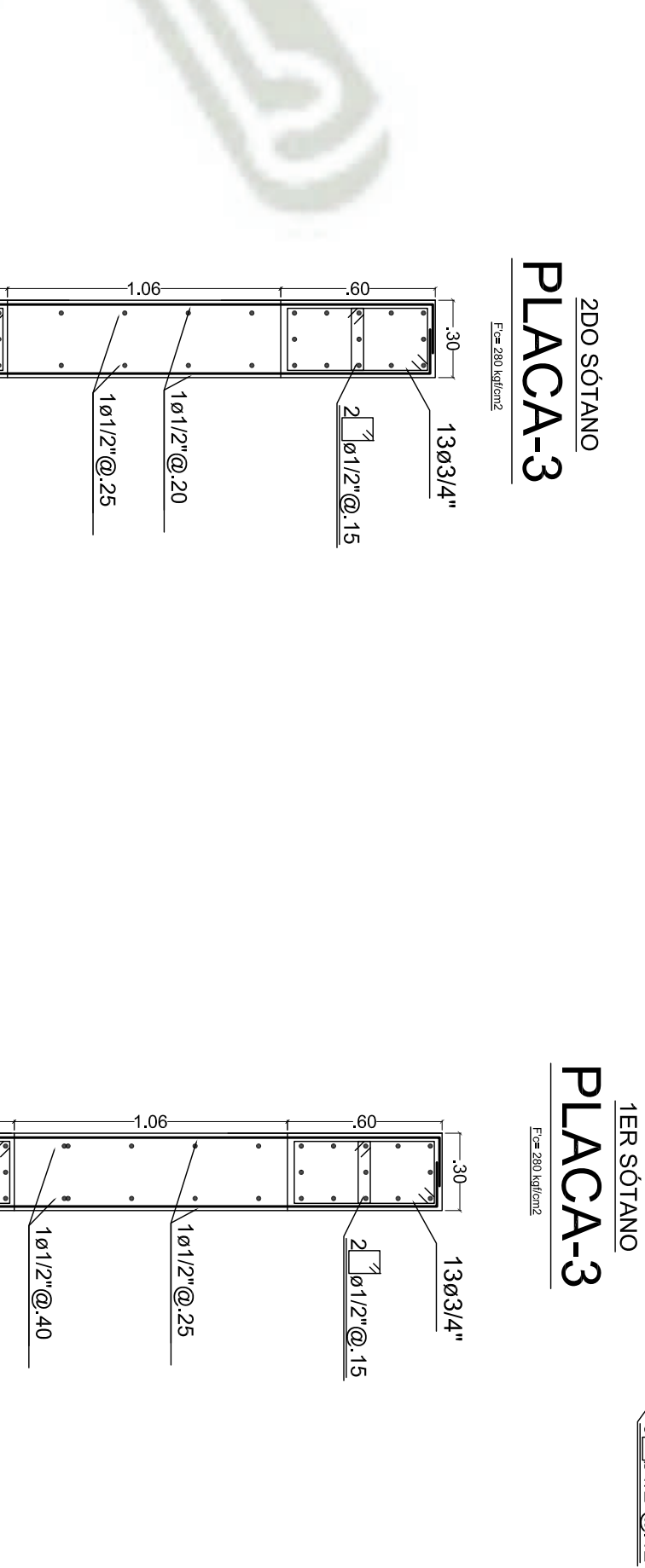
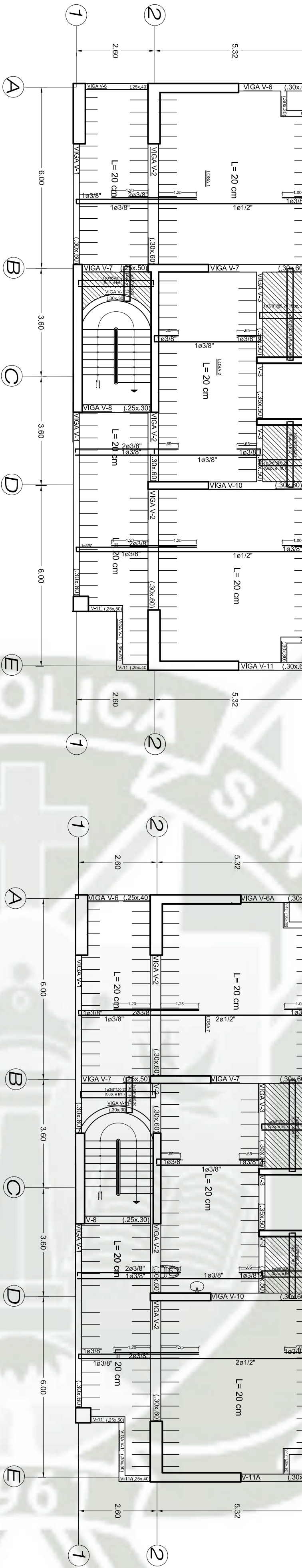
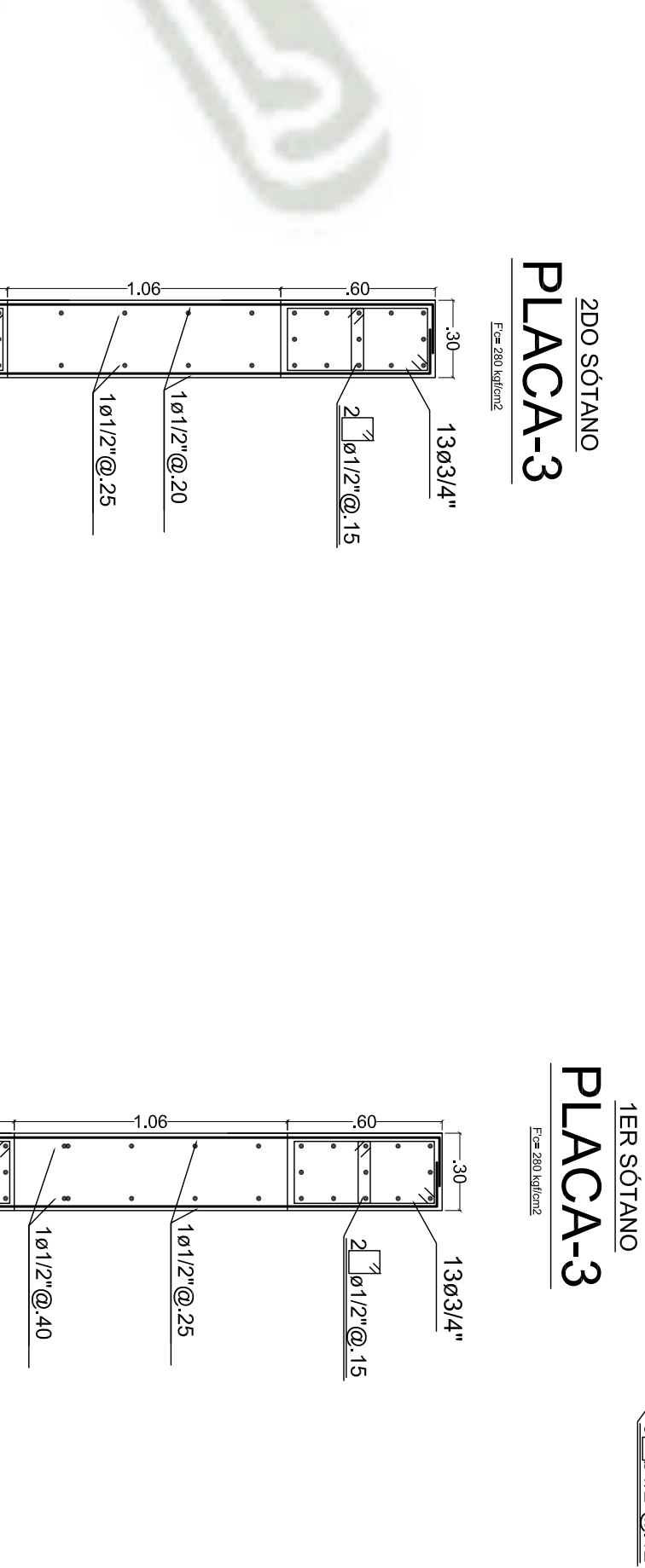
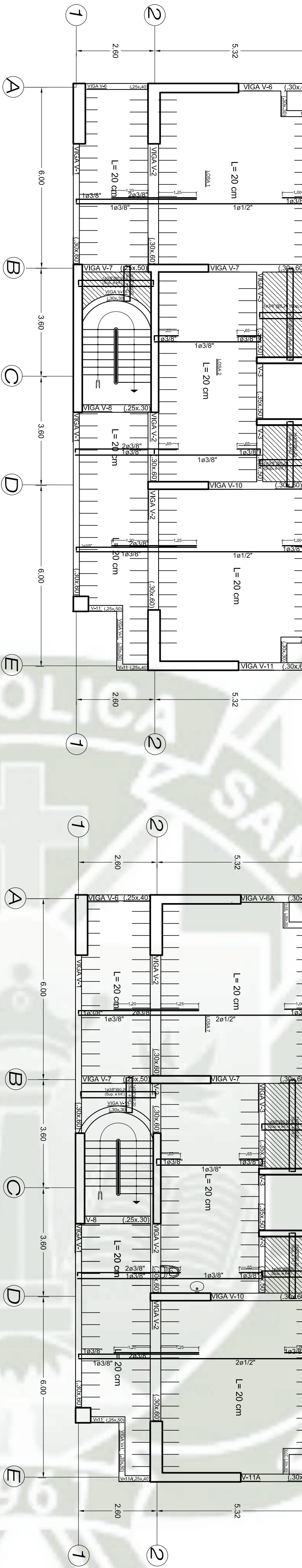
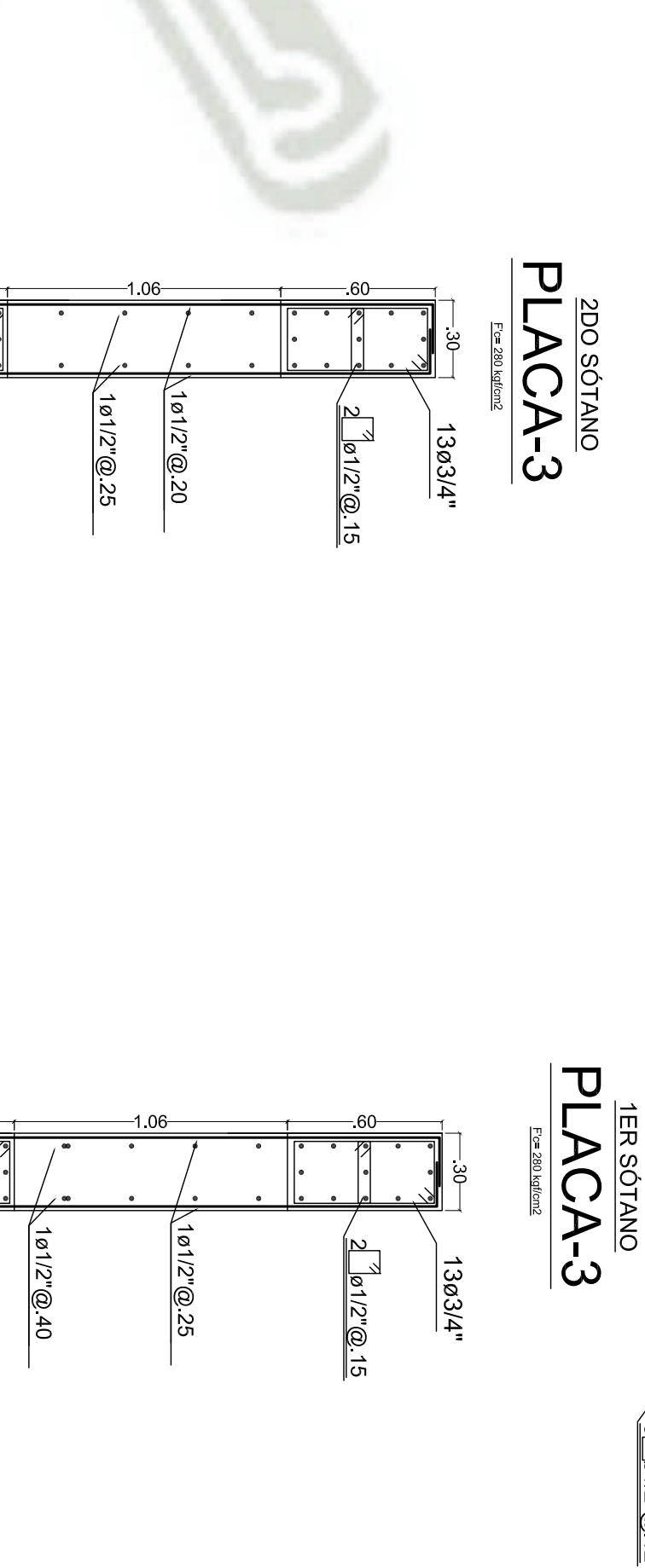
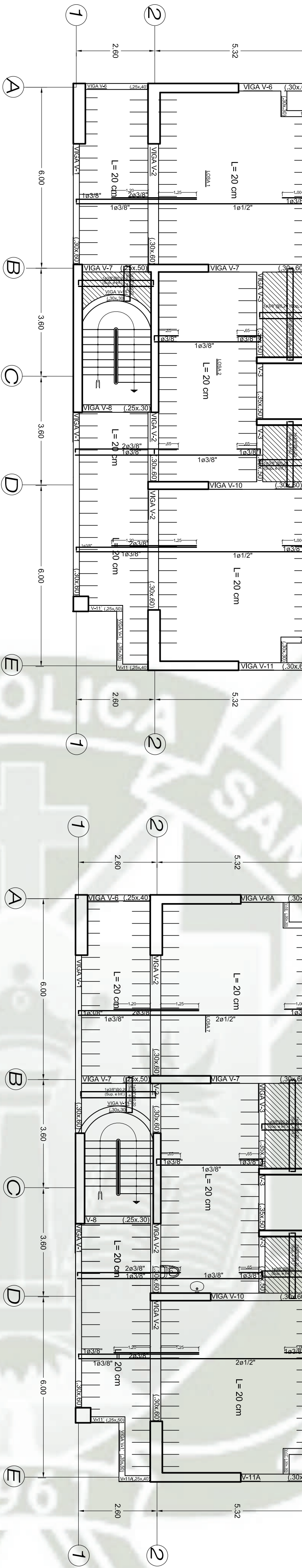
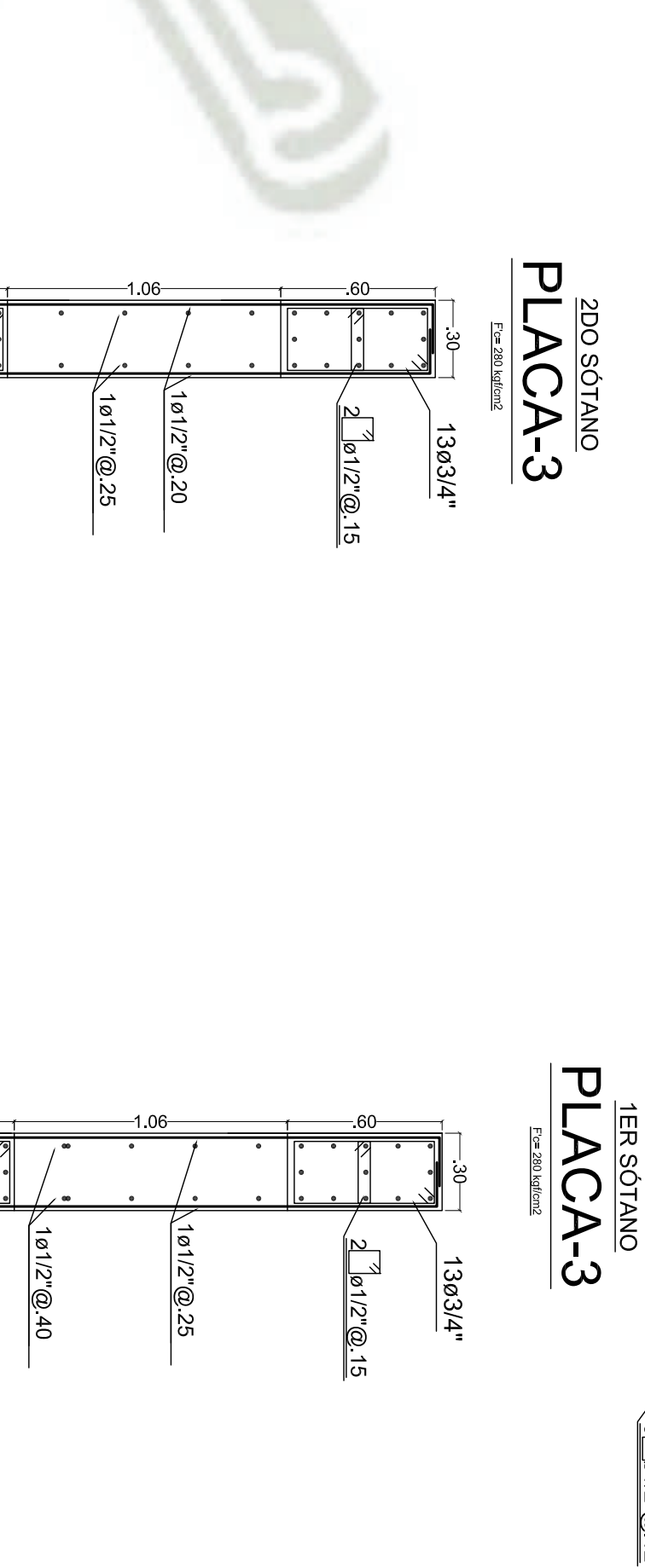
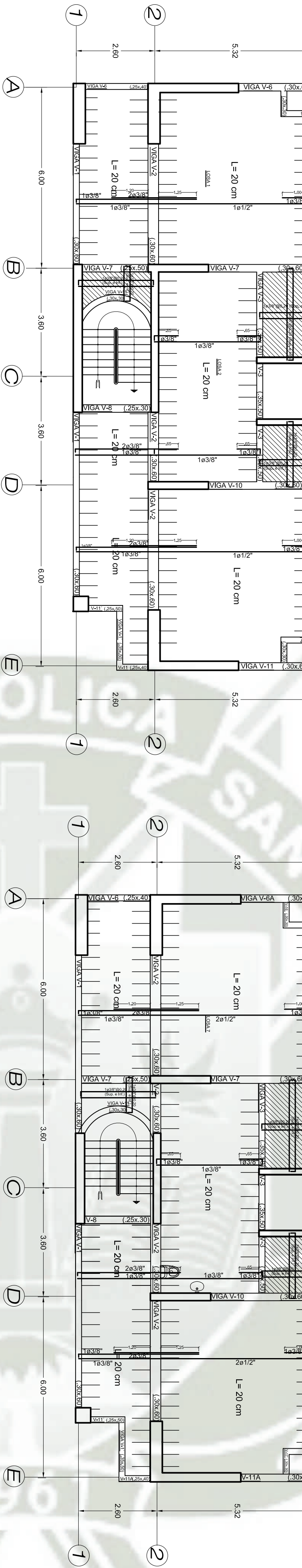
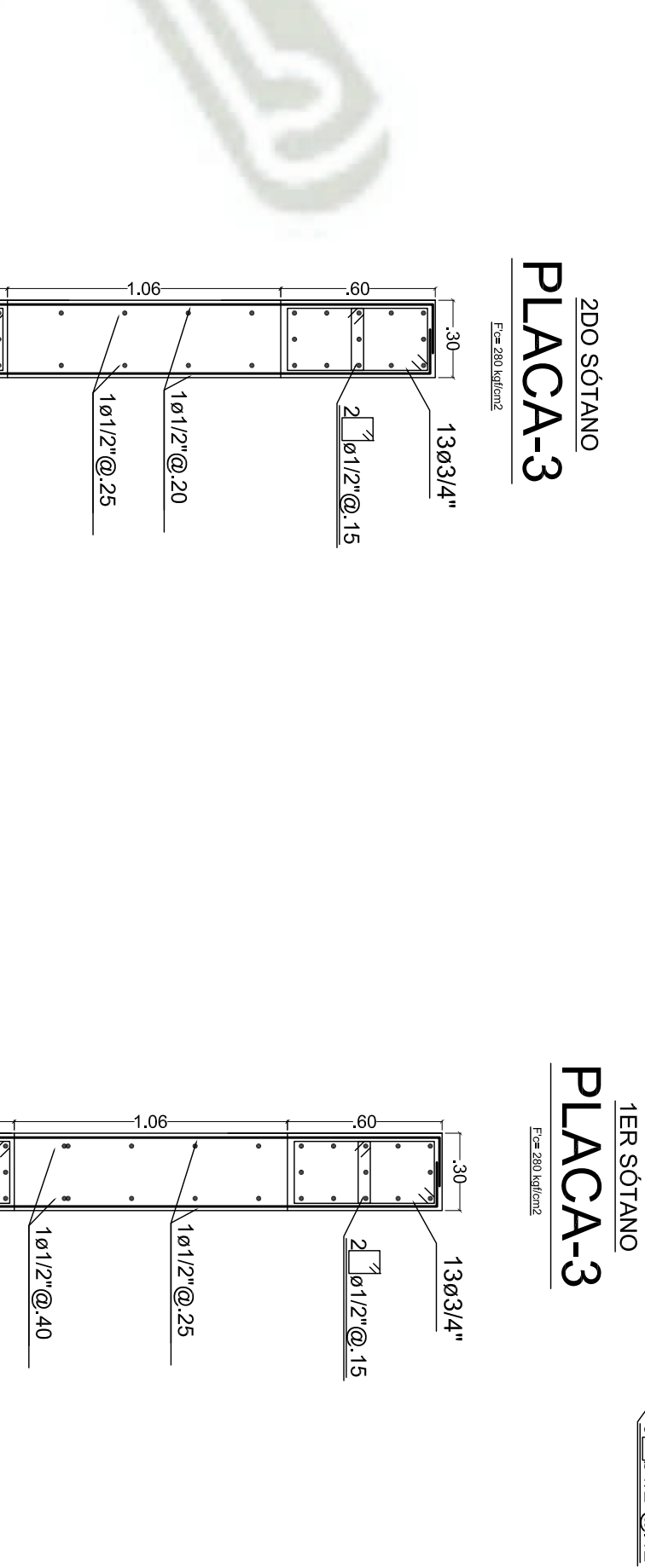
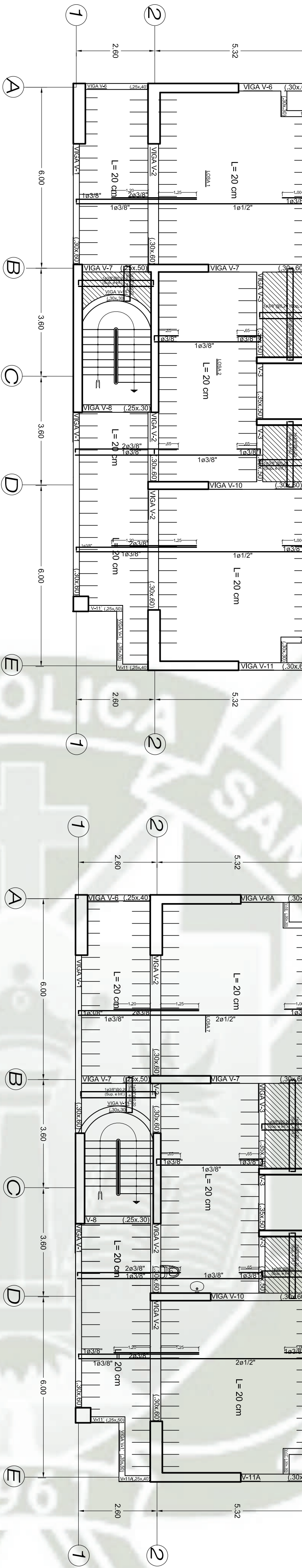
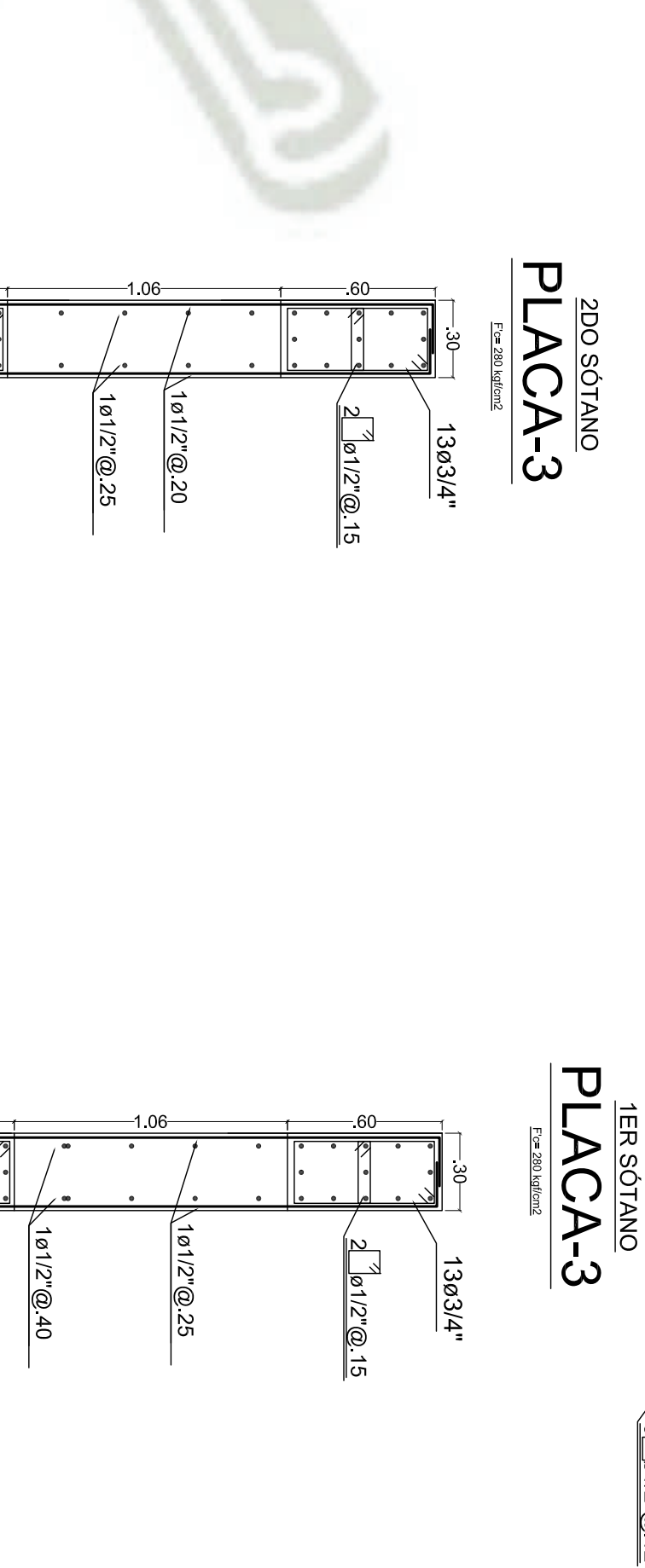
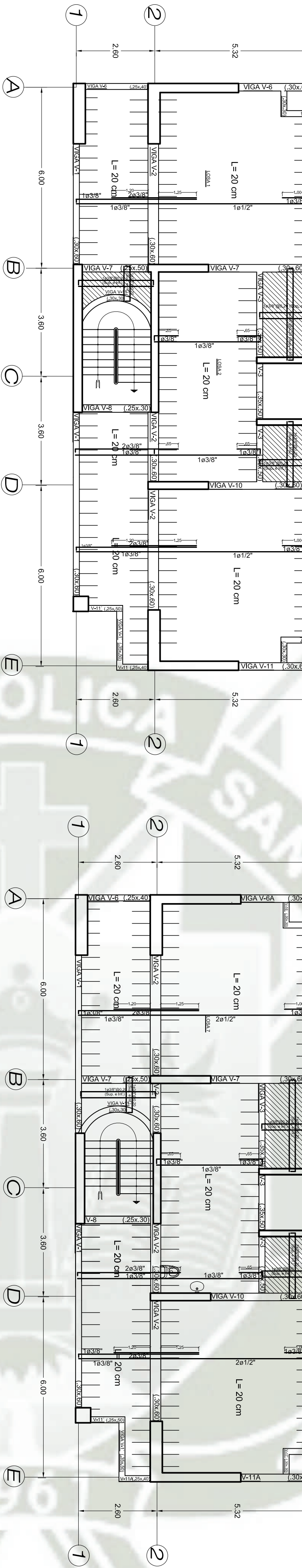
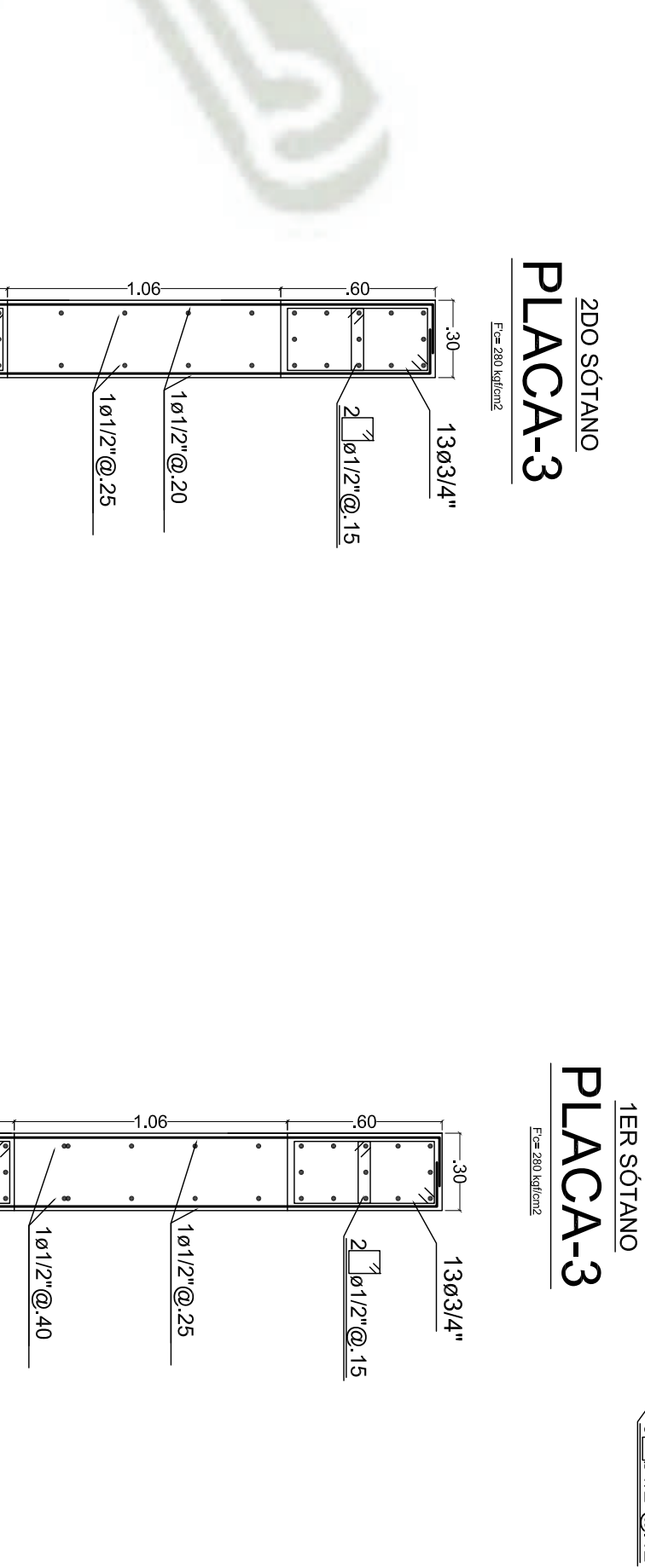
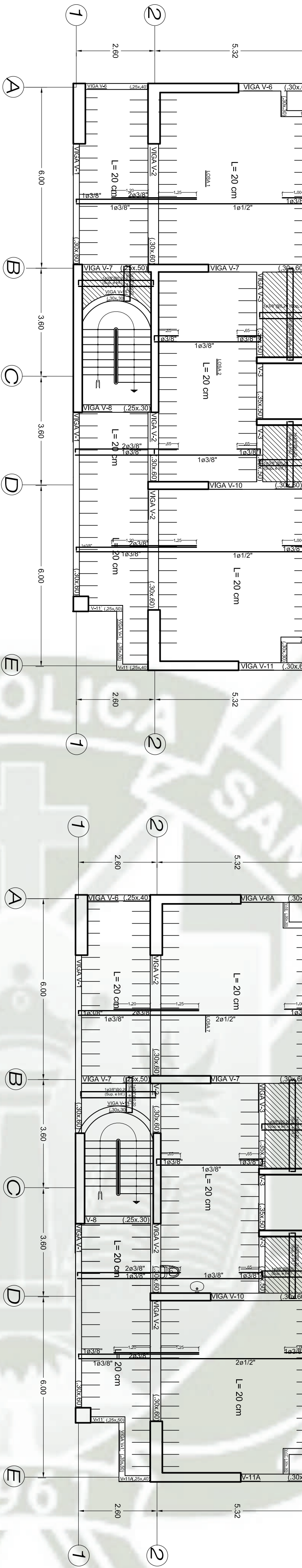
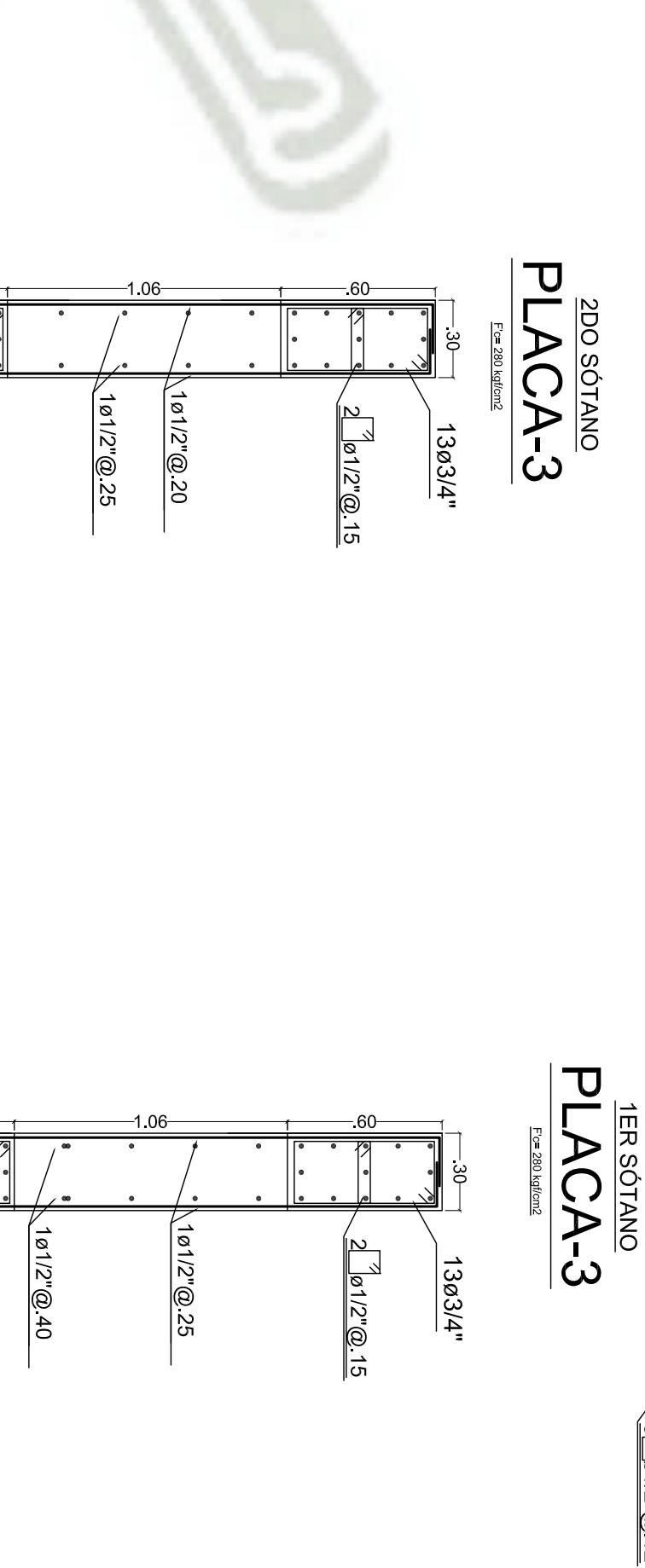
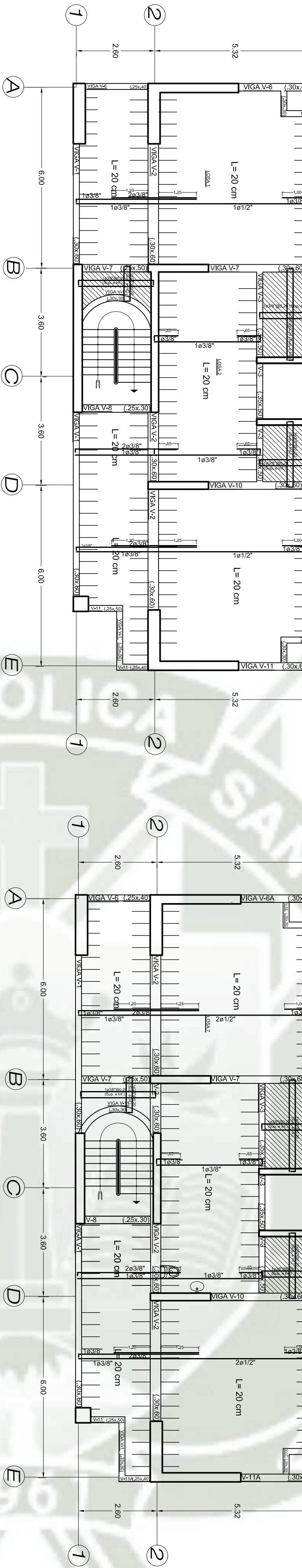
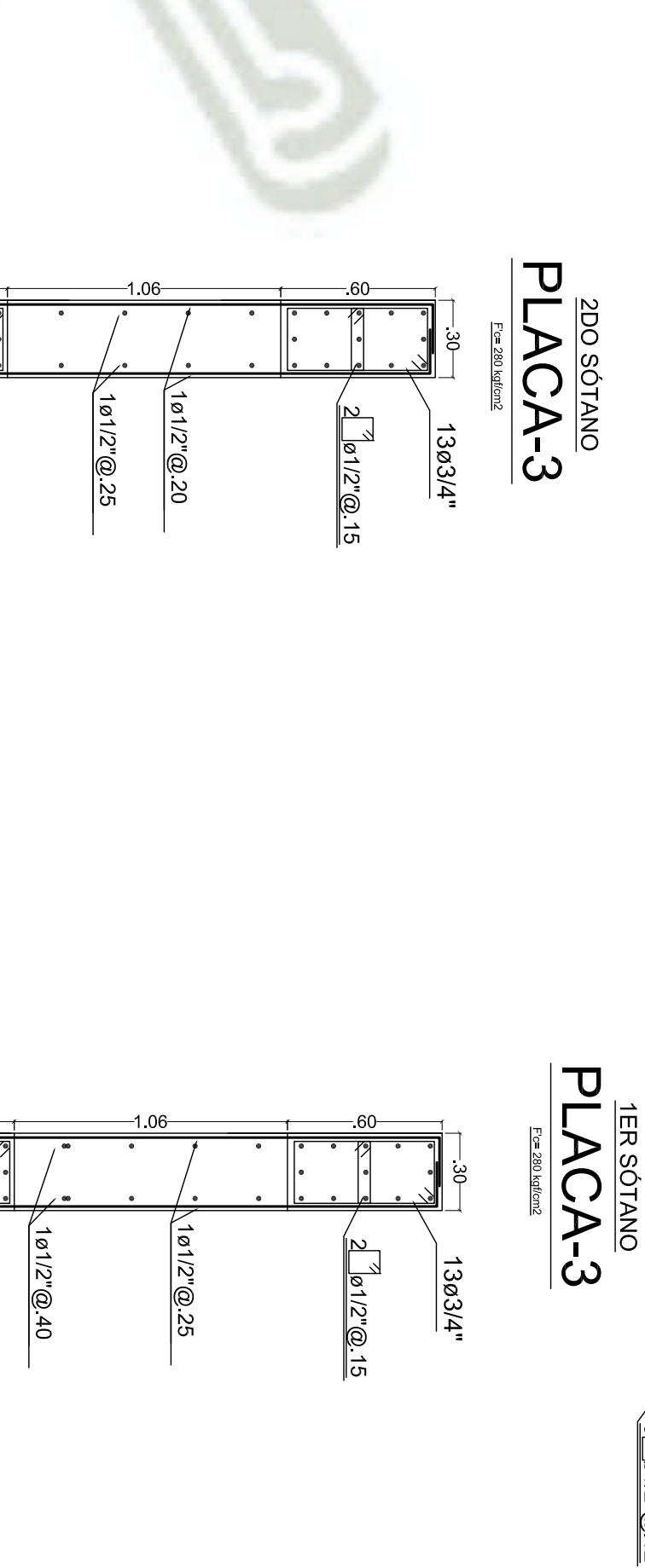
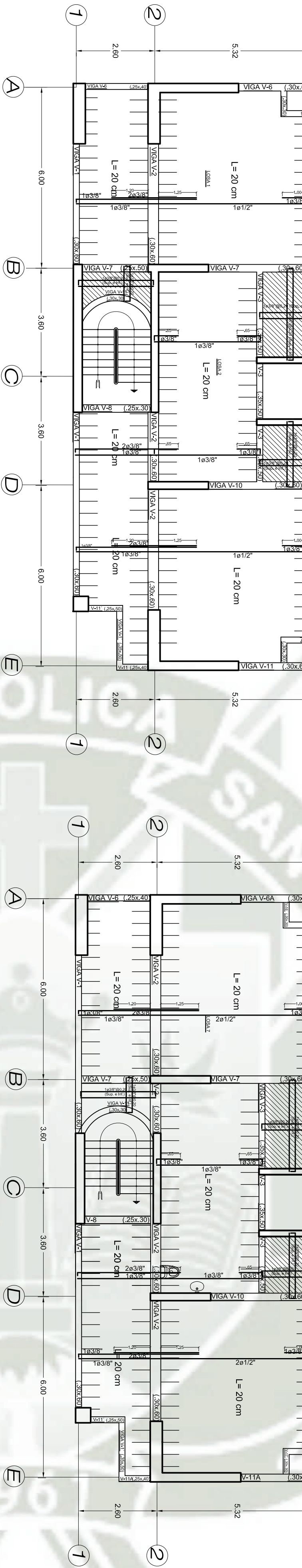
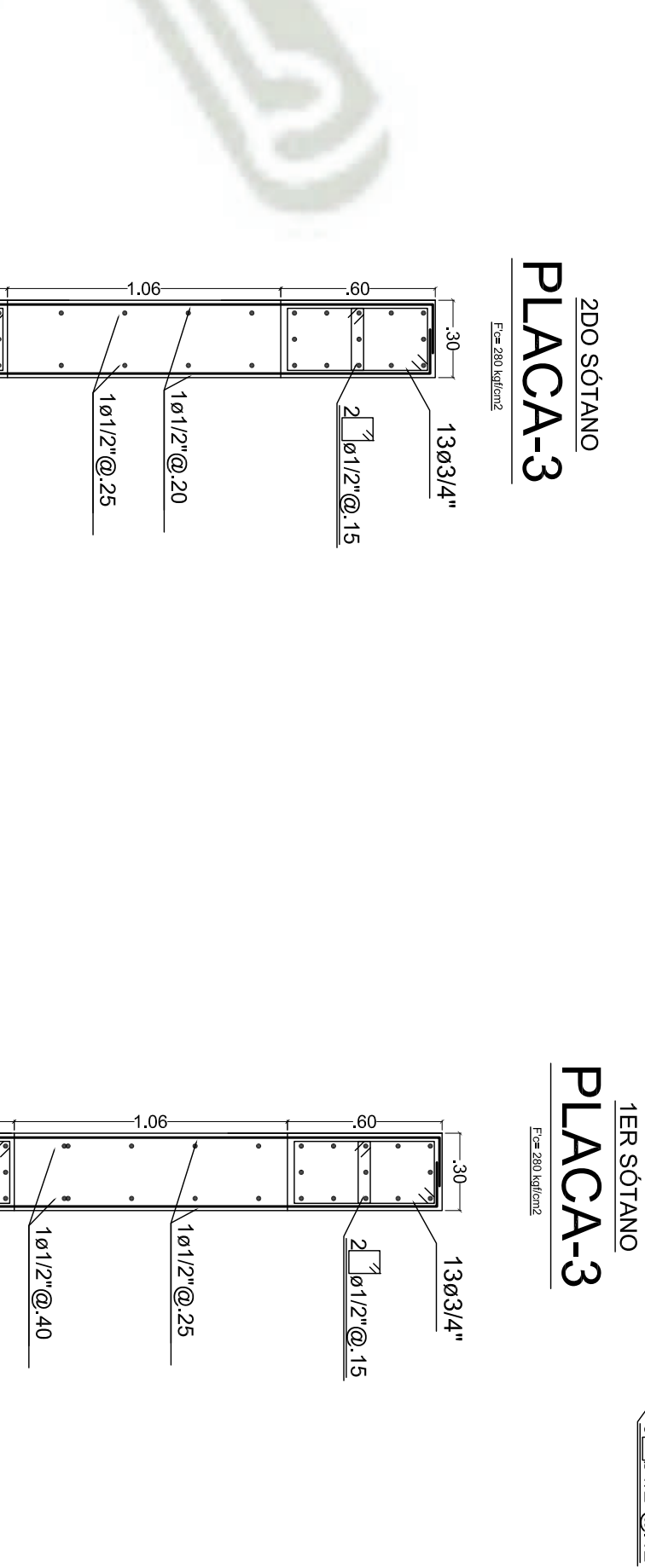
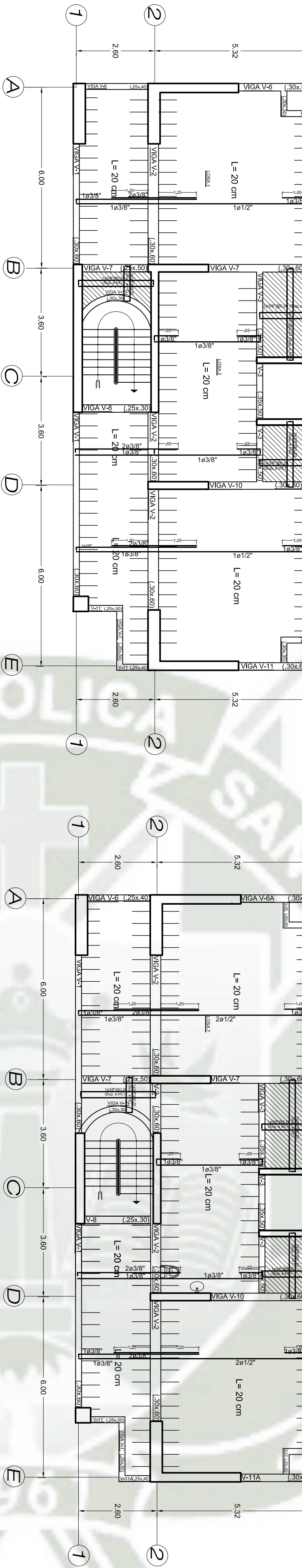
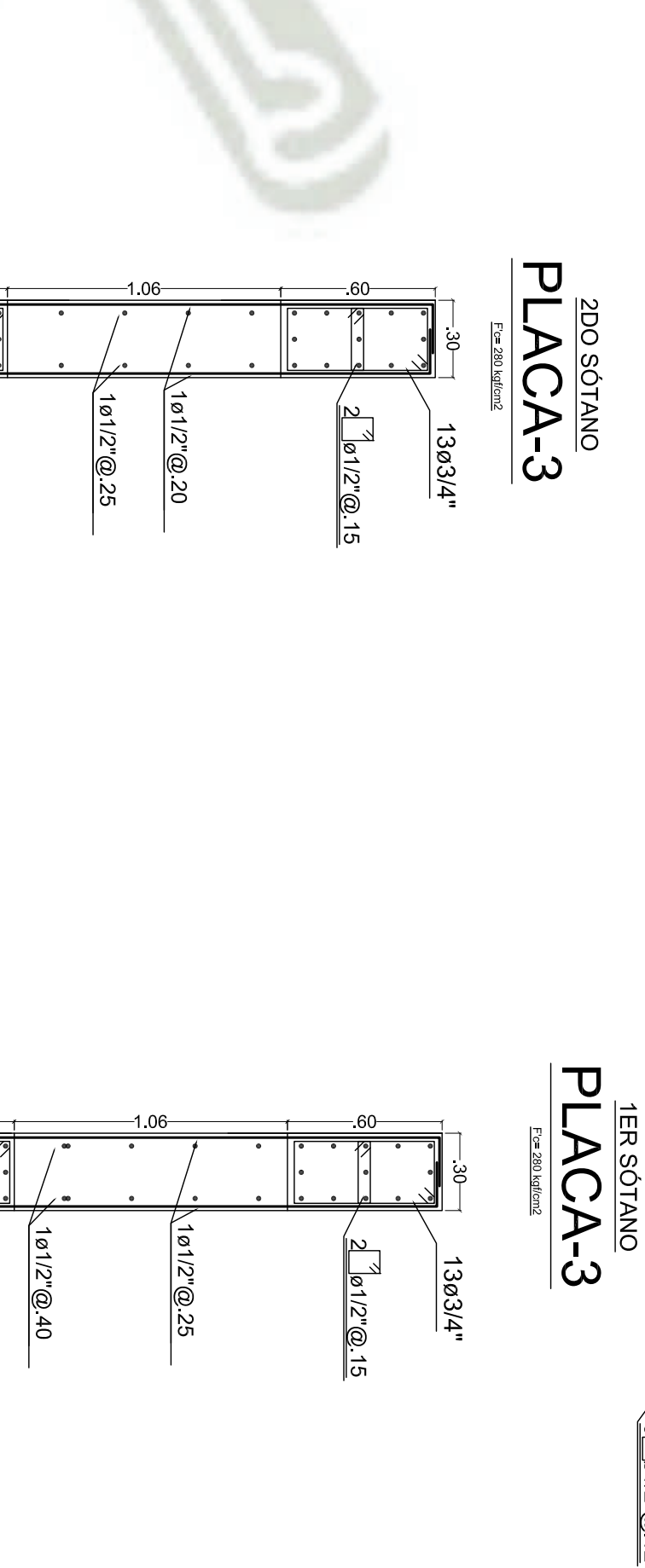
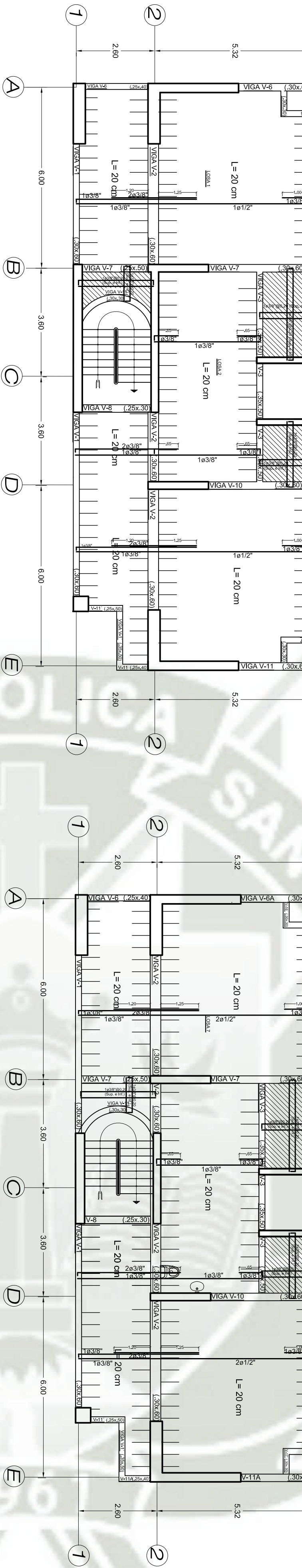
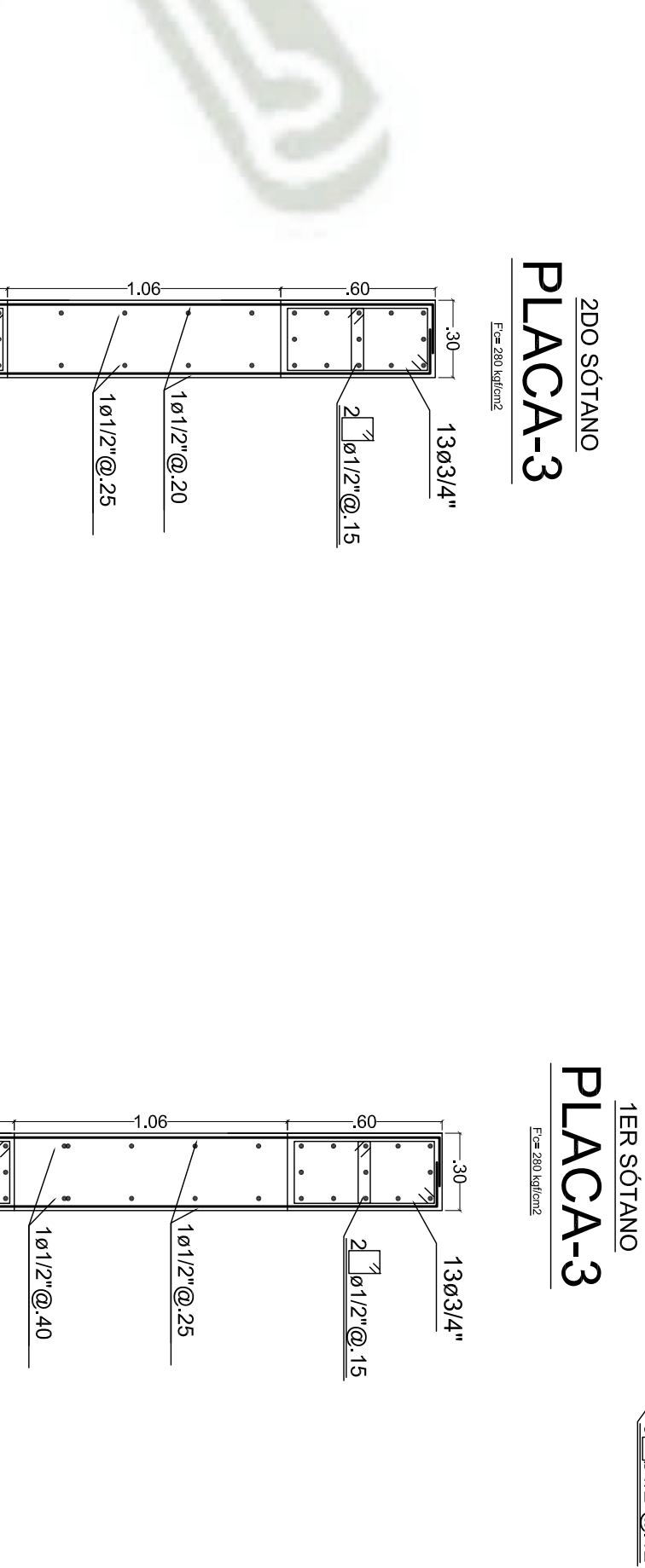
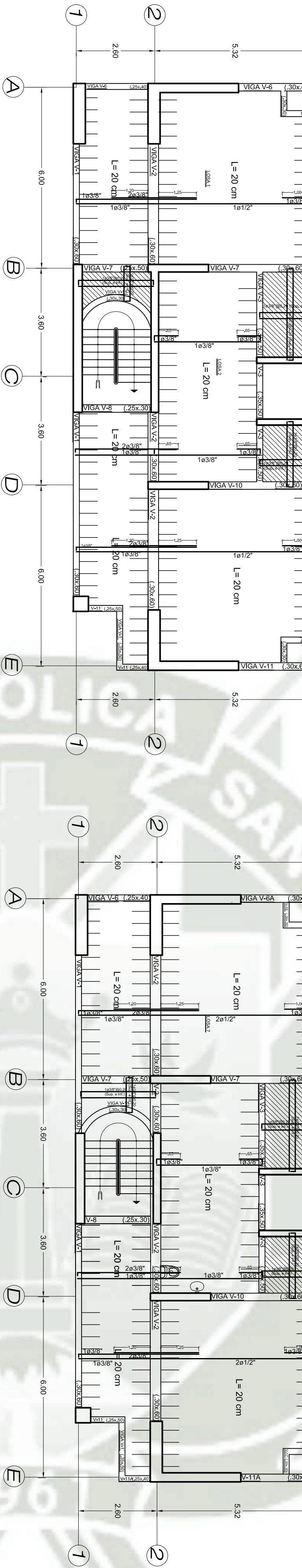
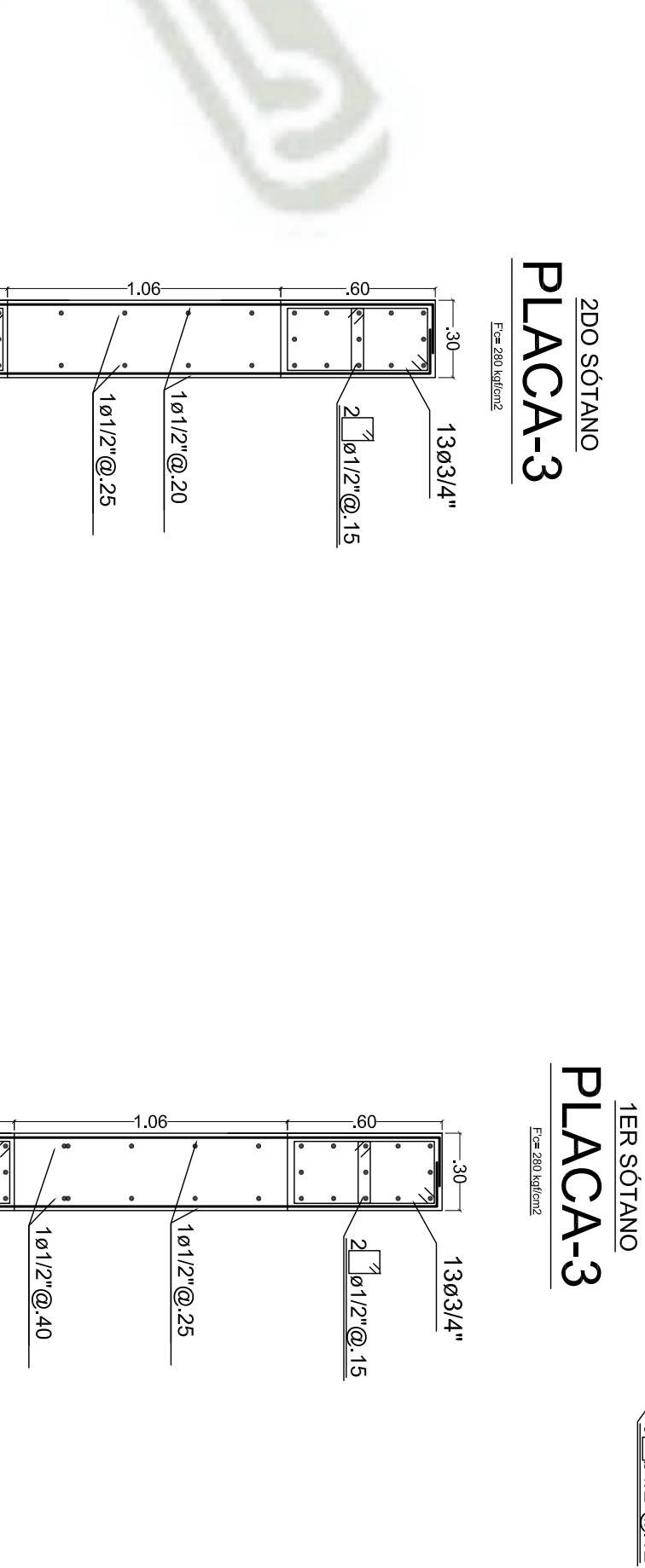
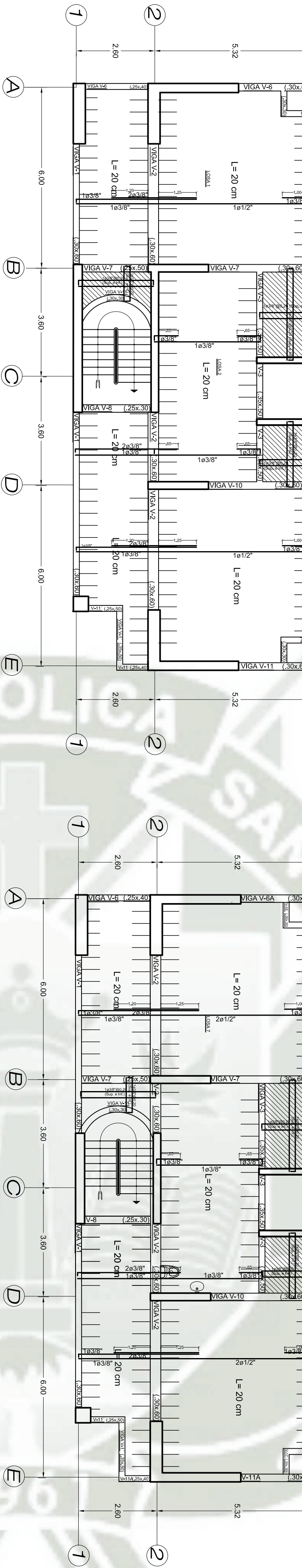
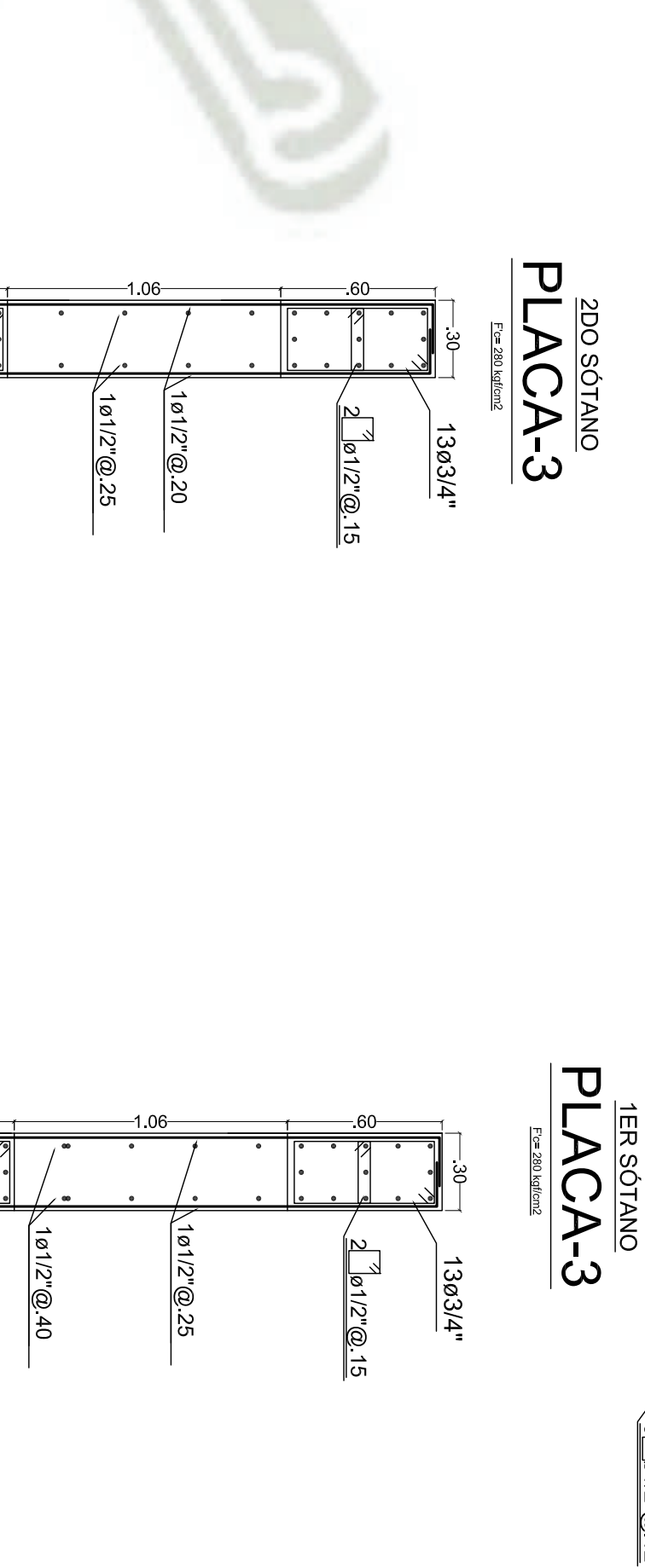
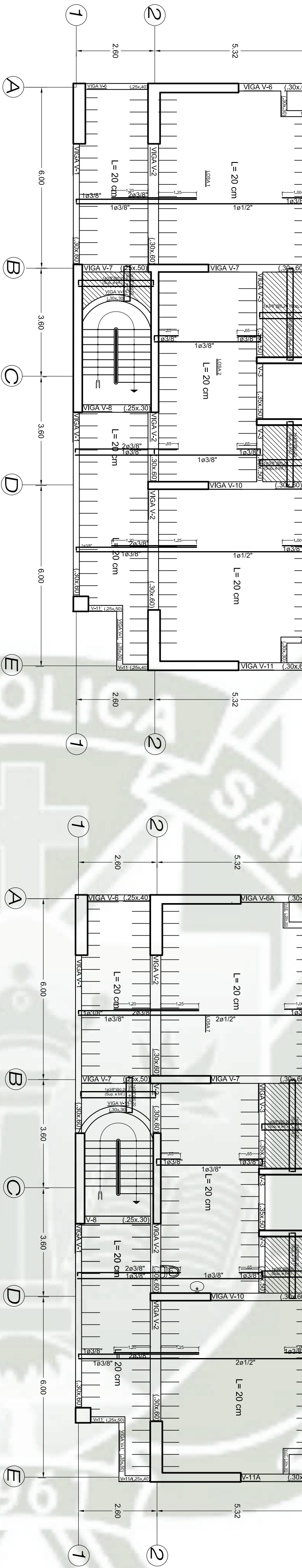
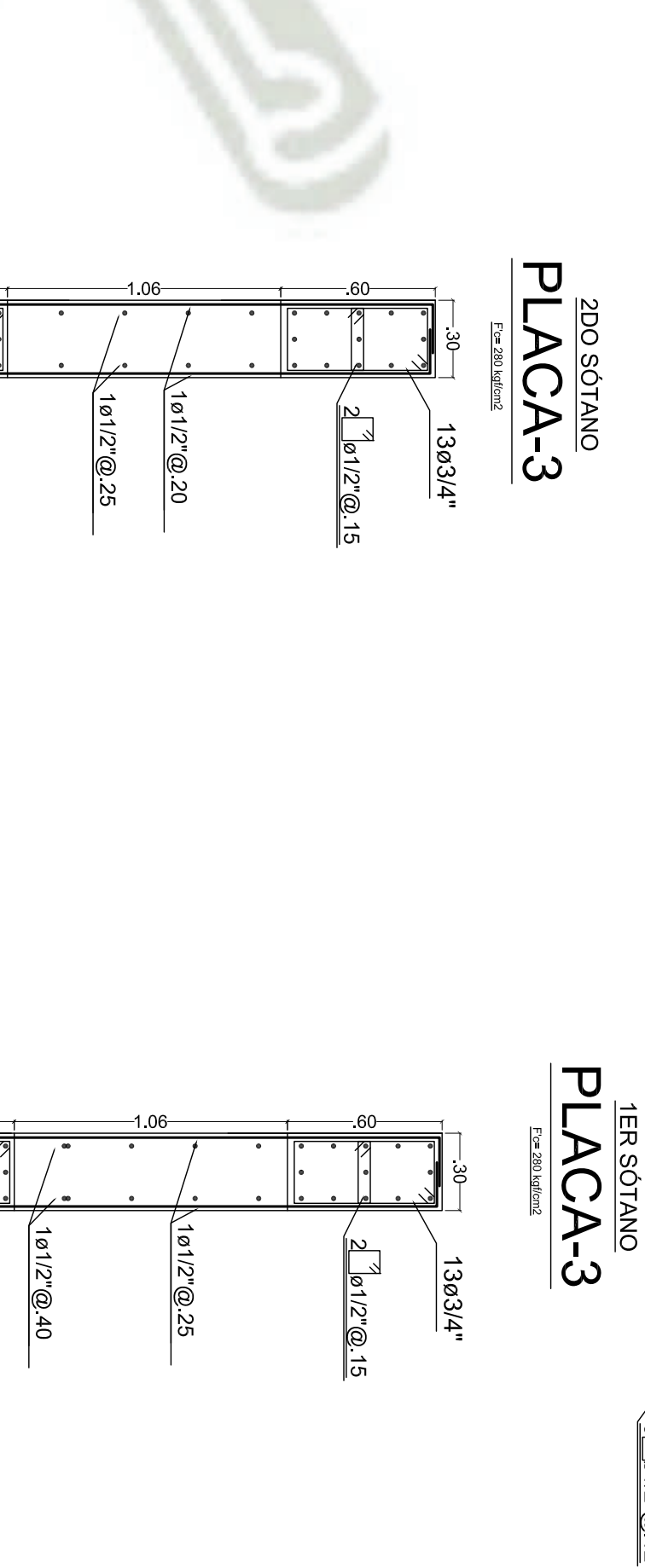
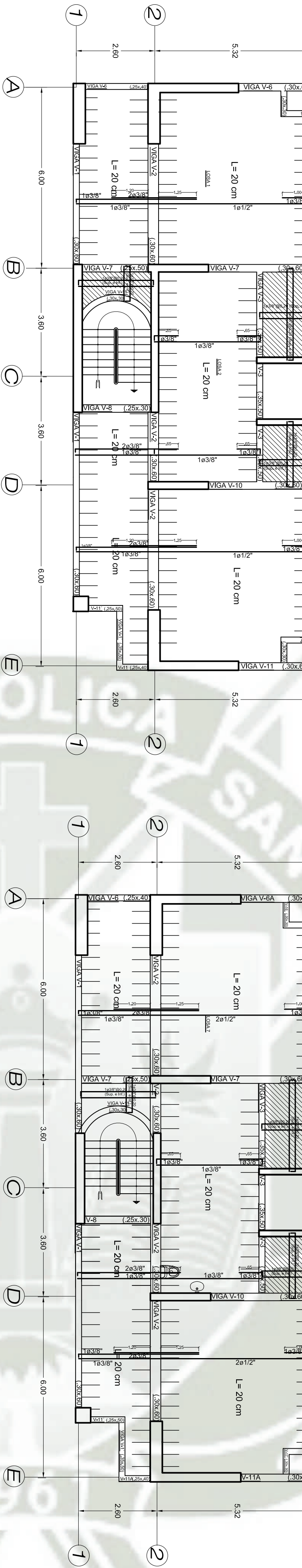
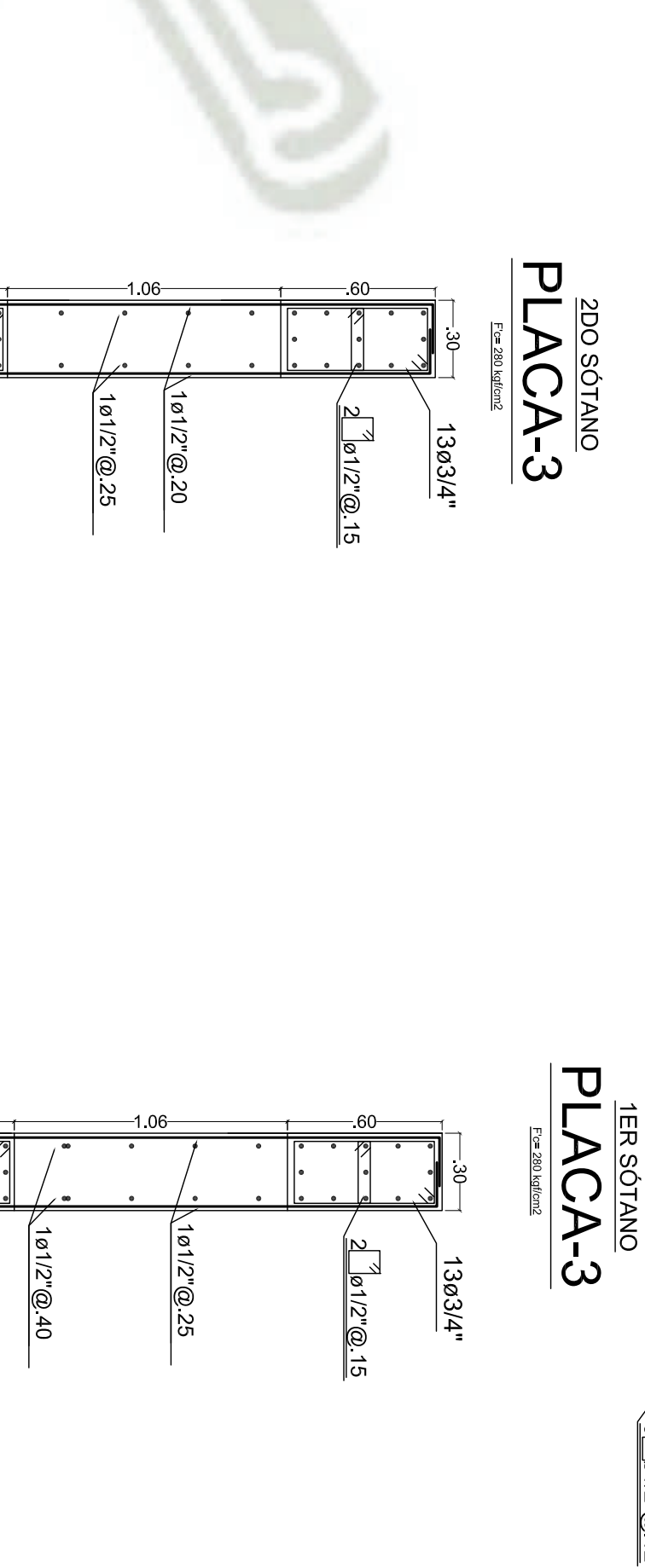
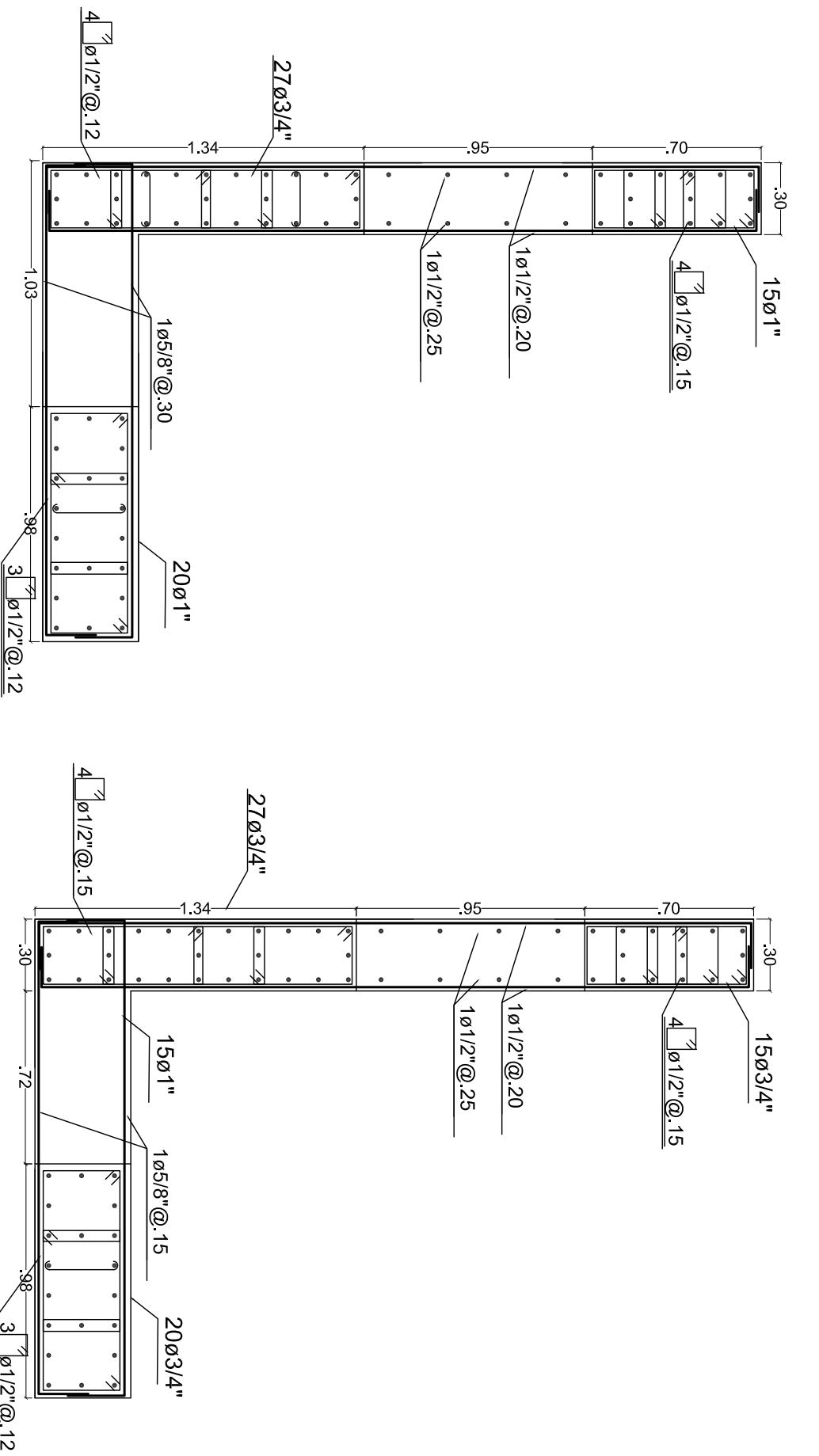
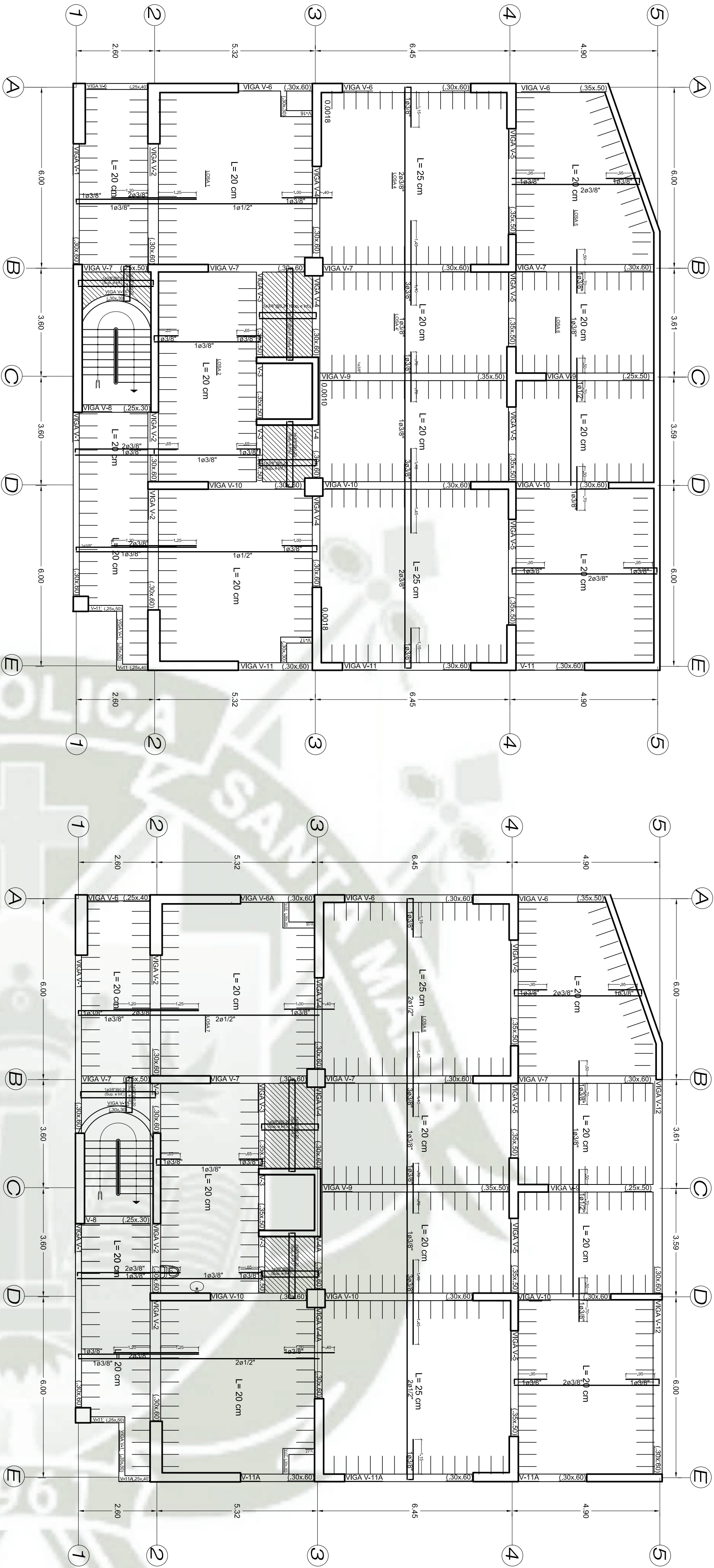
MURO-2

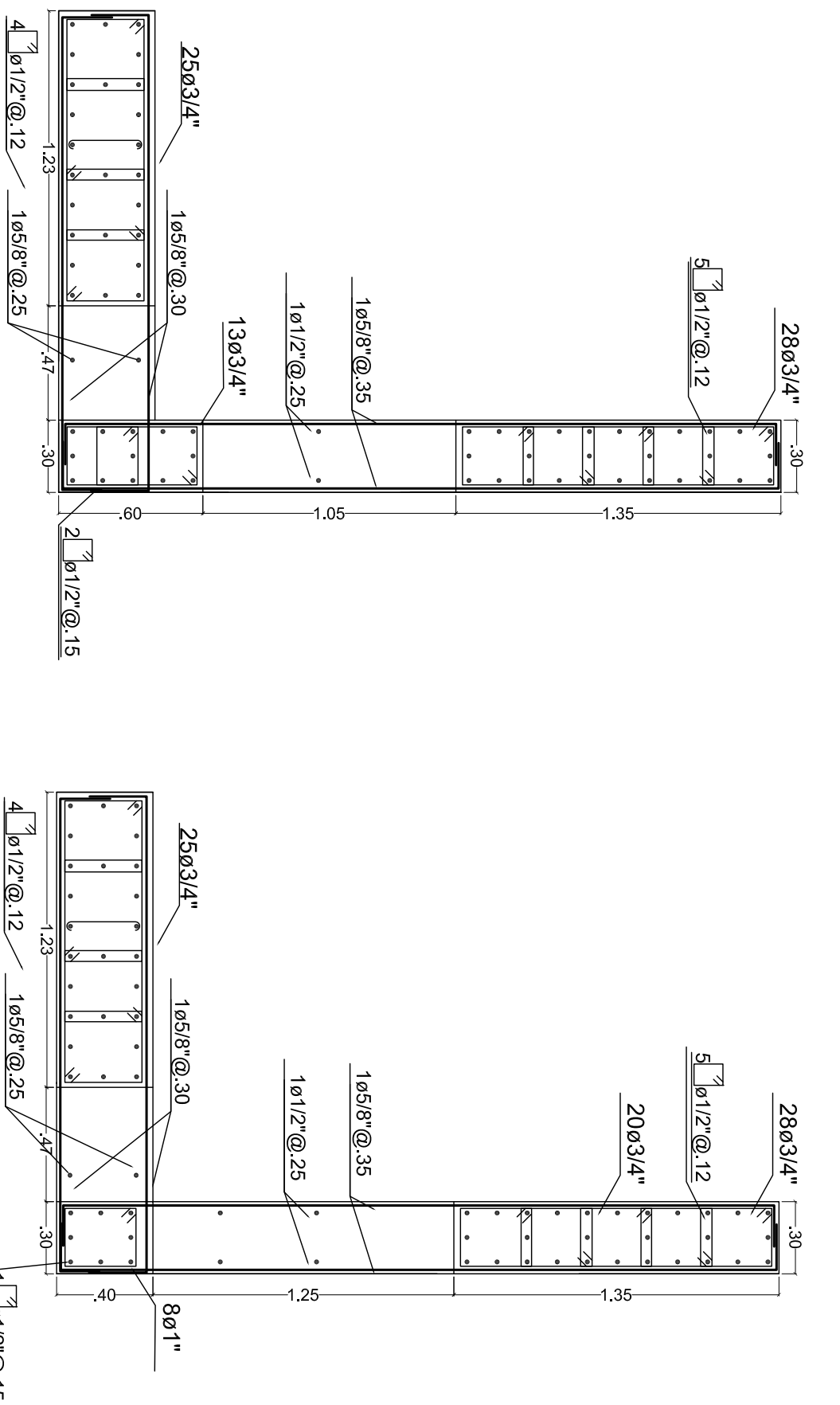
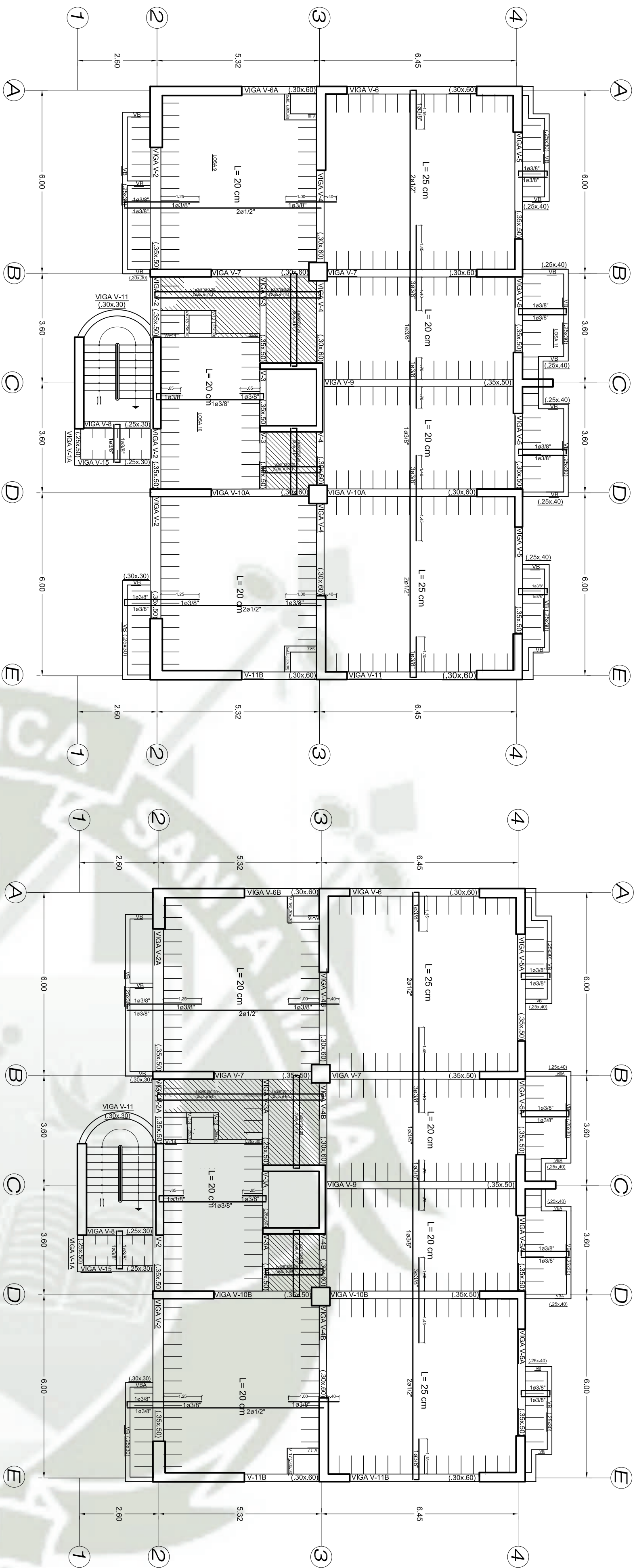


REMATATE DE COLUMNAS

DETALLE DE COLUMNAS

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR	
TESTISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA	
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA	
PLANO:	CIMENTACION	FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	MSc. JORGE ROSAS ESPINOZA	 Universidad Católica de Santa María E-1

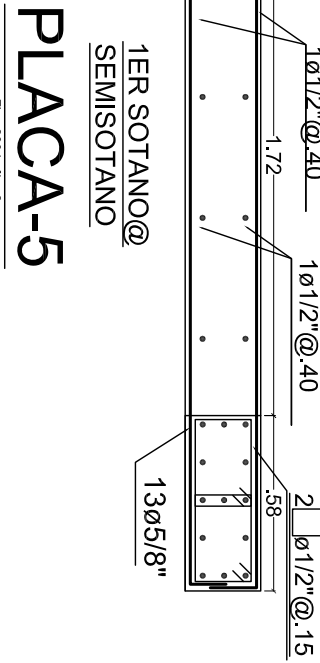




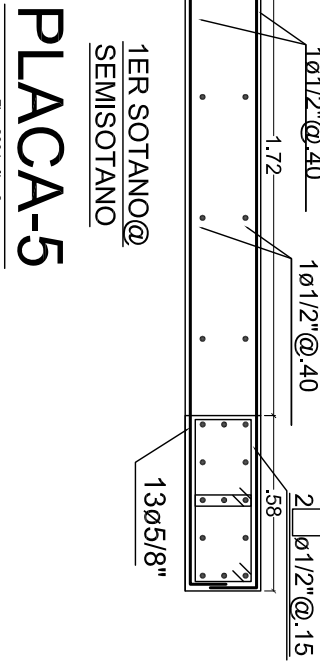
ENCOFRADO SEMISOTANO

ENCOFRADO 1° PISO

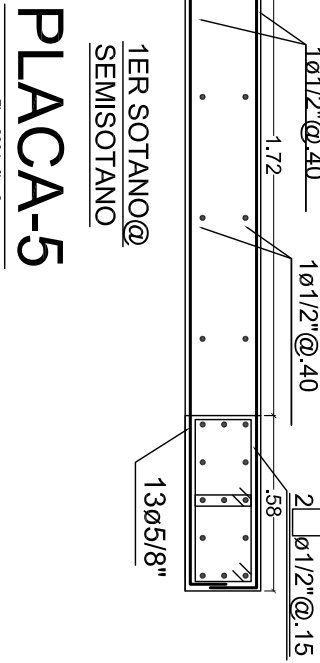
1ER SOTANO @ SEMISOTANO



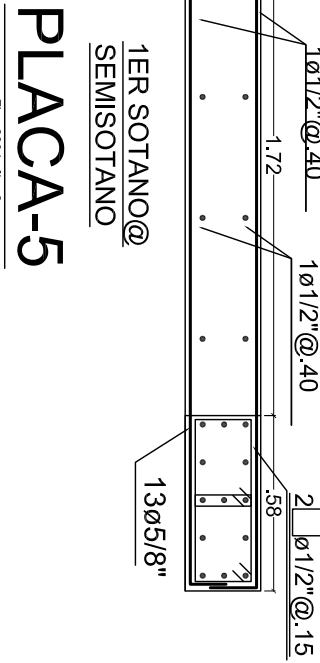
PRIMER PISO @ TERCER PISO



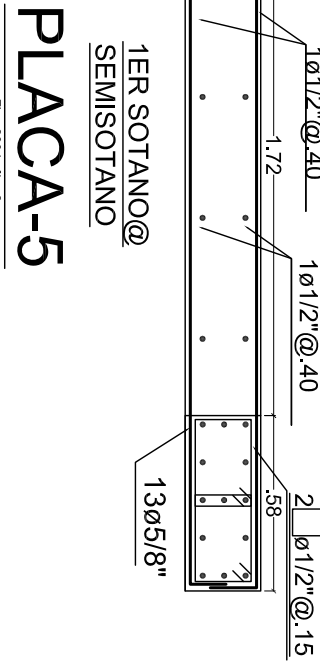
PRIMER PISO @ CUARTO PISO



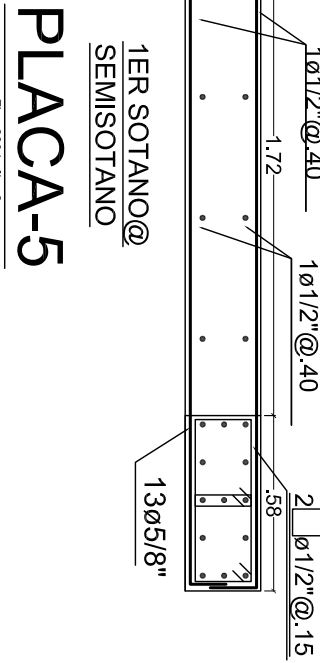
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



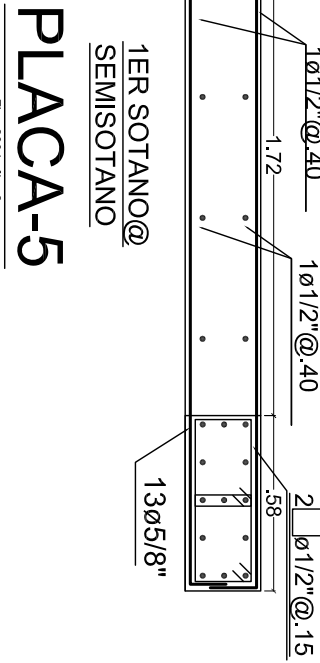
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



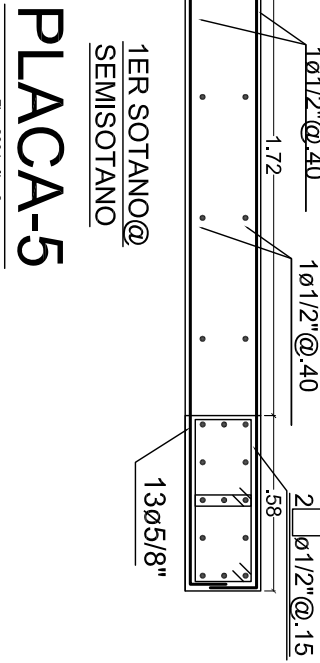
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



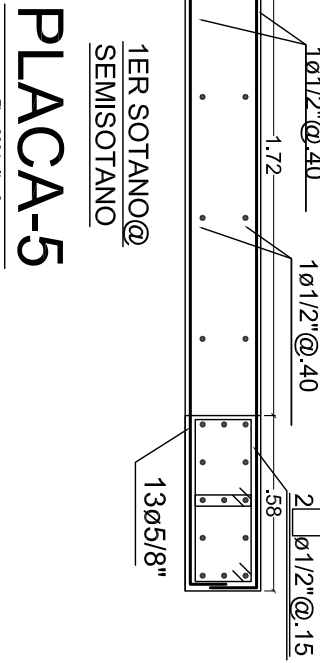
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



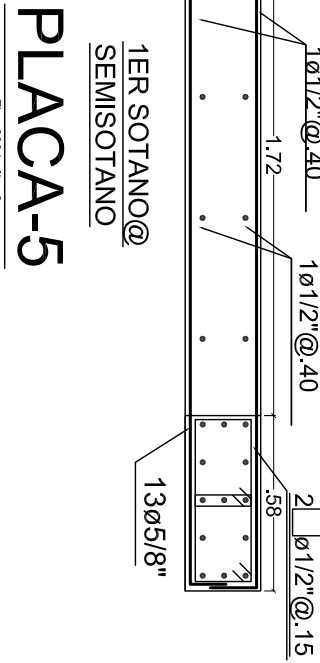
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



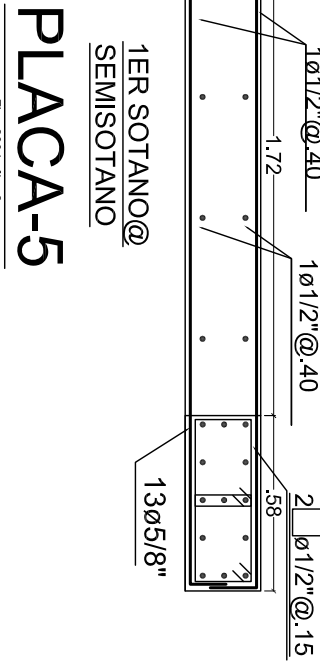
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



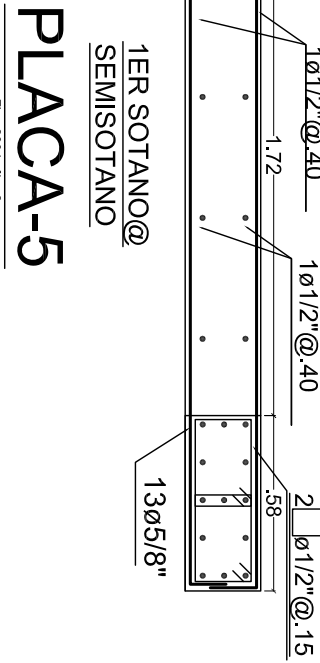
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



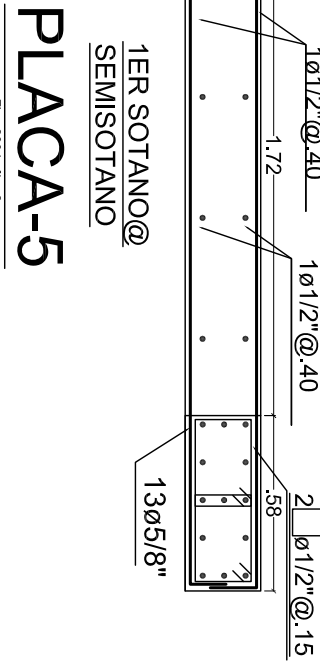
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



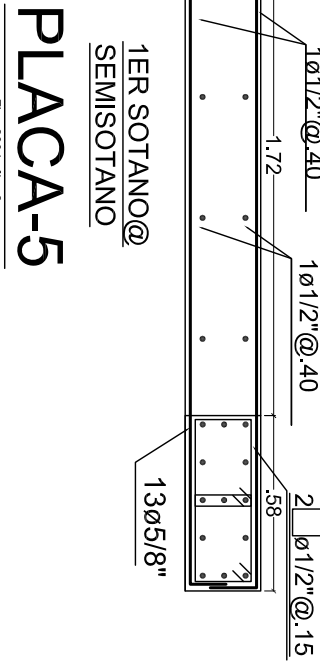
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



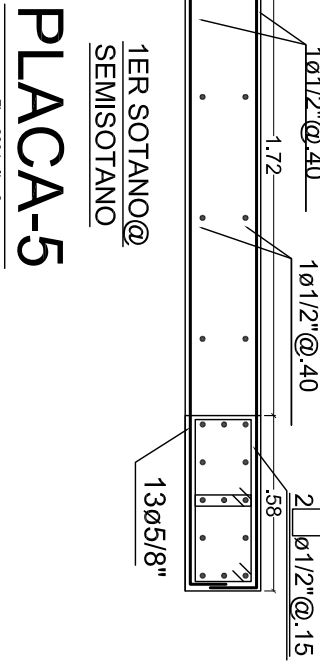
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



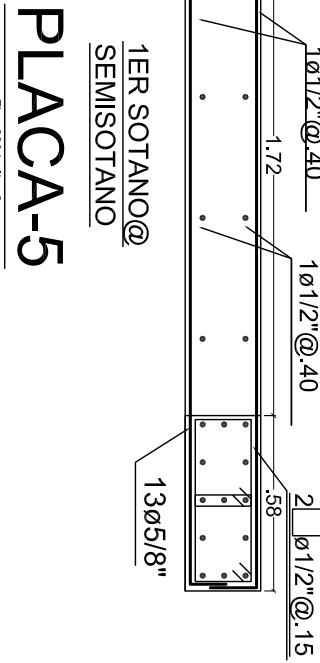
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



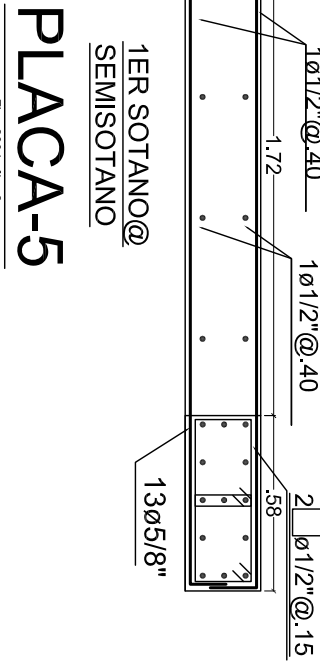
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



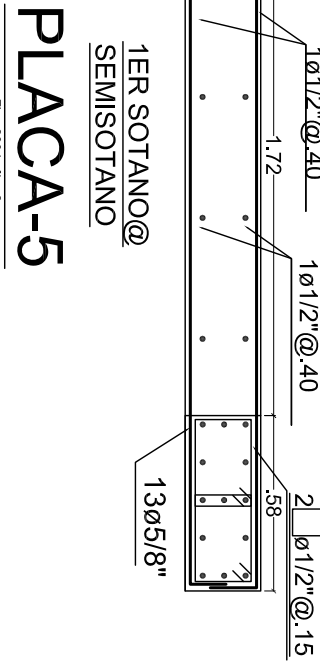
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



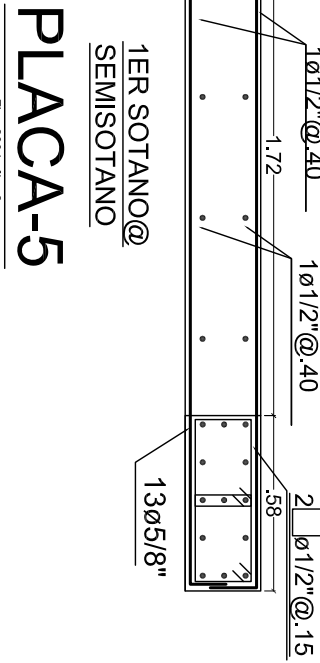
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



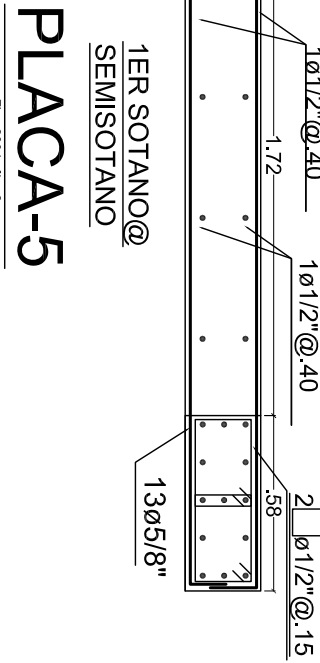
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



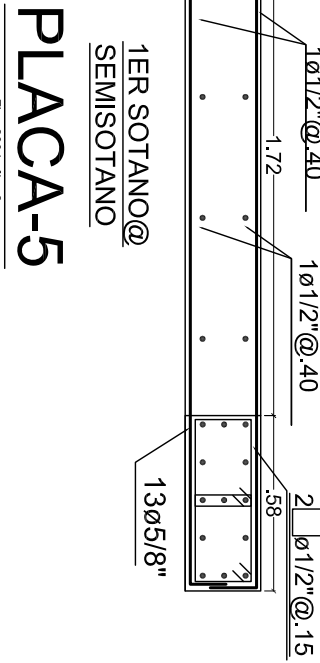
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



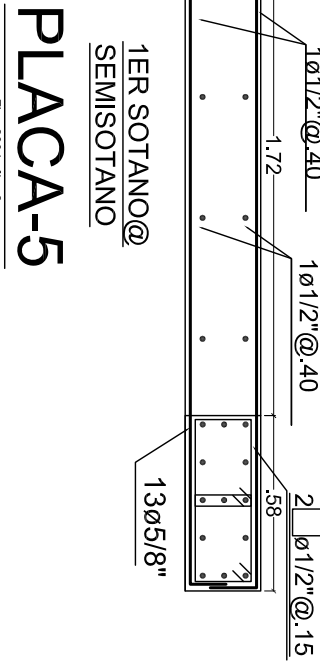
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



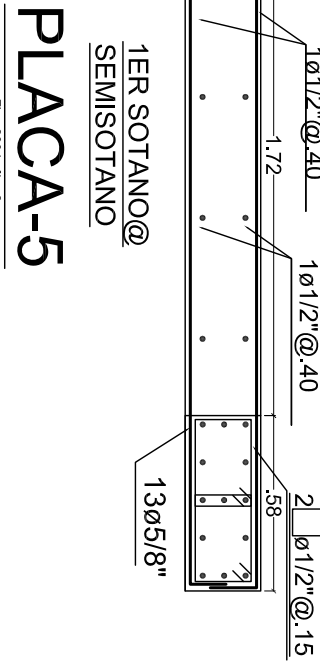
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



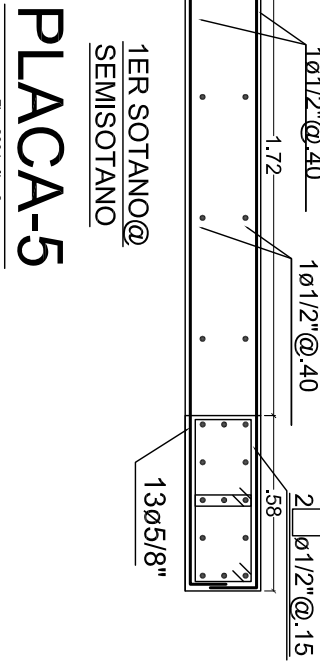
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



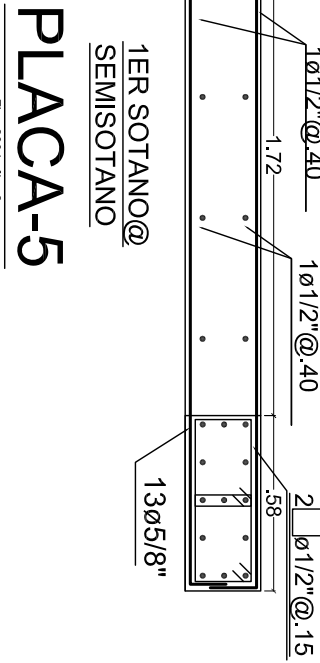
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



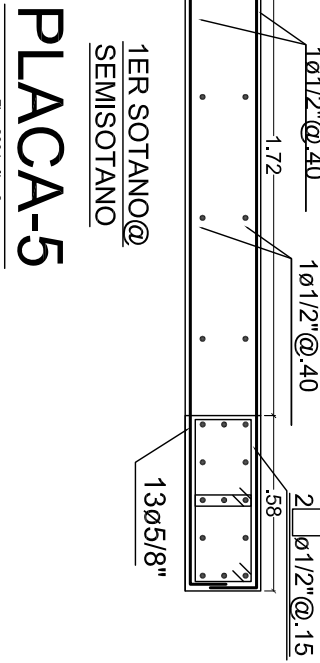
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



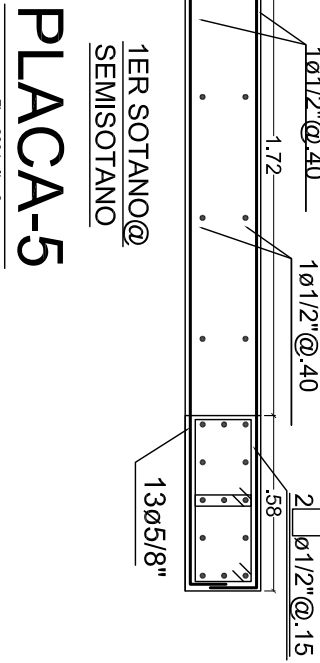
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



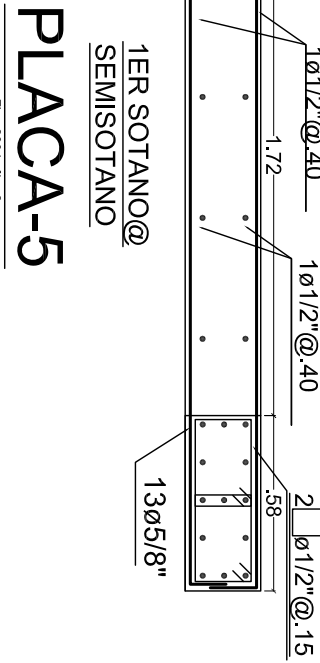
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



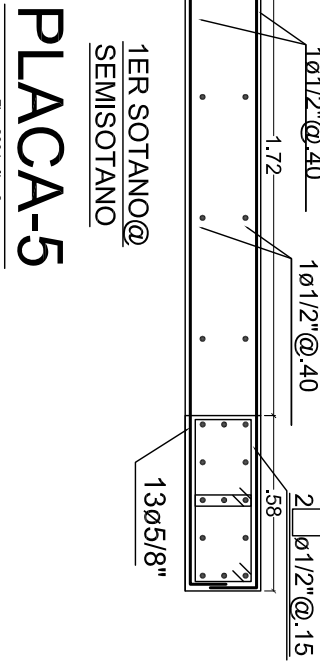
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



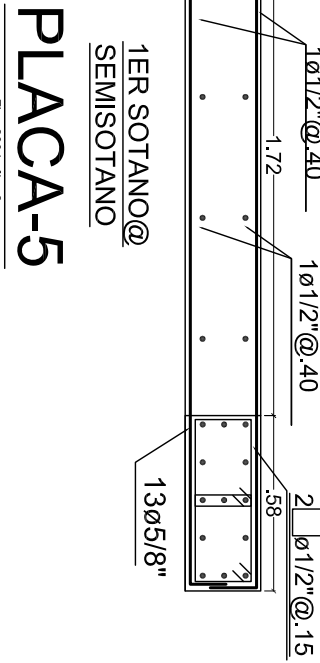
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



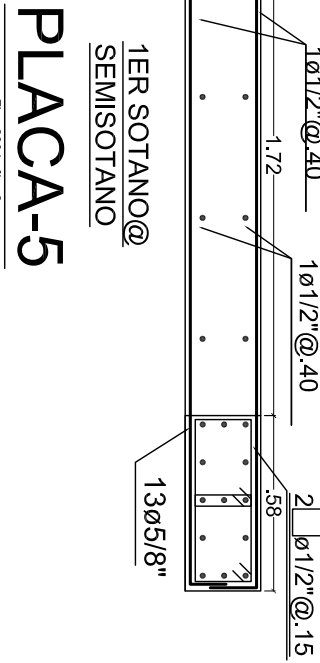
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



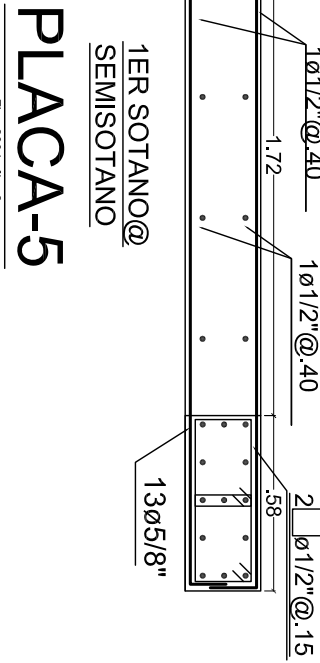
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



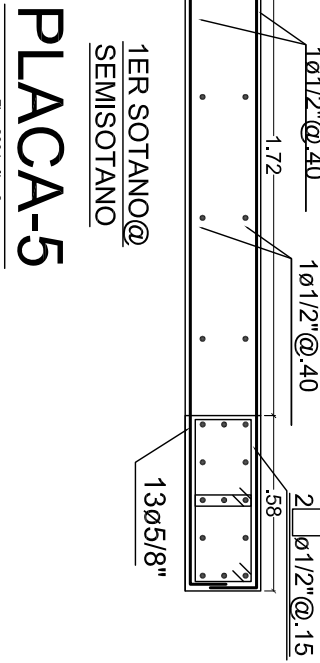
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



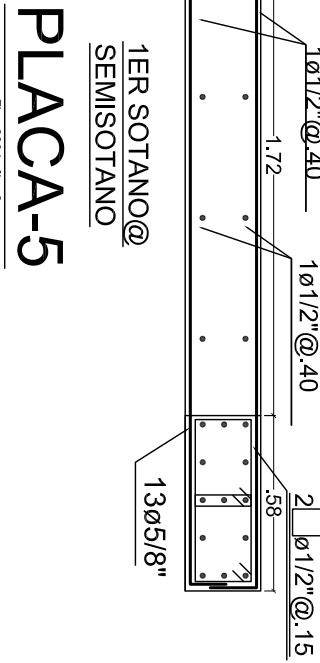
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



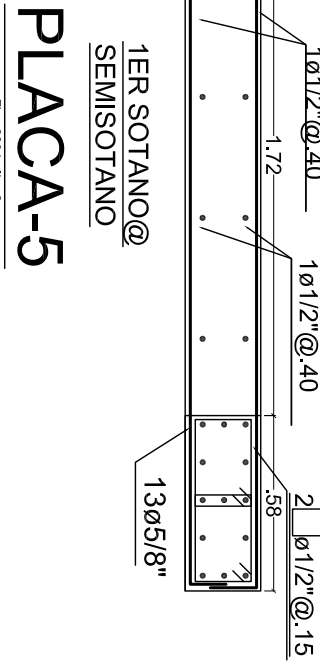
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



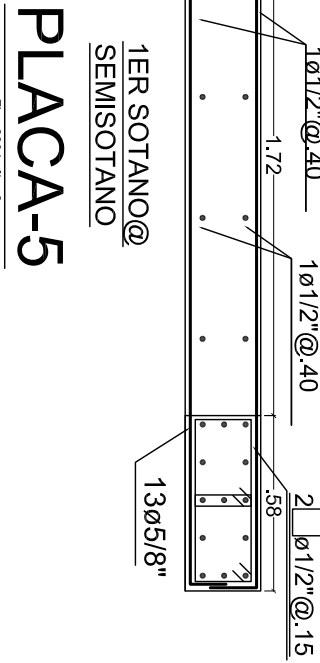
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



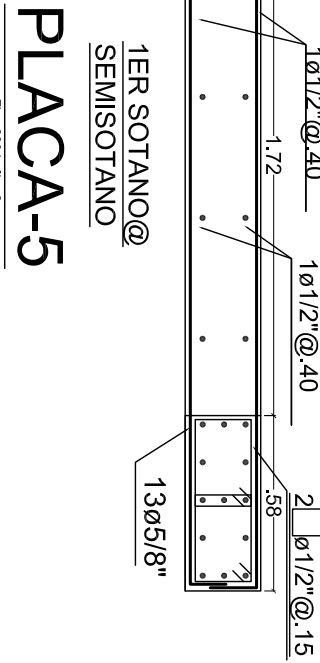
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



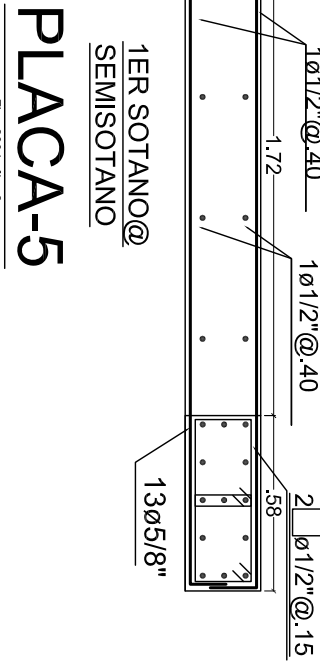
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



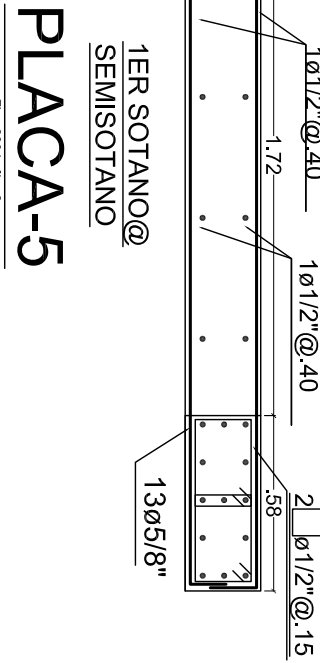
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



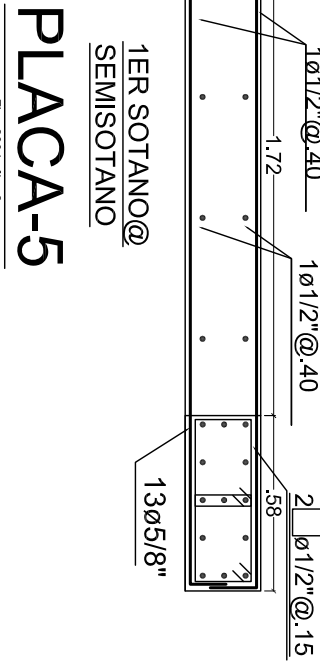
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



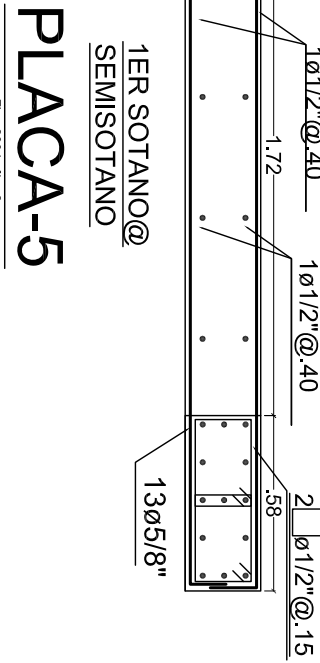
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



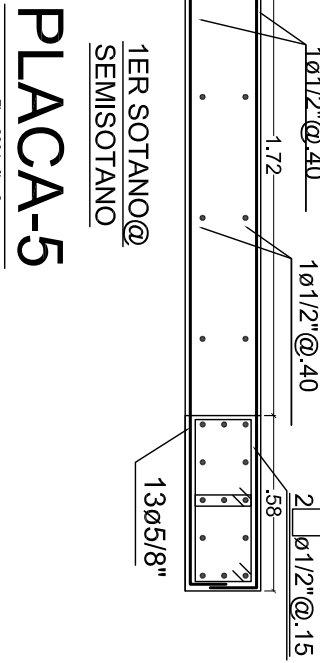
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



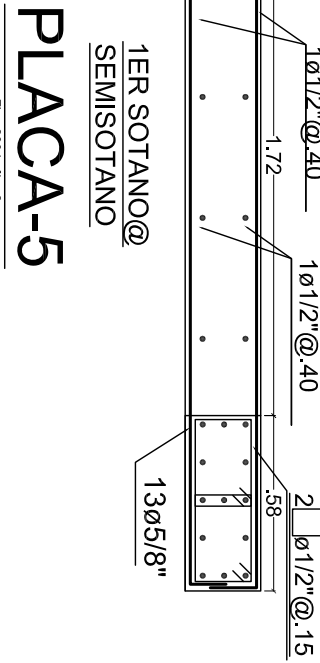
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



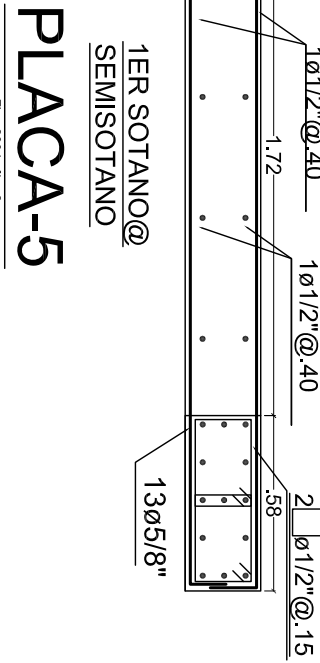
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



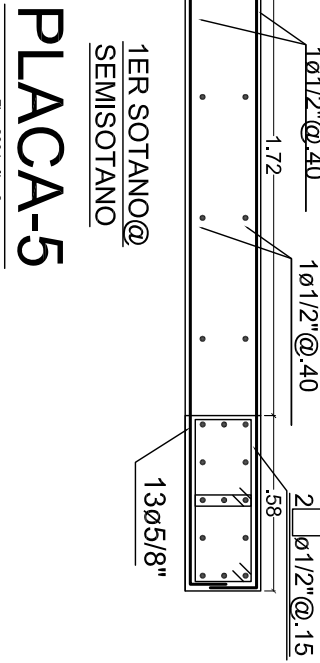
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



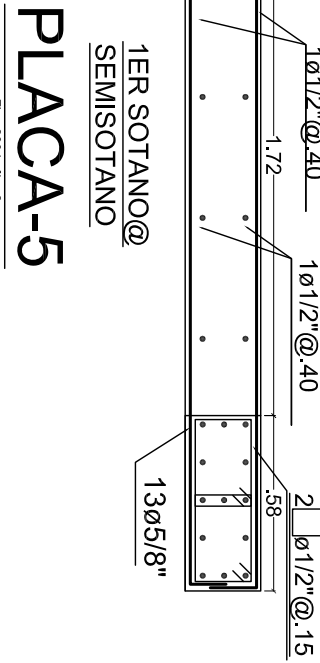
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



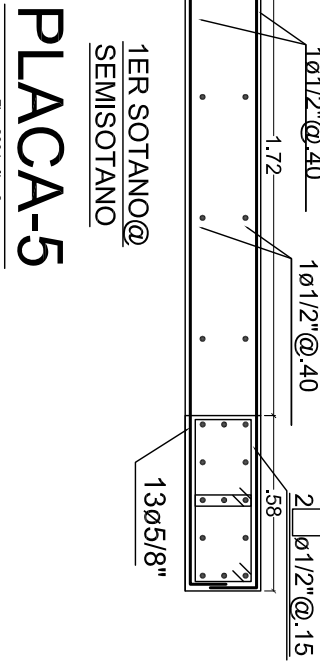
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



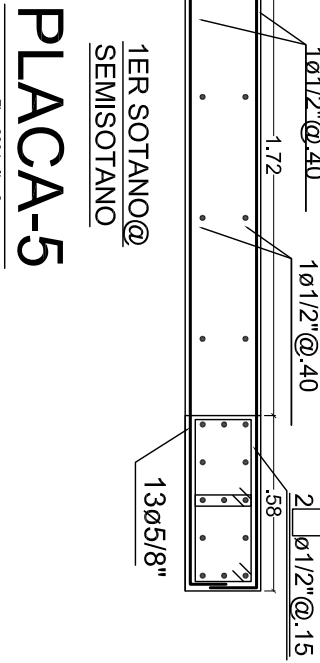
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



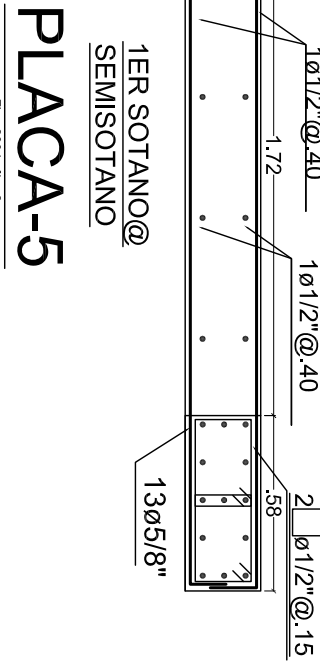
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



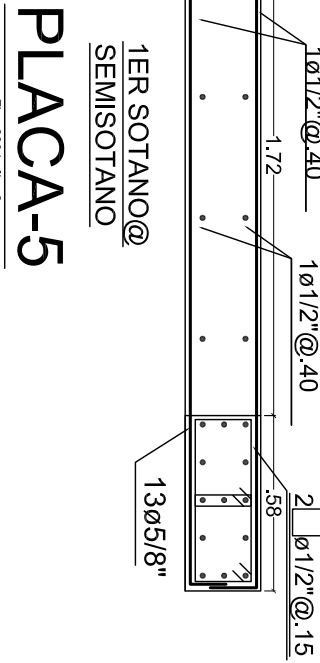
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



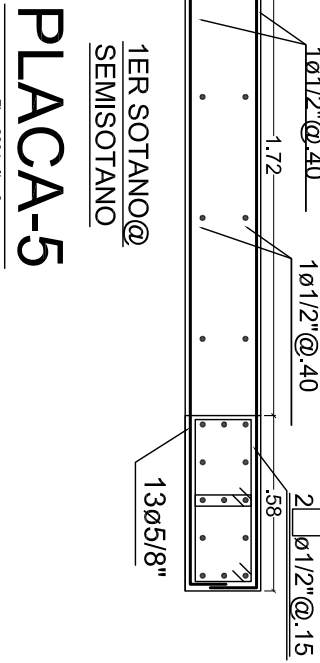
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



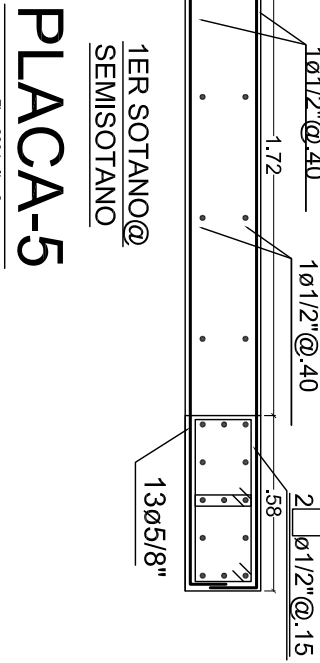
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



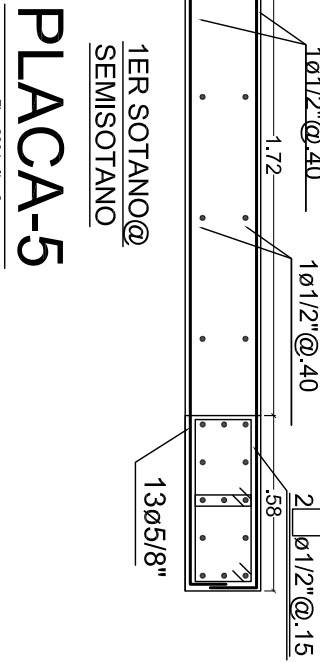
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



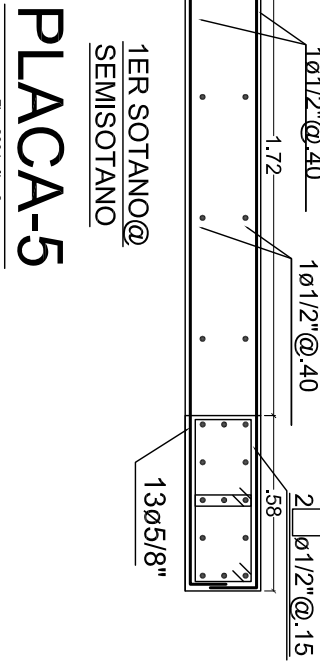
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



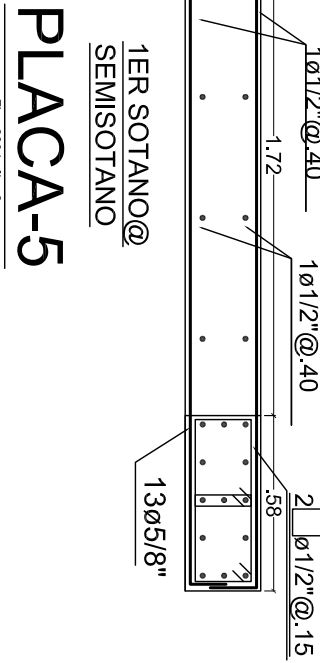
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



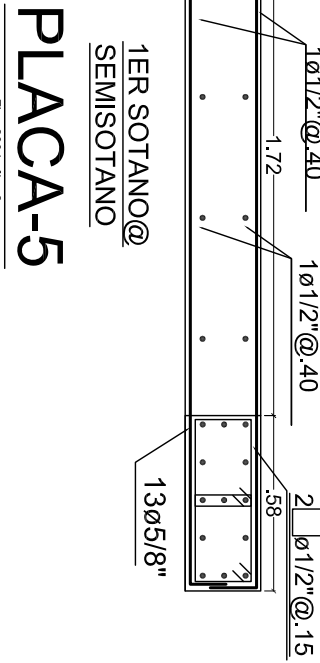
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



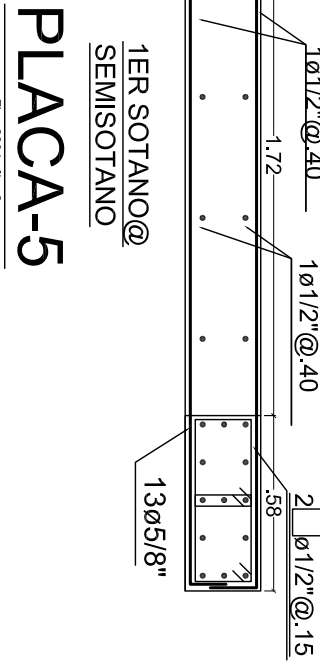
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



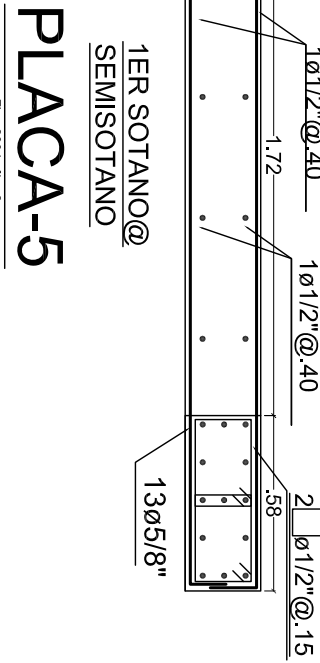
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



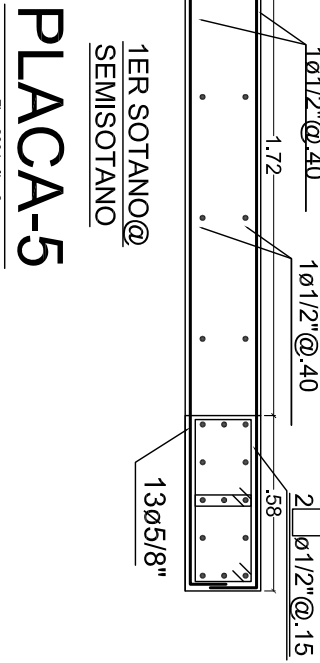
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



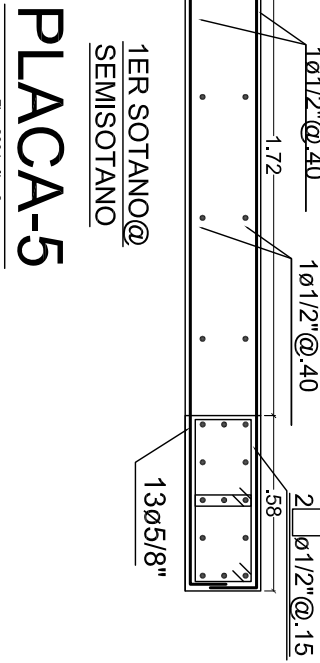
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



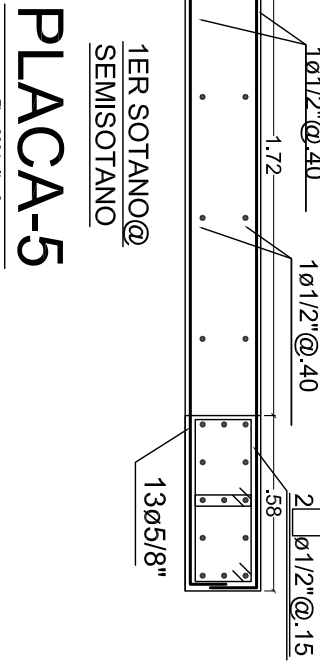
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



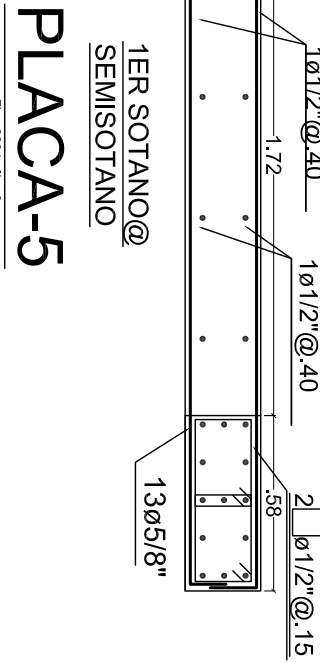
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



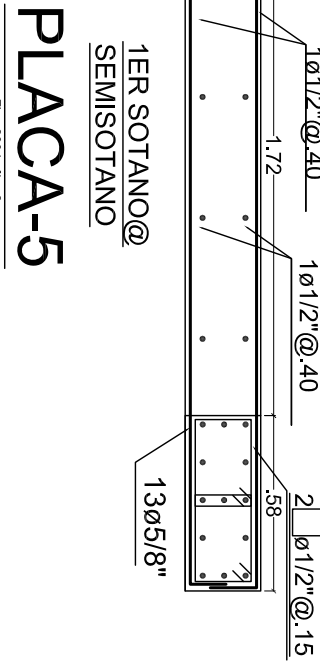
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



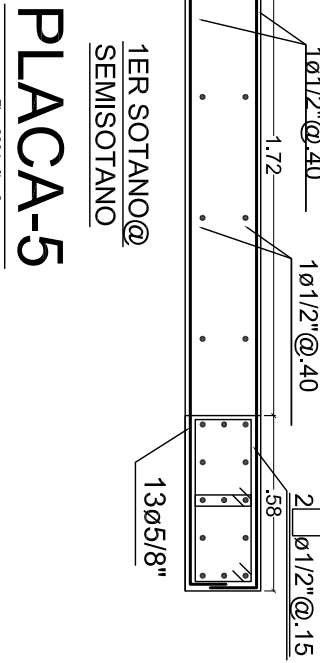
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



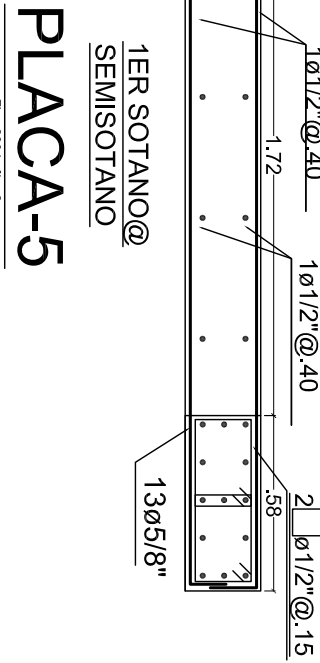
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



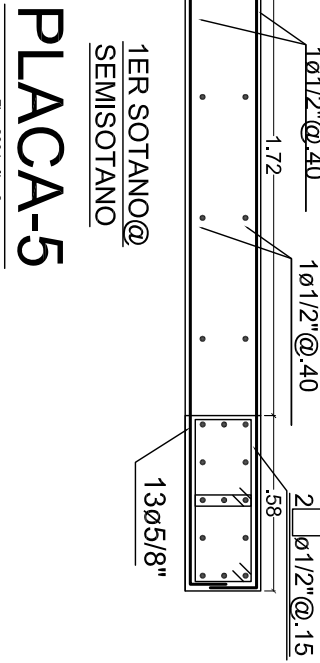
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



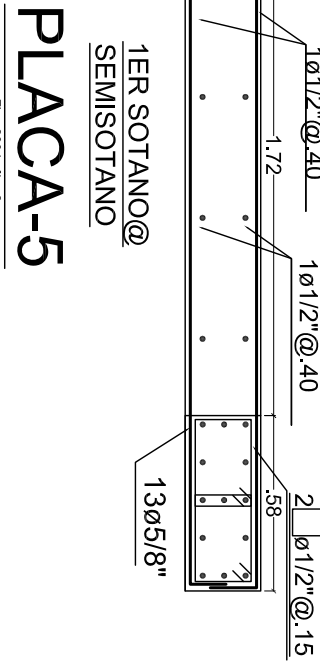
PRIMER PISO @ QUINTO PISO



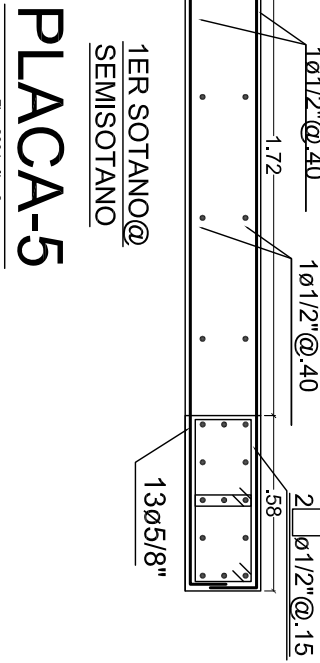
PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



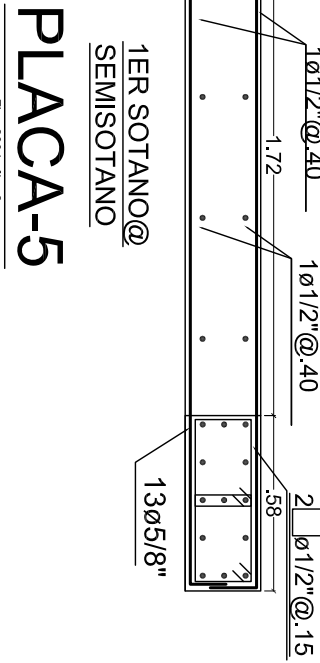
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

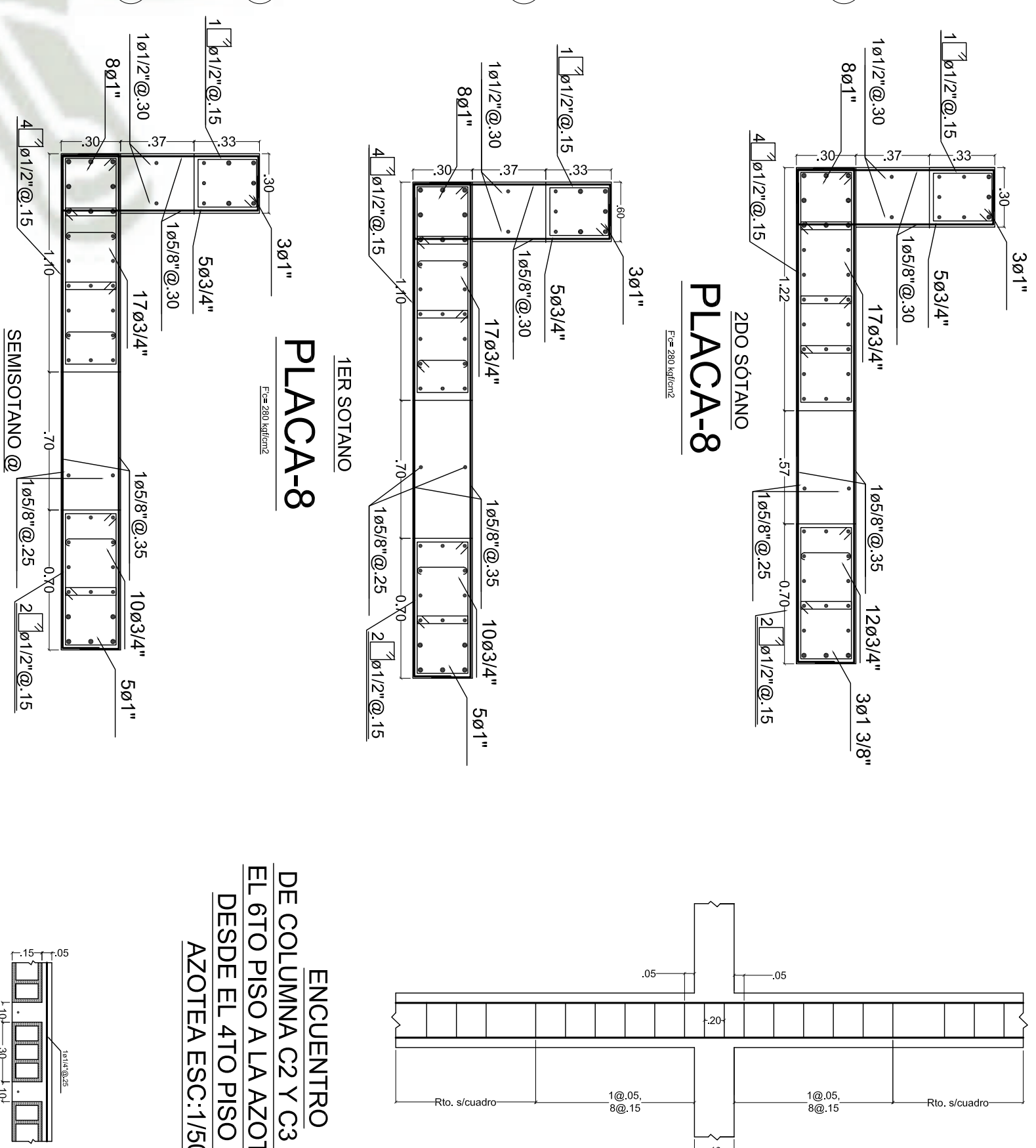
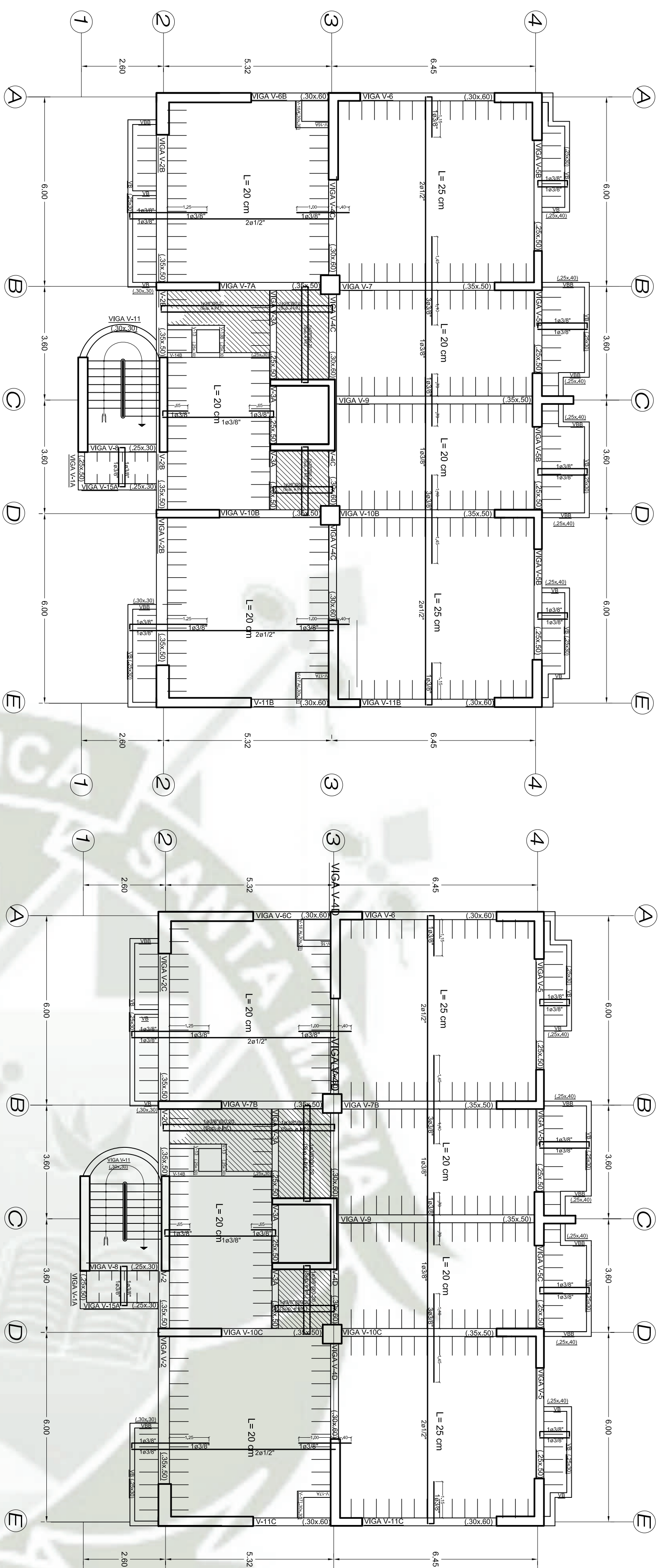


PRIMER PISO @ SEPTIMO PISO



PRIMER PISO @ QUINTO PISO

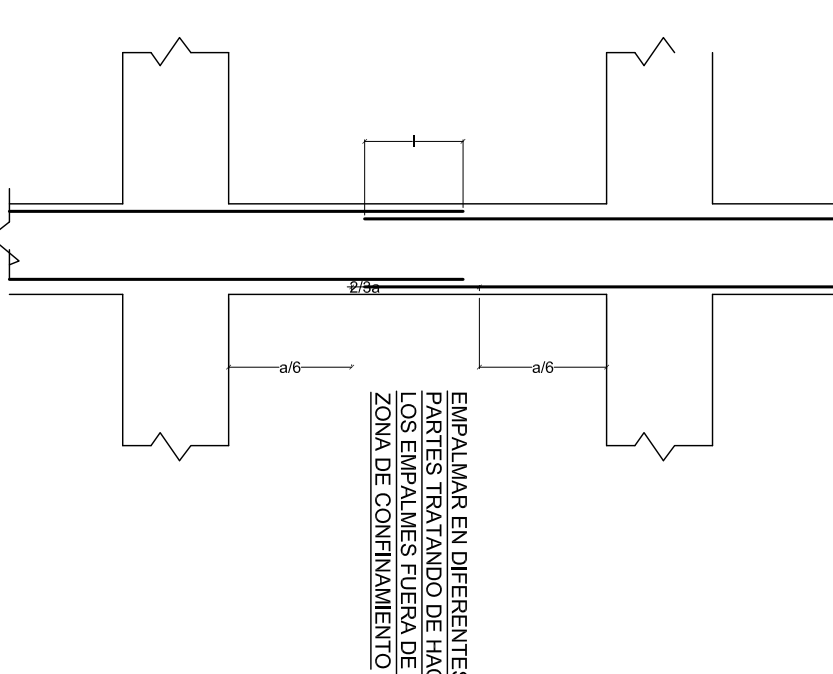
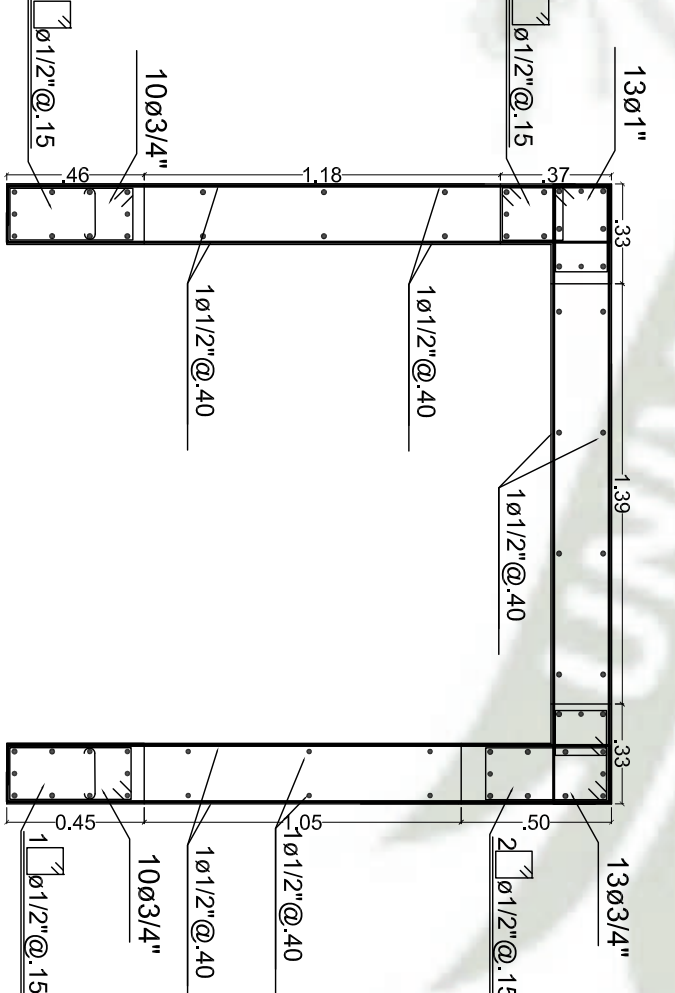
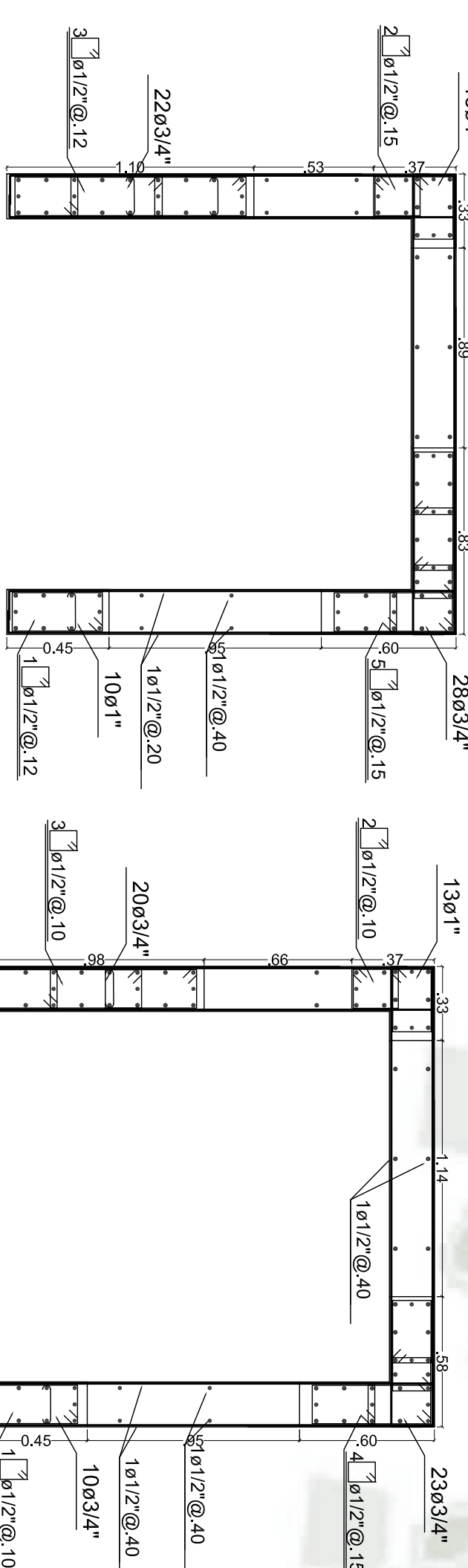
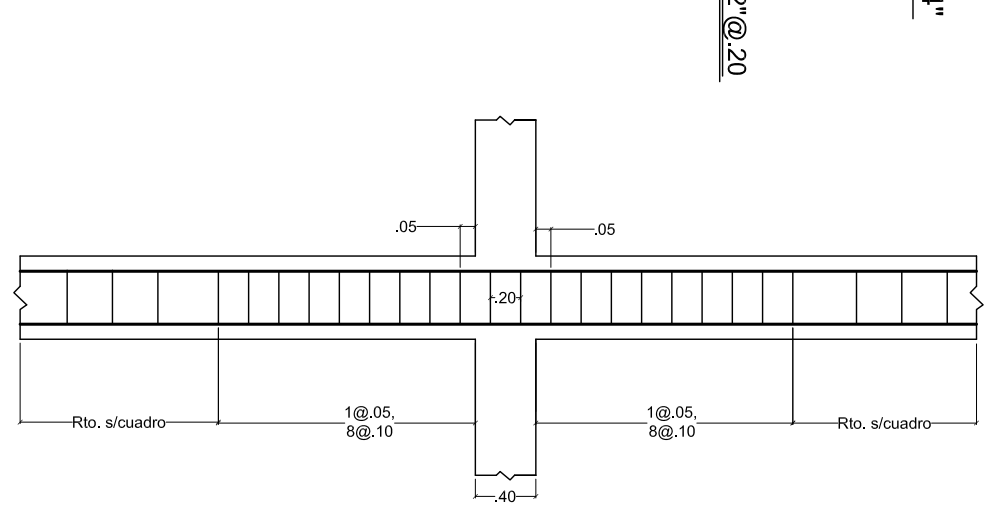
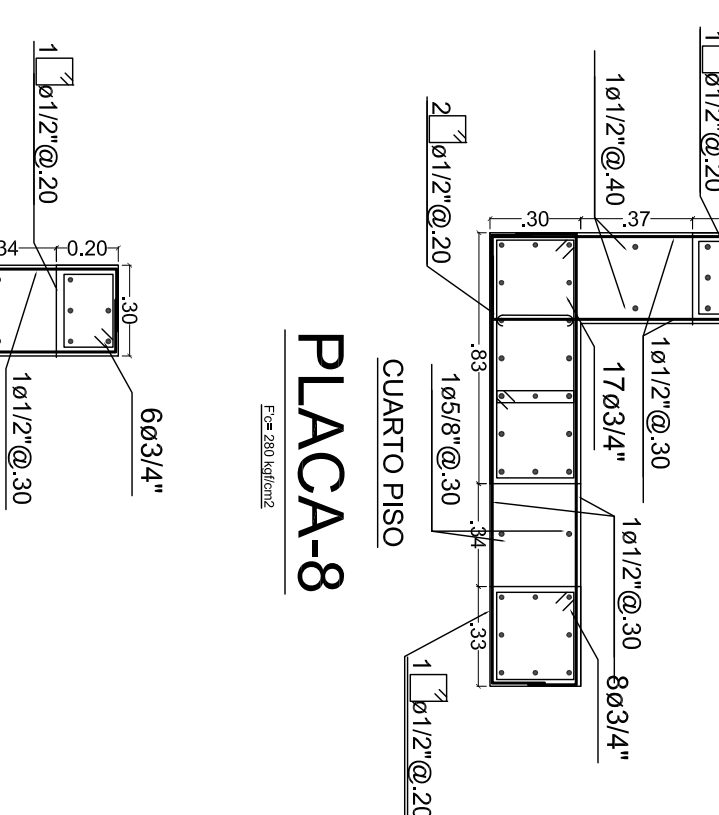
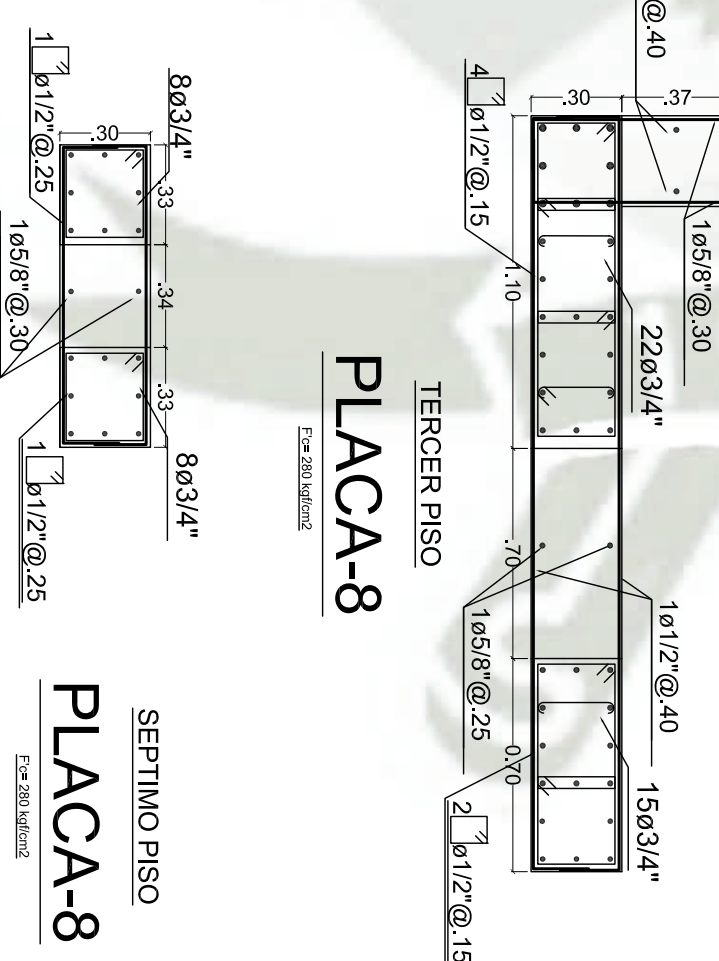
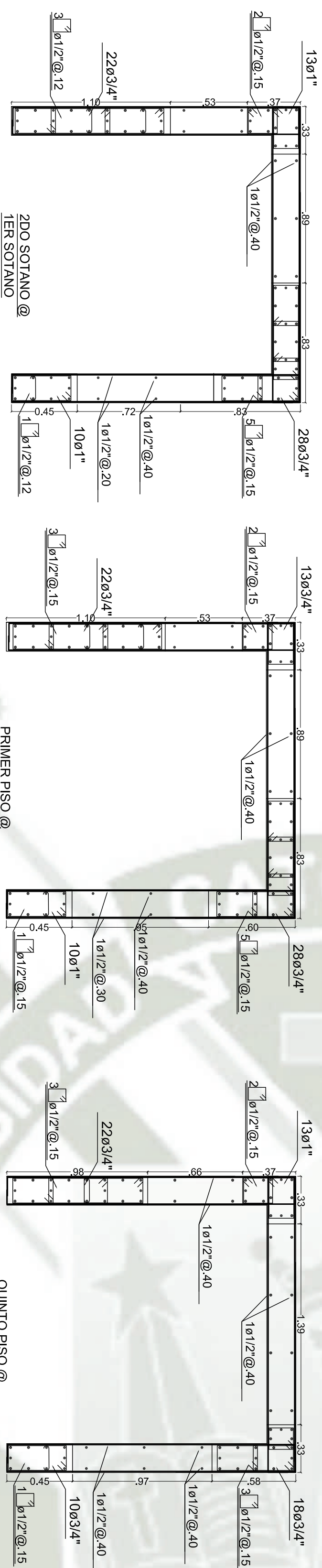




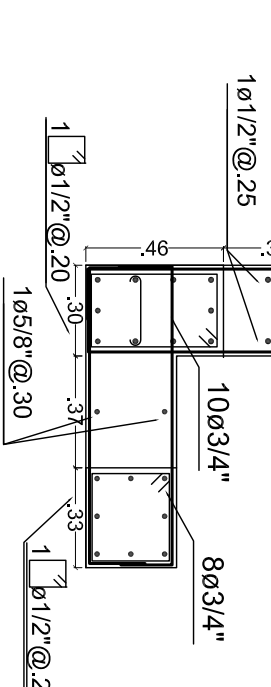
ENCUENTRO
DE COLUMNA C2 Y C3 DESDE
EL 6TO PISO A LA AZOTEA, C1
DESDE EL 4TO PISO A LA
AZOTEA ESC:1/50

ENCOFRADO 2º PISO

ENCOFRADO 3º PISO



LONGITUD DE EMPALME (l)	
ø3/4"	.70
ø5/8"	.60
ø1/2"	.50
ø1"	1.00



ENCUENTRO
DE COLUMNA C2 Y C3 HASTA
EL 5TO PISO, C1 HASTA EL
3ER PISO ESC:1/50

SEMISOTANO

PLACA-9

TERCER PISO @
CUARTO PISO

PLACA-9

SEPTIMO
AZOTTA

PLACA-9

EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES, TRATANDO DE HACER LOS ENCAJES FUERA DE LA ZONA DE CONSUMIMIENTO	PROYECTO:	EDIFICIO MIII TEAMIIAR BEGIIAR
--	-----------	--------------------------------

TESTISTAS
ELVA EMILY BENAVENTE FLORES
ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA

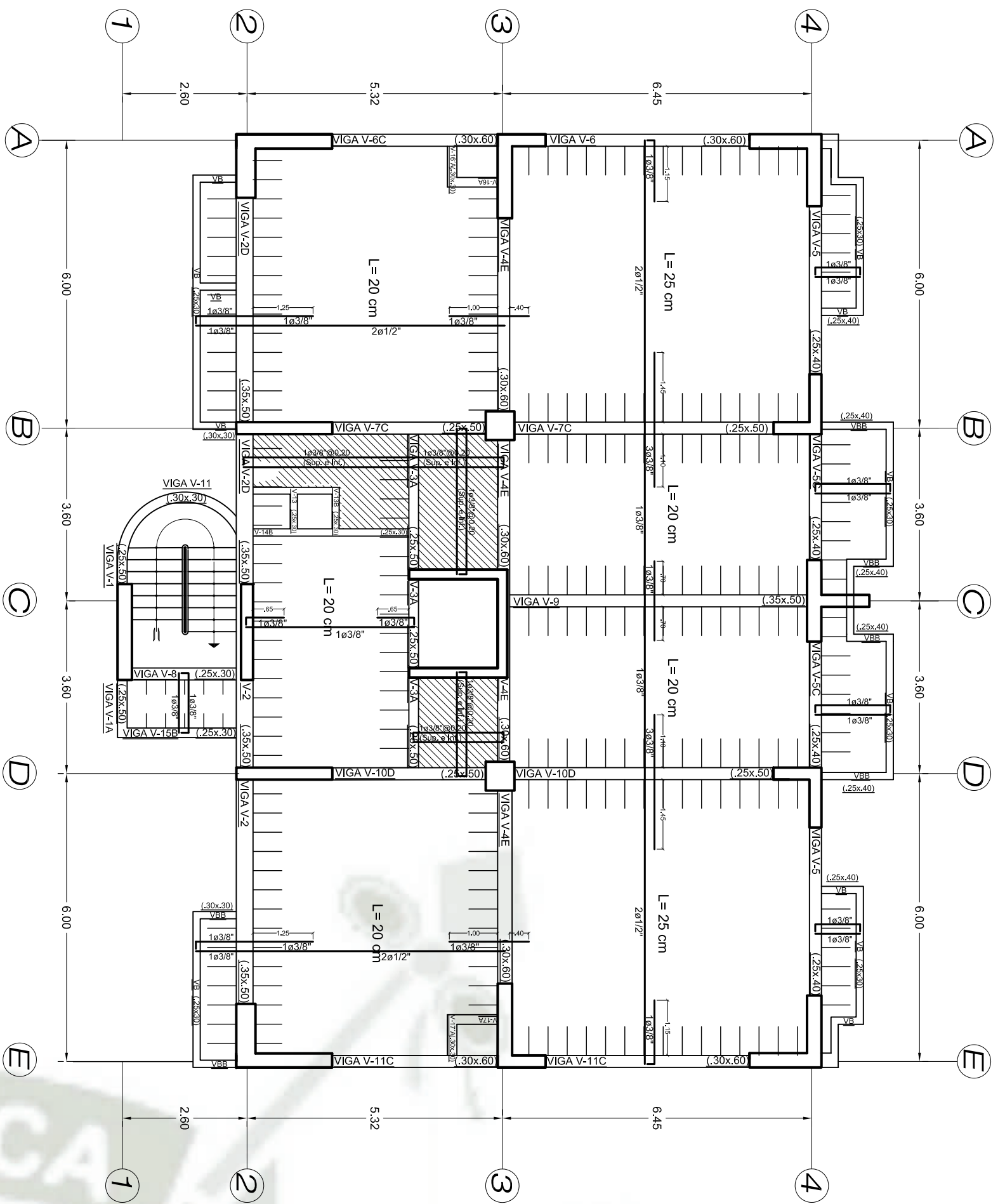
ENCOFRADO 2DO Y 3ER PISO

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

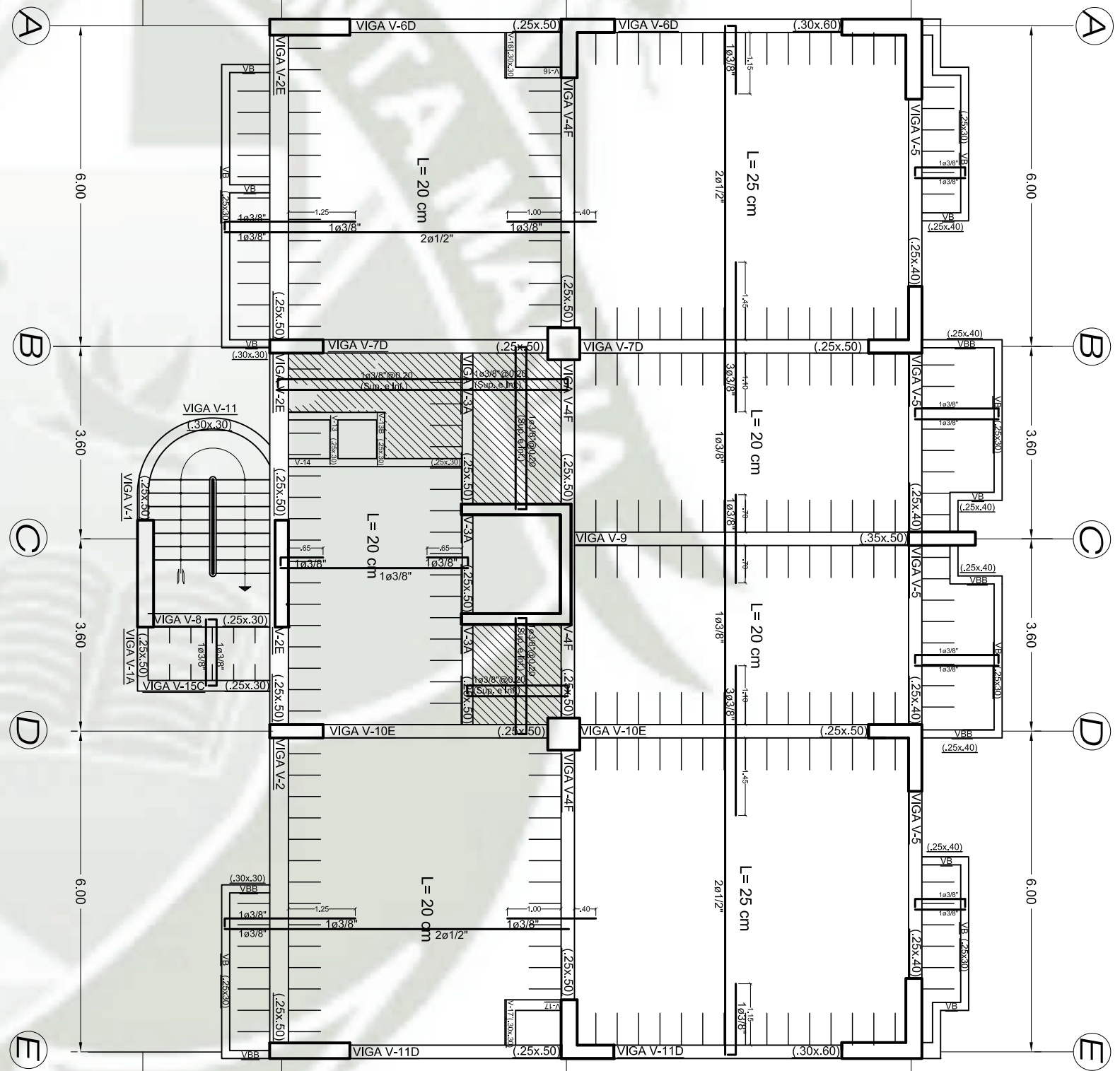
MSc JORGE ROSAS ESPINOZA



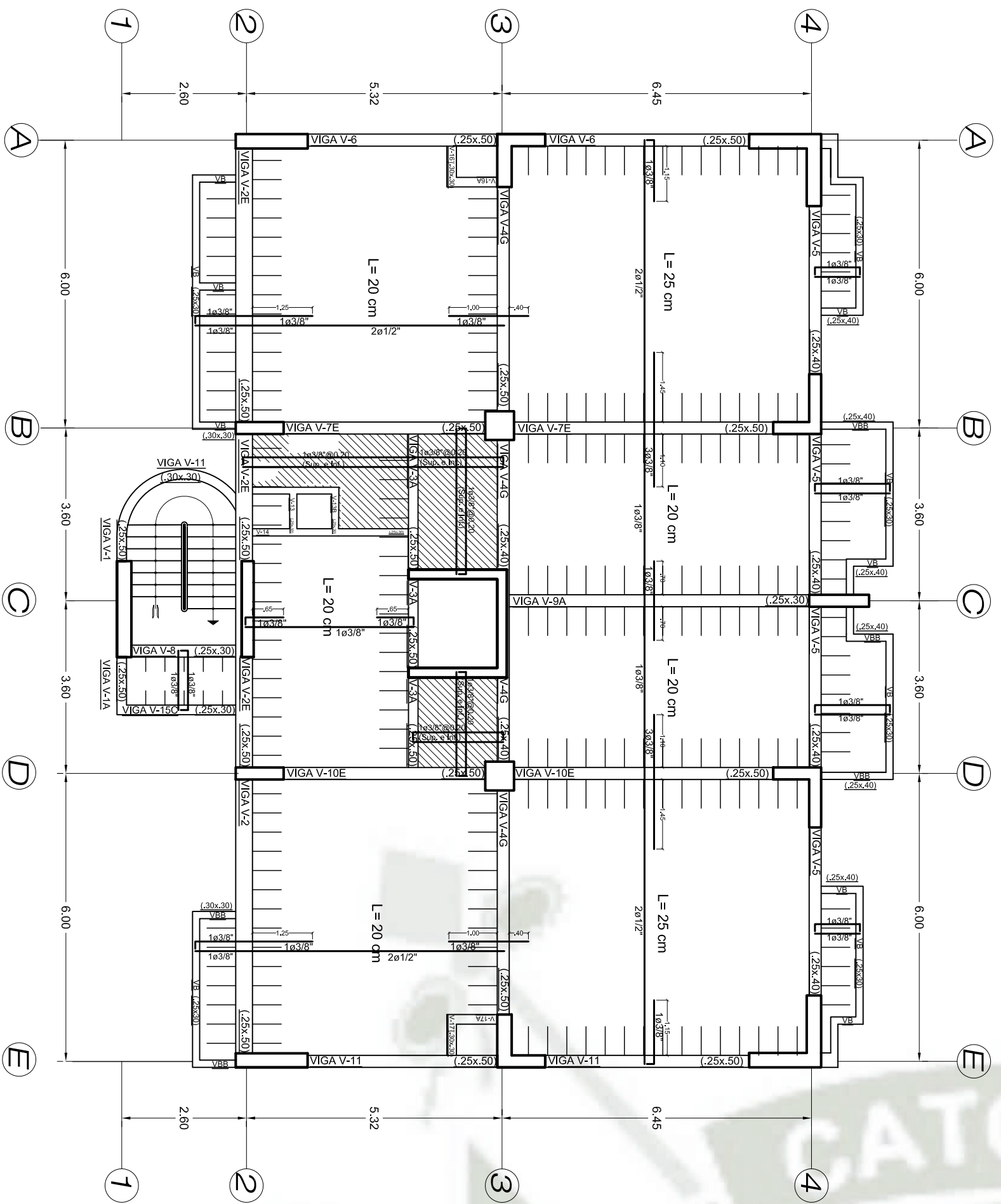
四



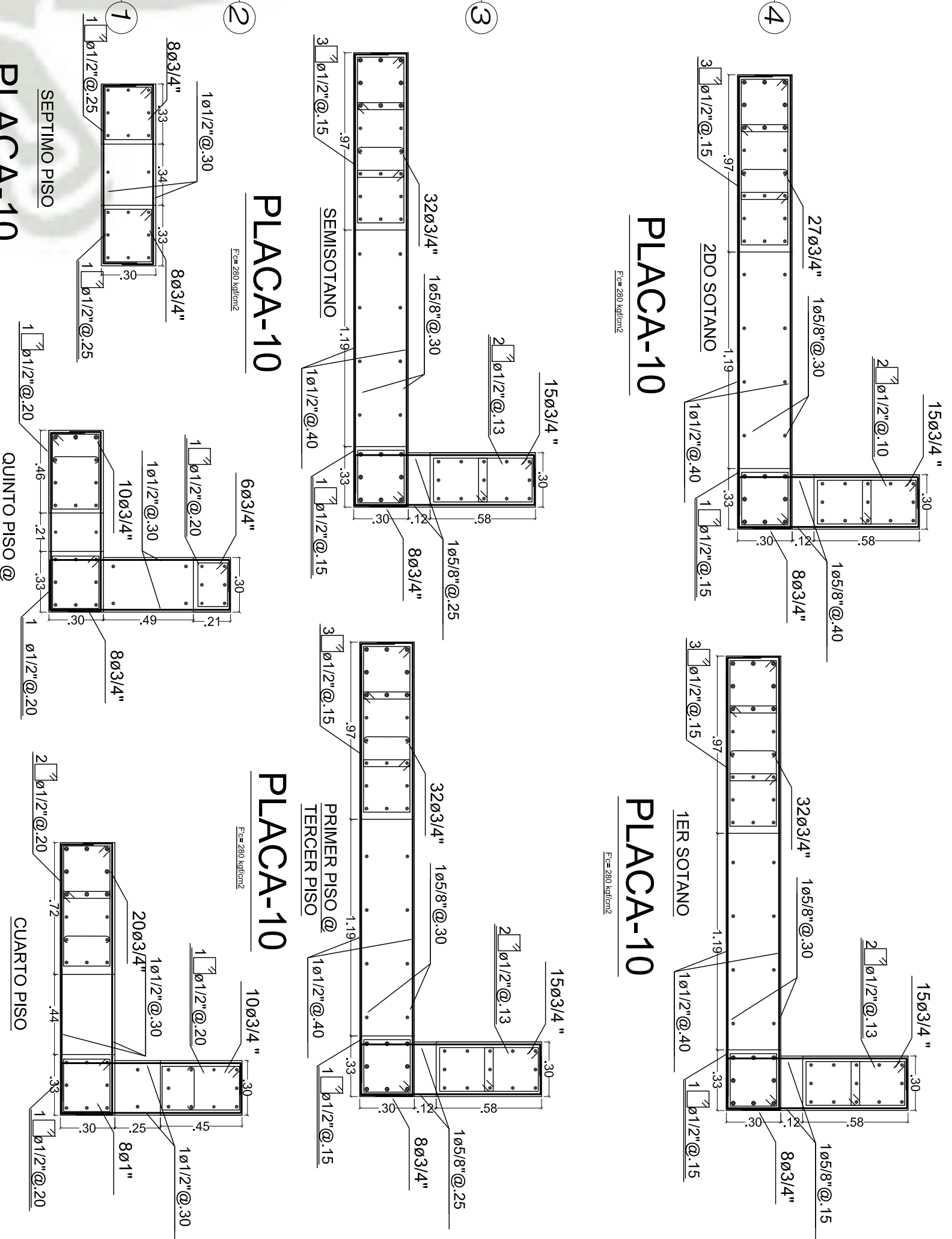
ENCOFRADO 4º PISO



ENCOFRADO 5º PISO



ENCOFRADO 6º PISO



PLACA-10

PLACA-10

PLACA-10

2DO SOTANO
PLACA-11

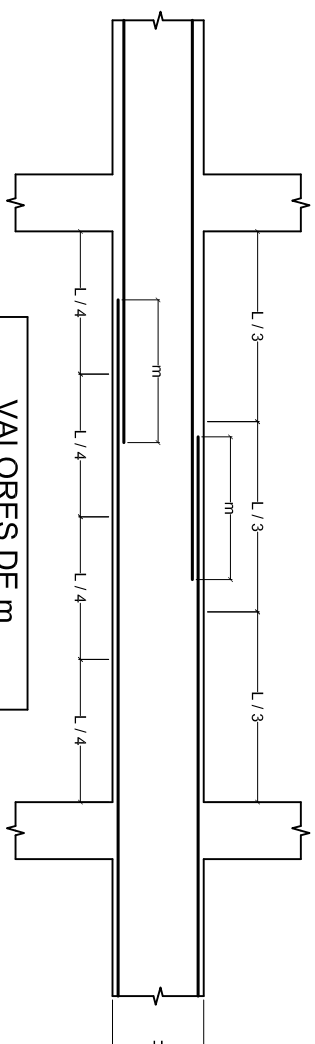
SEMISOTANO @
SEGUNDO PISO
PLACA-11

QUINTO PISO @
SEXTO PISO
PLACA-11

1ER SOTANO
PLACA-11

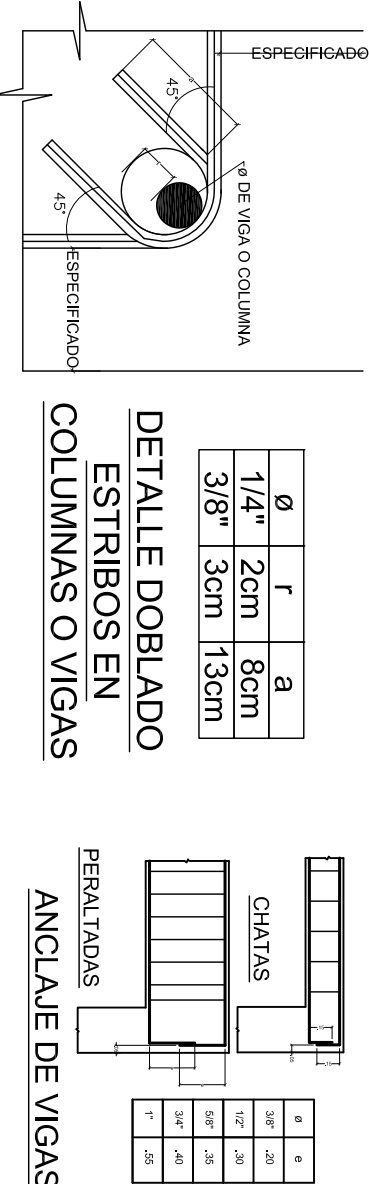
TERCER PISO @
CUARTO PISO
PLACA-11

SEPTIMO PISO
PLACA-11

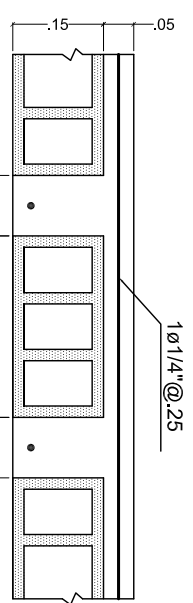
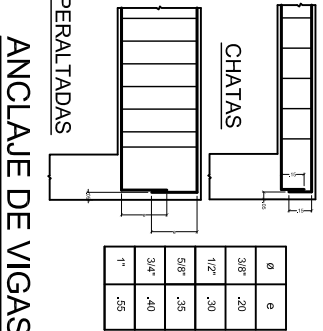


VALORES DE m			
Ø	Relación Interior	Relación Superior	H=30
38"	40	40	45
17"	40	40	45
58"	50	45	60
34"	65	55	75
1"	1.15	1.00	1.30

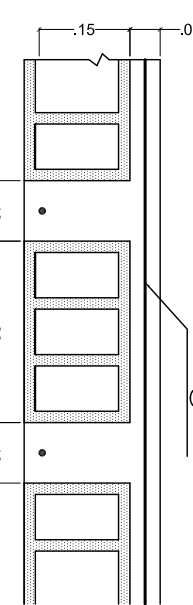
EMPALMES TRASLAPADOS PARA
VIGAS, LOSAS Y ALGERADOS



Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

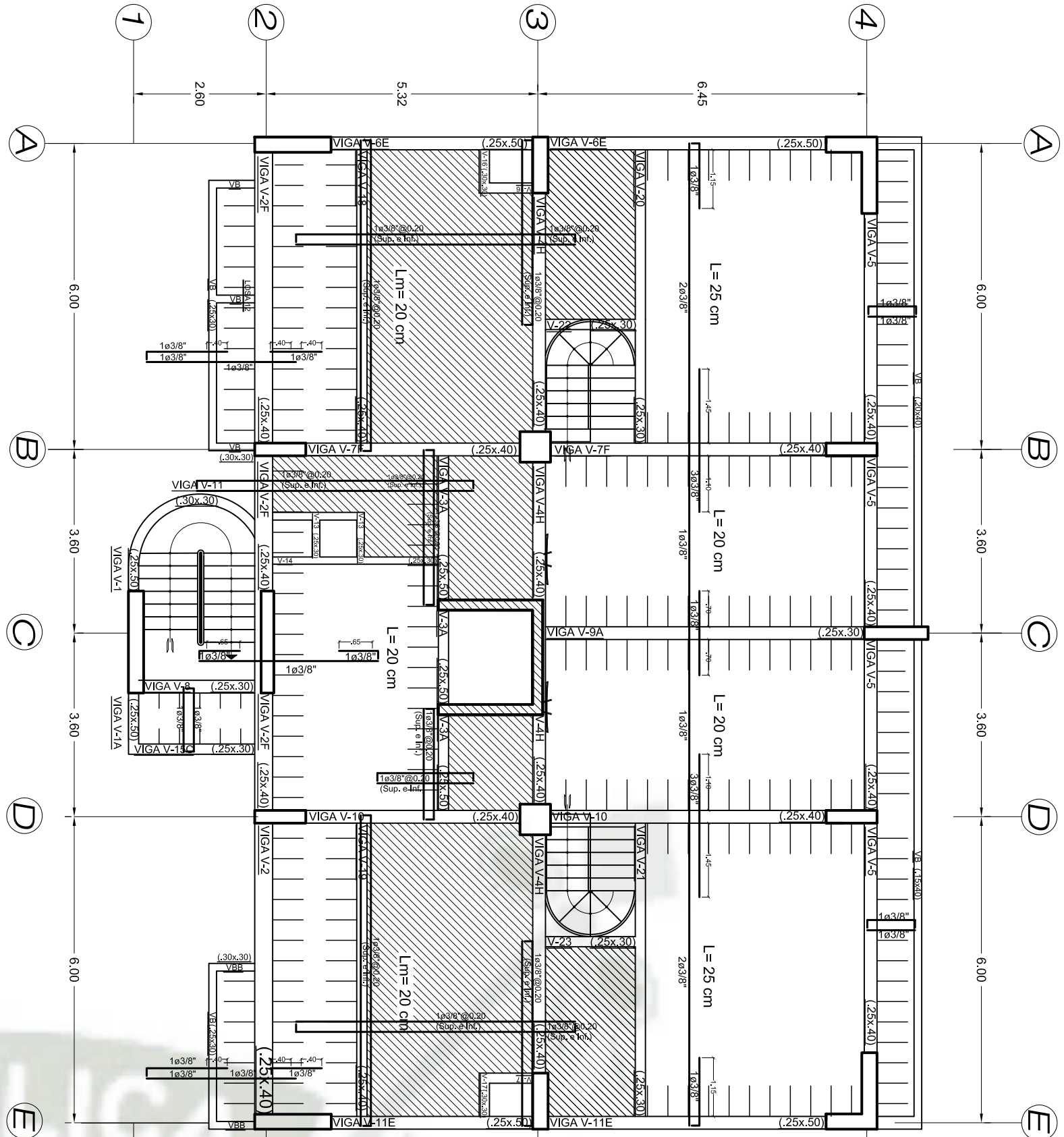


DETALLE ALGERADO DE
20CM

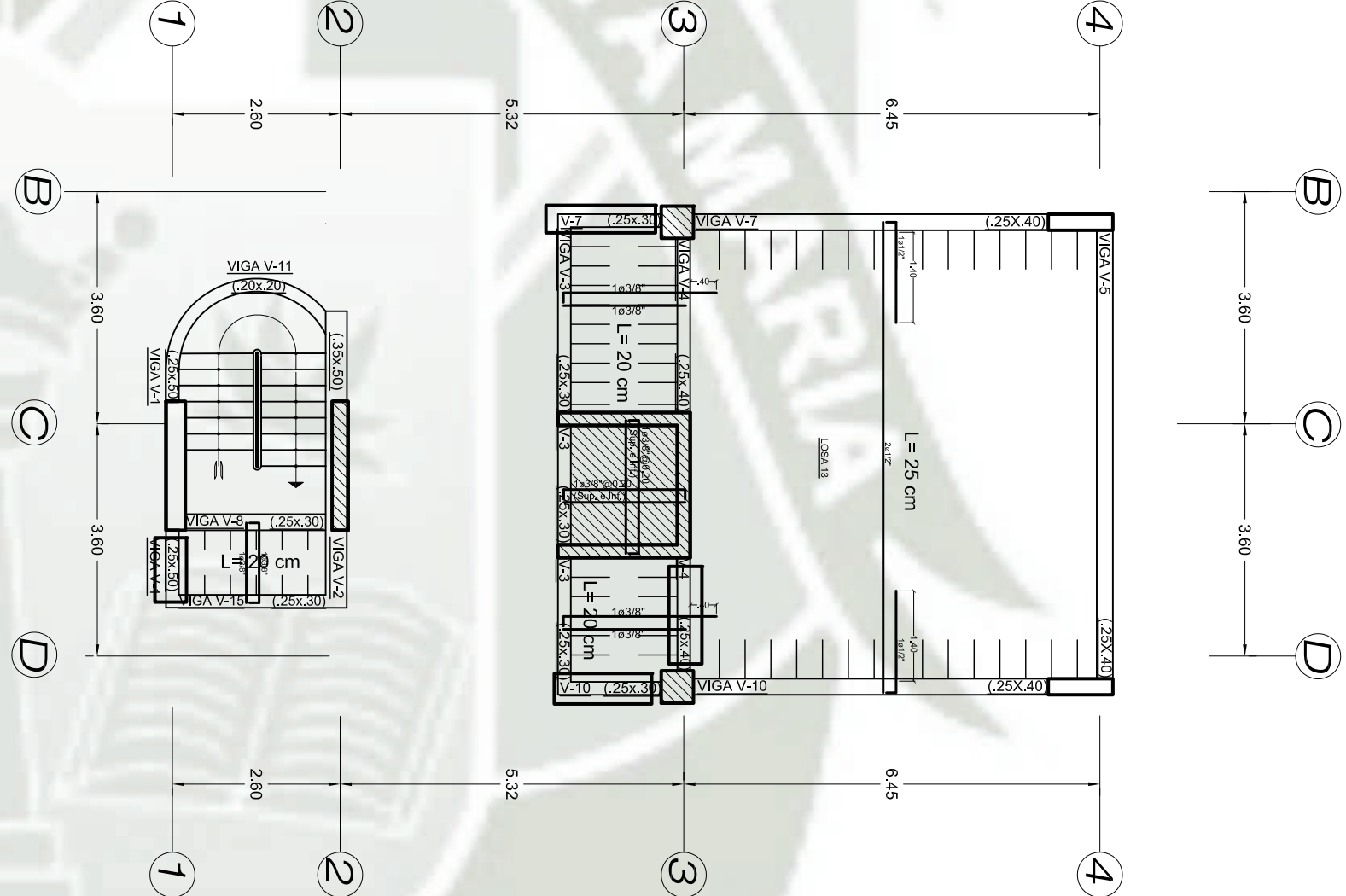


DETALLE ALGERADO DE
25CM

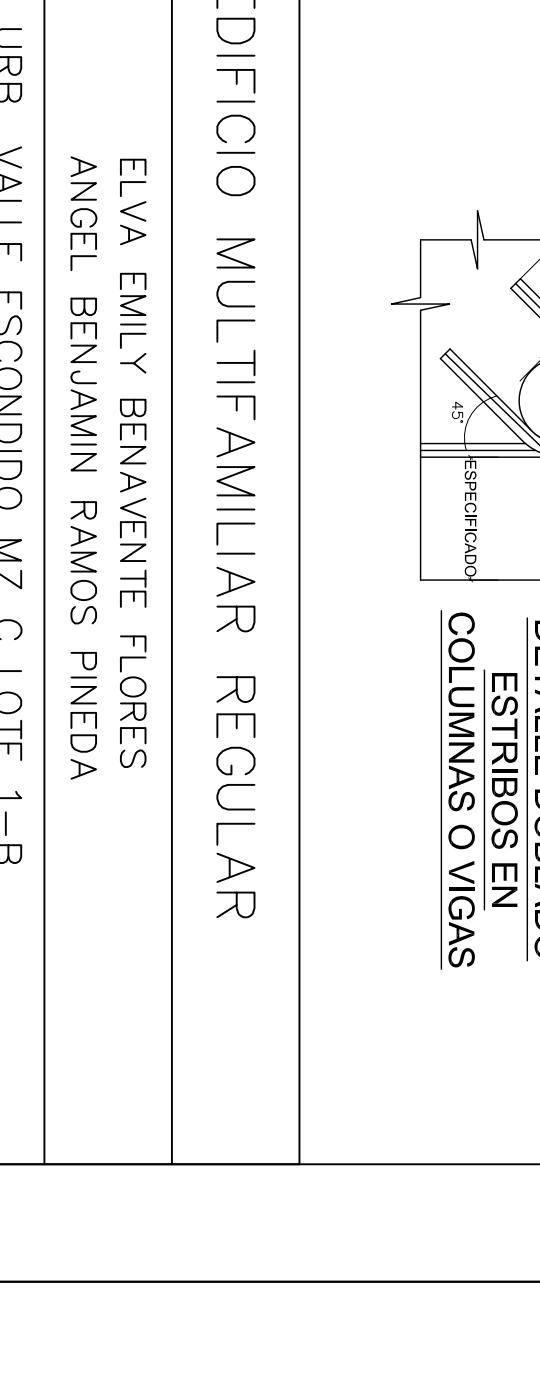
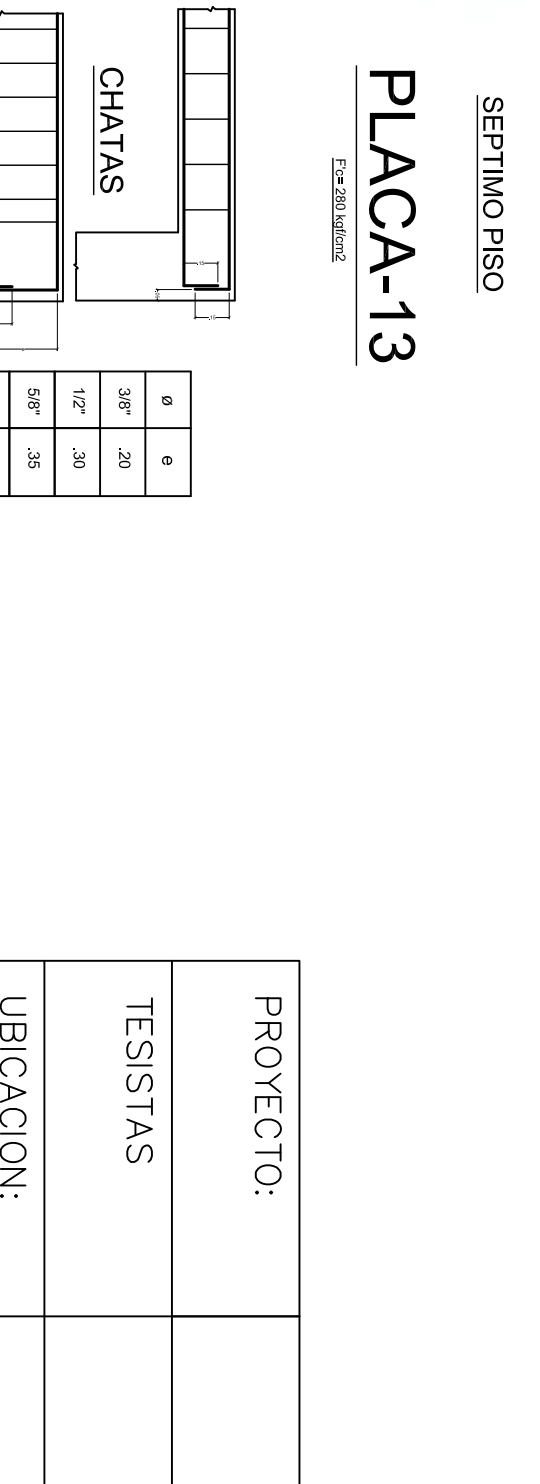
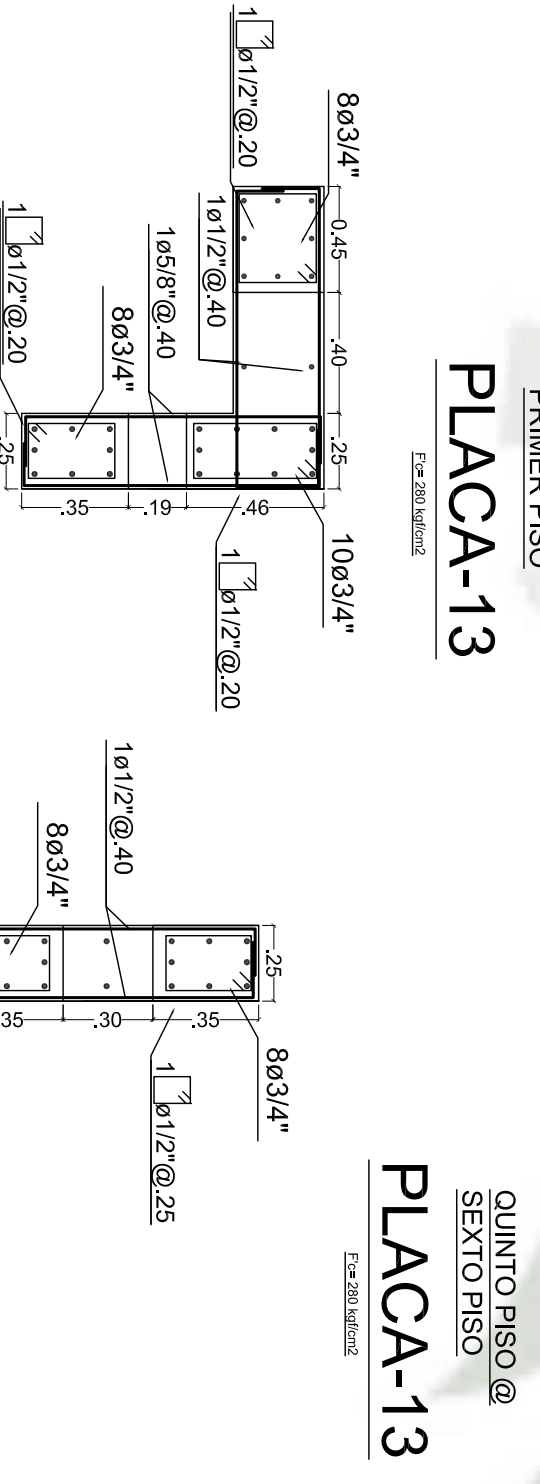
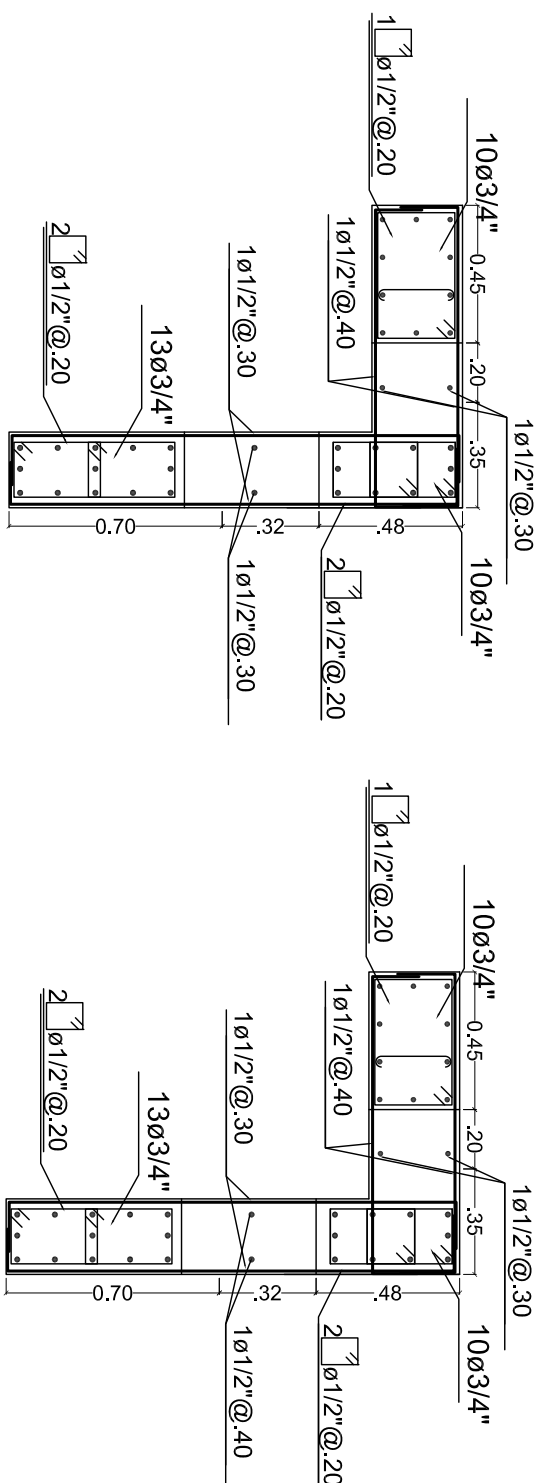
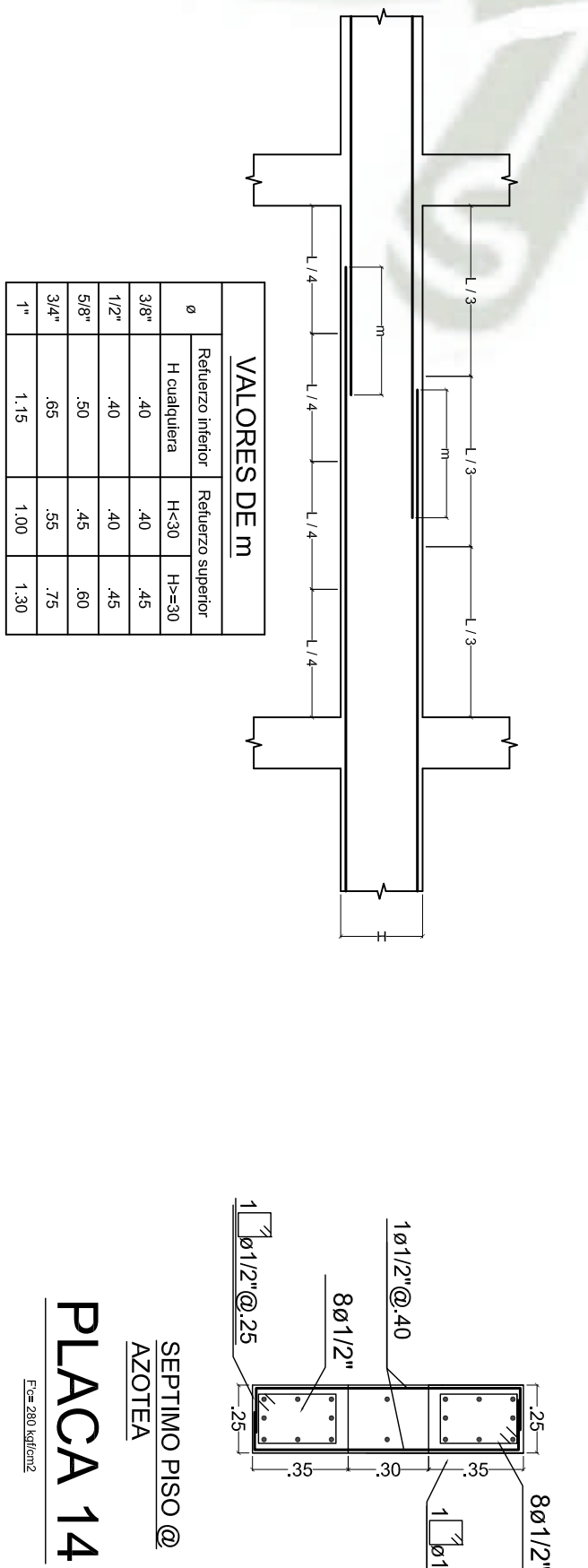
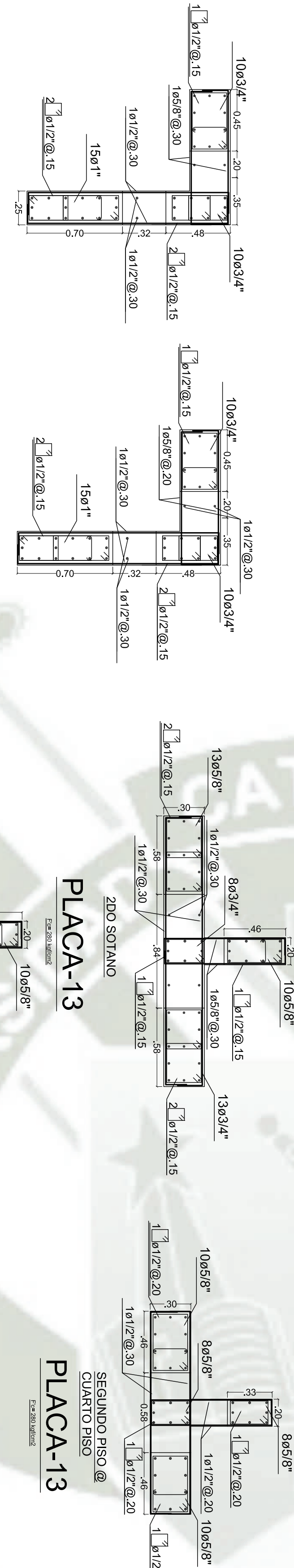
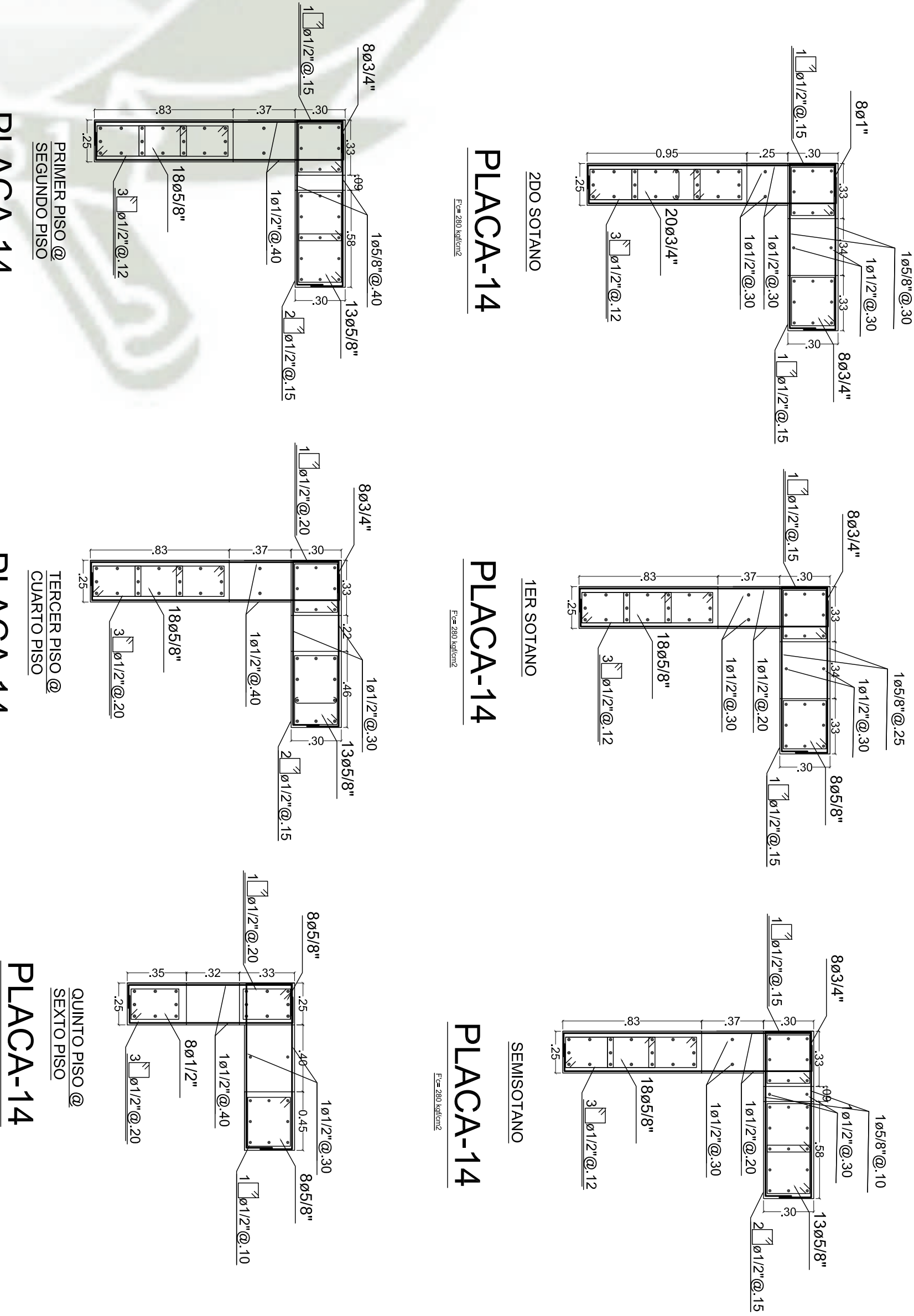
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR		
TESTISTAS	ELVA EMILY BENAYENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 4TO,5TO y 6TO PISO		
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA		Universidad Católica de Santa María
FECHA:	OCTUBRE 2020		
			E-5



ENCOFRADO 7° PISO



ENCOFRADO AZOTEA



PRIMER PISO @ SEGUNDO PISO

PRIMER PISO @ SEGUNDO PISO

TERCER PISO @ CUARTO PISO

TERCER PISO @ CUARTO PISO

QUINTO PISO @ SEXTO PISO

QUINTO PISO @ SEXTO PISO

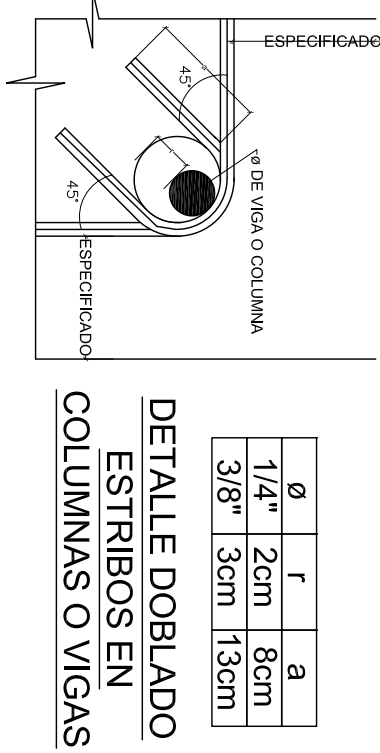
SEPTIMO PISO @ AZOTEA

SEPTIMO PISO @ AZOTEA

PERALTADAS

ANCLAJE DE VIGAS

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALGERADOS

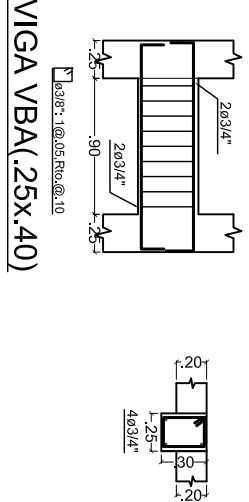
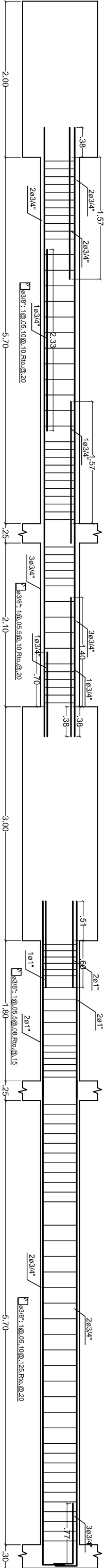


VALORES DE m			
Reinforced concrete	Reinforced concrete	Reinforced concrete	Reinforced concrete
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	55	55	75
1"	115	100	130

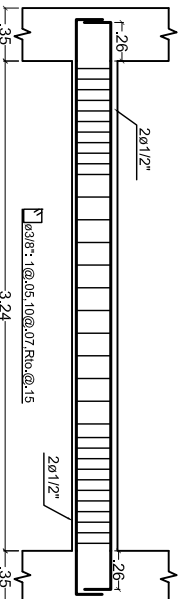
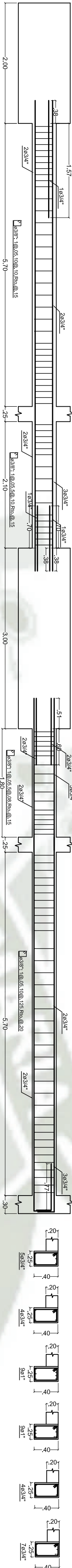
SEPTIMO PISO @ AZOTEA

PLACA 14

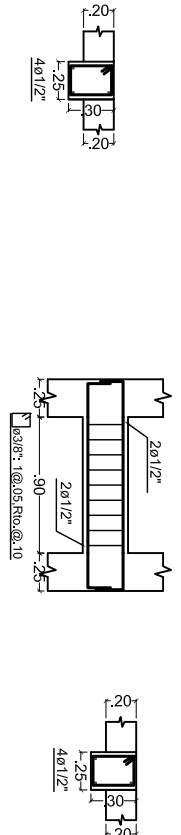
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR		
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	ENCOFRADO 7MO PISO Y AZOTEA		FECHA: OCTUBRE 2020
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA	 Universidad Católica de Santa María	E-6



VIGA V-2E(25x.50)

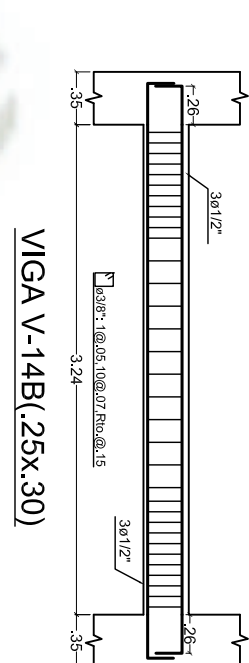
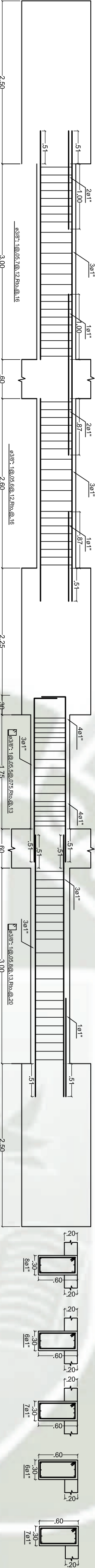


VIGA V-14A(25x.30)

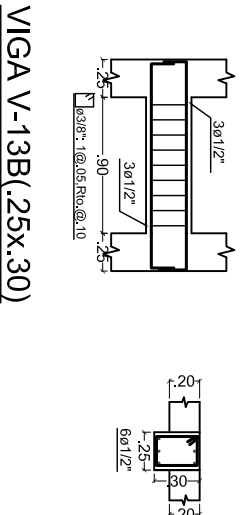


VIGA V-13A(25x.30)

VIGA V-2F(25x.40)

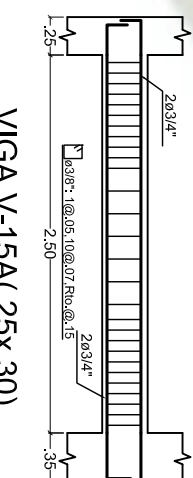
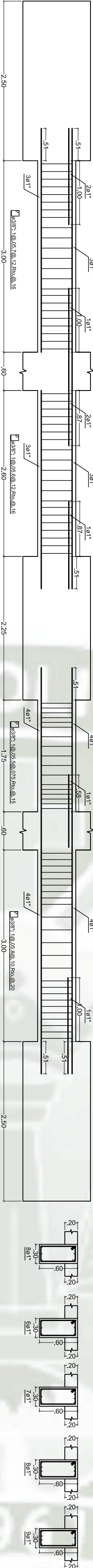


VIGA V-14B(25x.30)

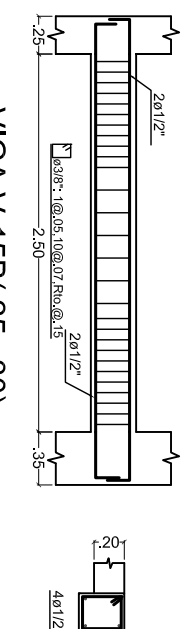


VIGA V-13B(25x.30)

VIGA V-4A(30x.60)

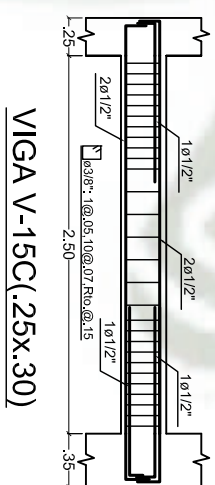
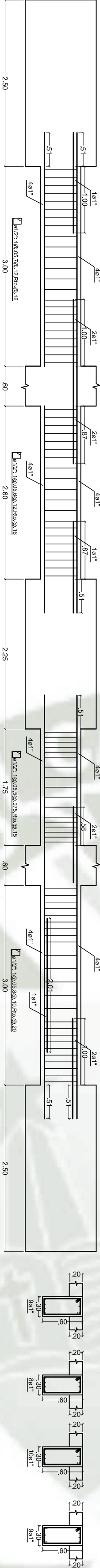


VIGA V-15A(25x.30)

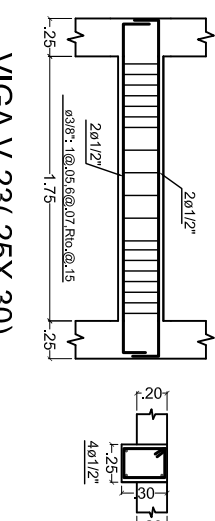


VIGA V-15B(25x.30)

VIGA V-4B(30x.60)

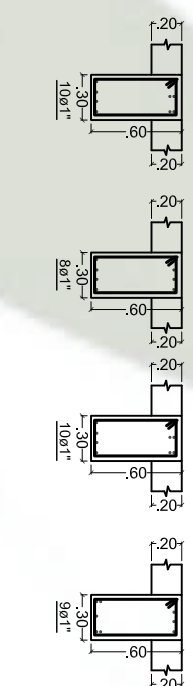
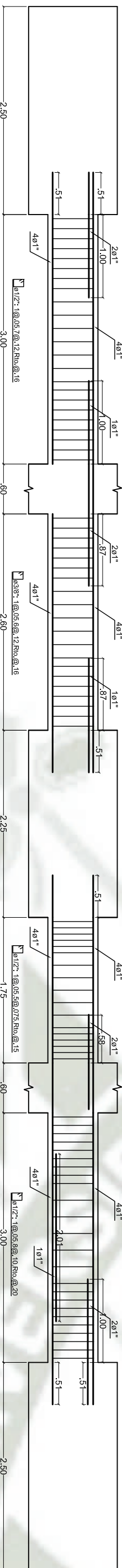


VIGA V-15C(25x.30)

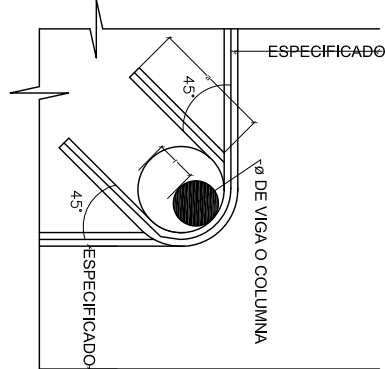


VIGA V-23(25x.30)

VIGA V-4C(30x.60)

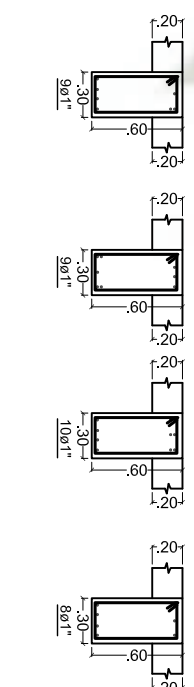
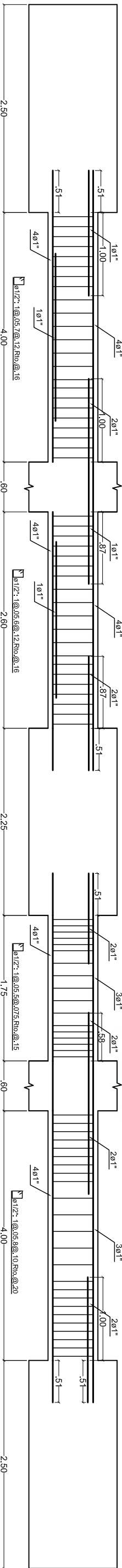


VIGA V-4D(30x.60)

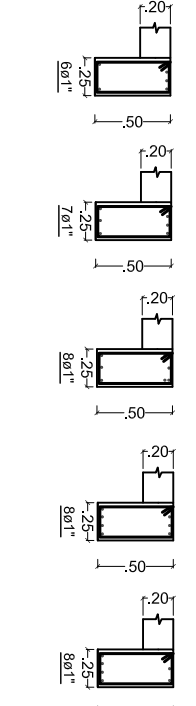
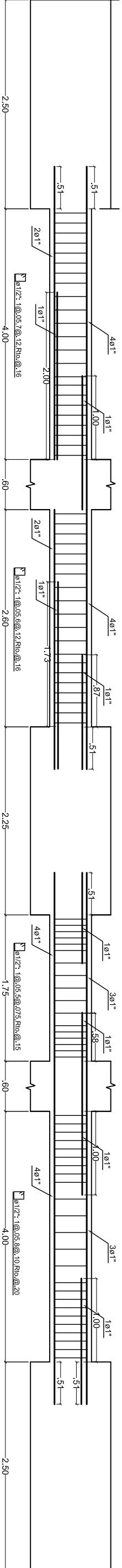


Ø	f	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

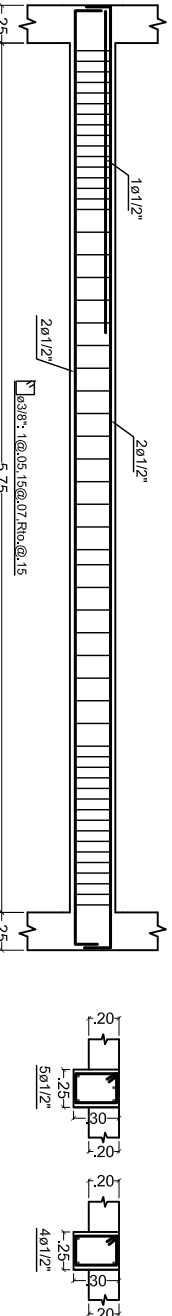
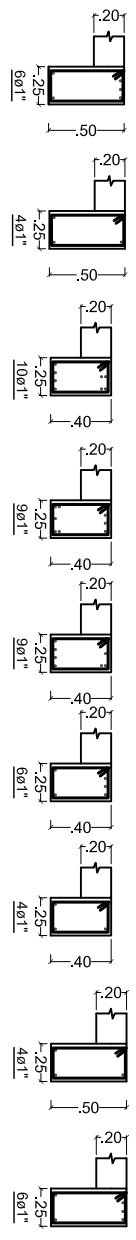
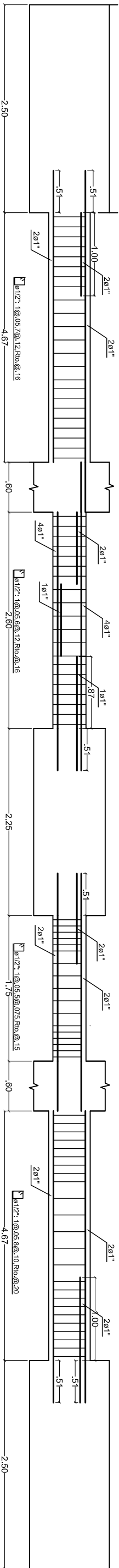


VIGA V-4E(30x.60)



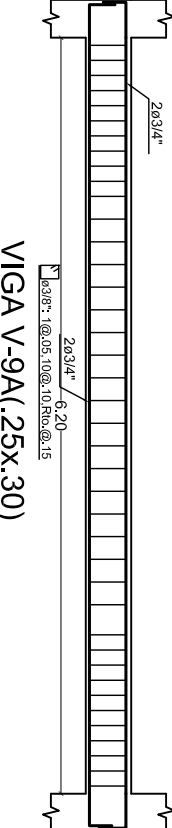
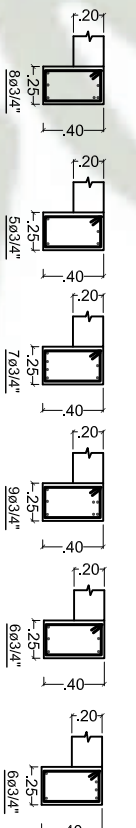
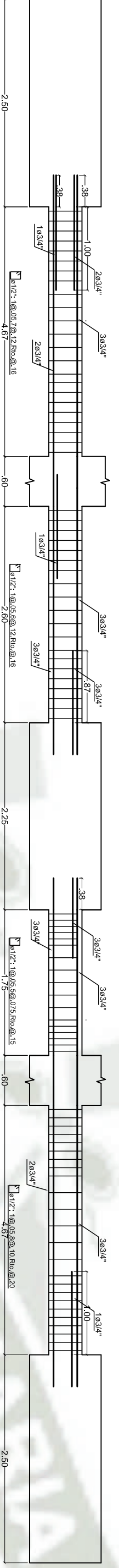
VIGA V-4F(25x.50)

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR		
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA — AREQUIPA		
PLANO:	DETALLES DE LAS VIGAS		
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA		FECHA: OCTUBRE 2020

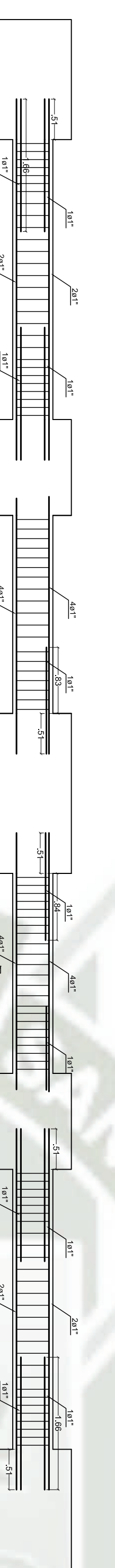


VIGA V-4G(25x.50)(25x.40)(25x.50)

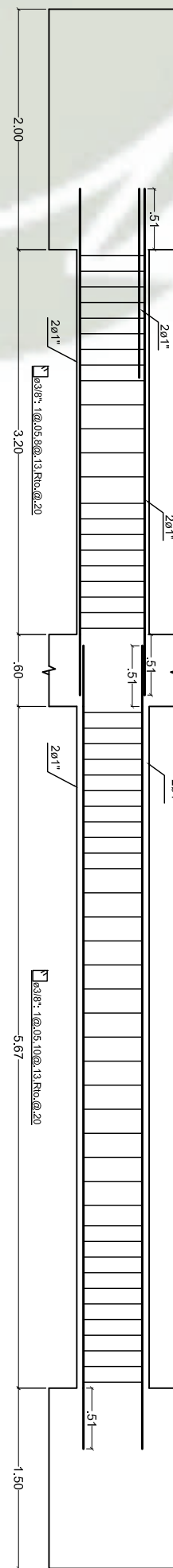
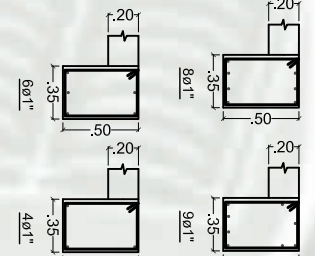
VIGA V-21(25x.30)



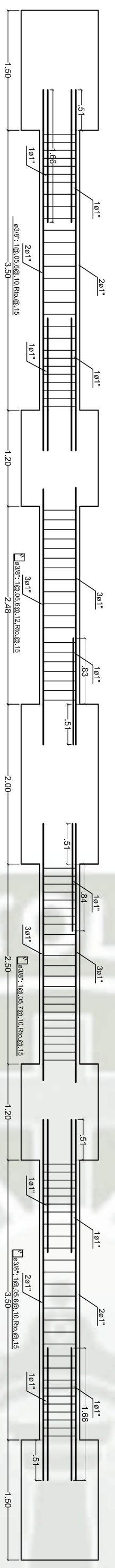
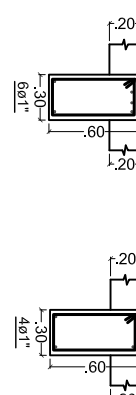
VIGA V-4H(25x.40)



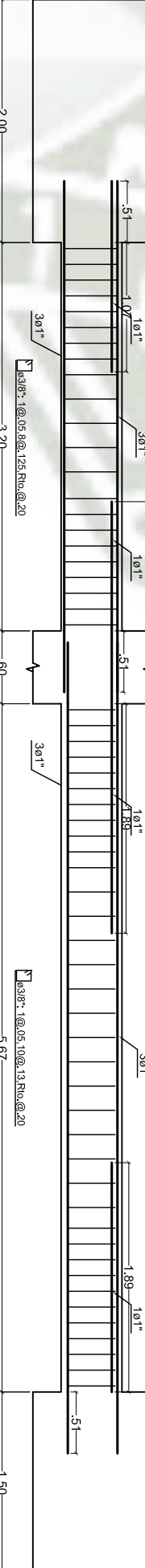
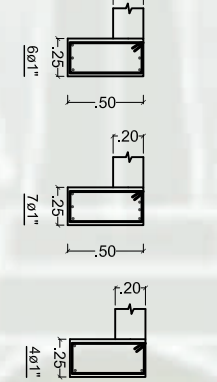
VIGA V-5A(.35x.50)



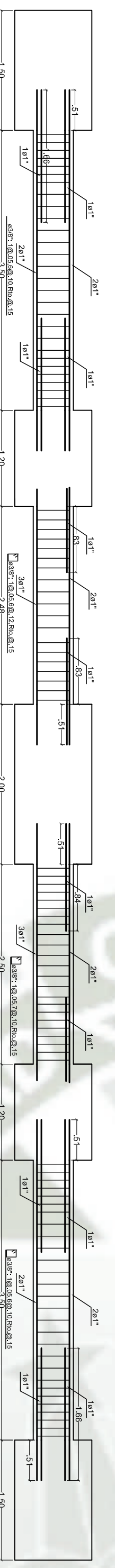
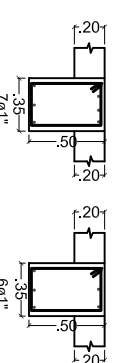
VIGA V-7A(.30x.60)



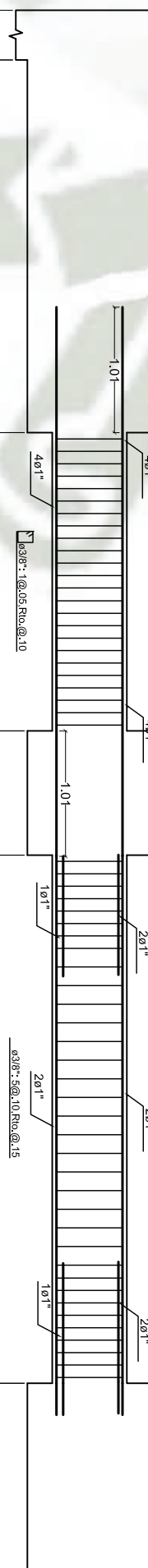
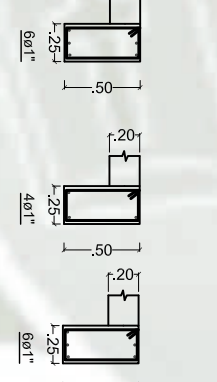
VIGA V-5B(.25x.50)



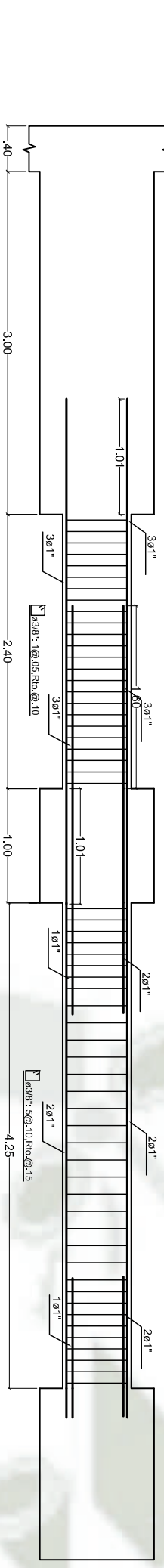
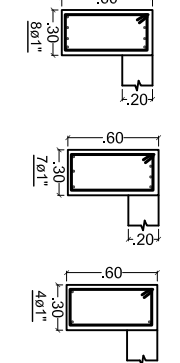
VIGA V-7B(.35x.50)



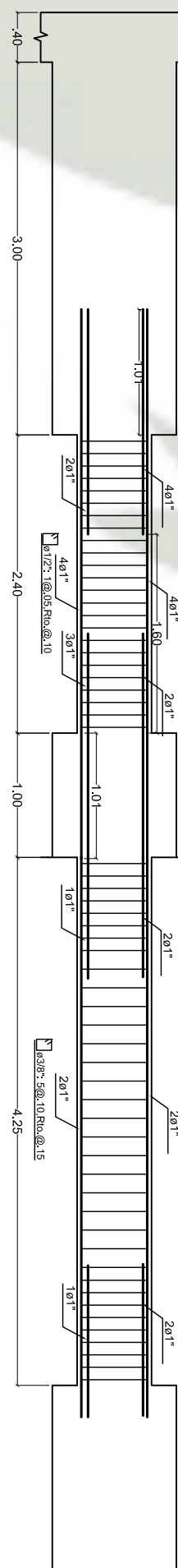
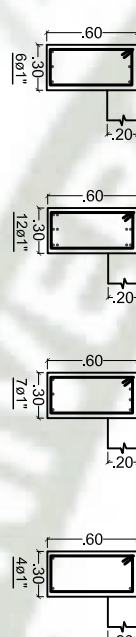
VIGA V-5C(.25x.40)



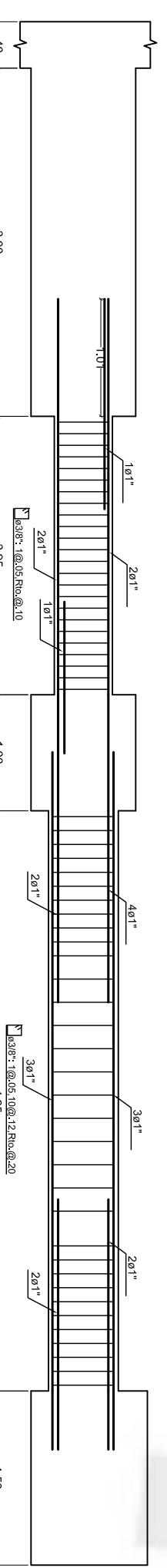
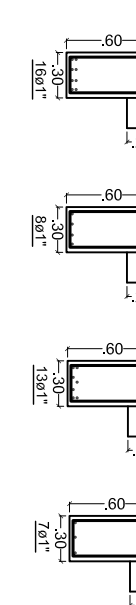
VIGA V-6A(.30x.60)



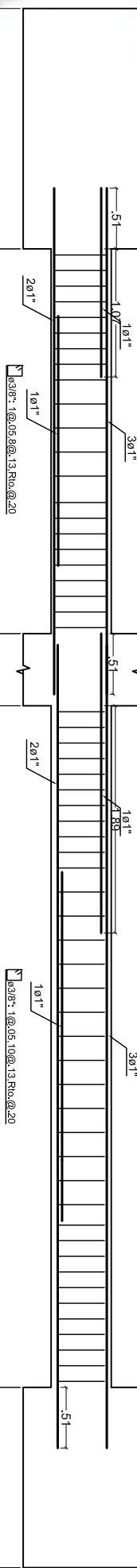
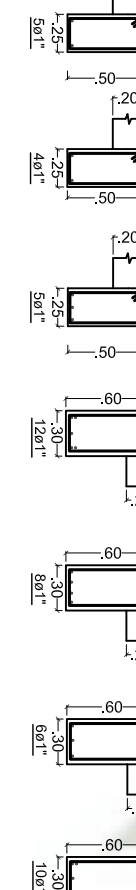
VIGA V-6B(.30x.60)



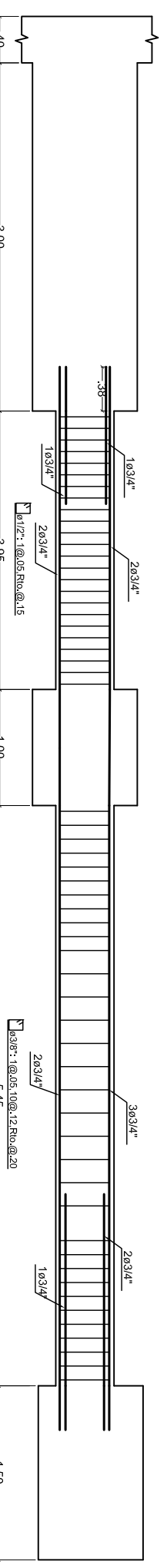
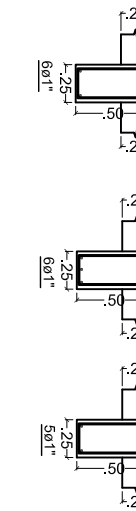
VIGA V-6C(.30x.60)



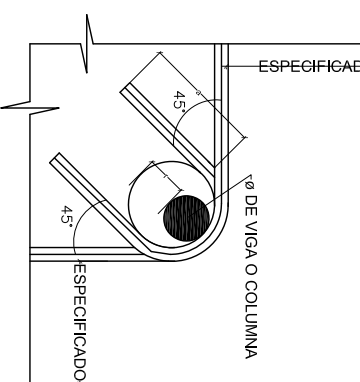
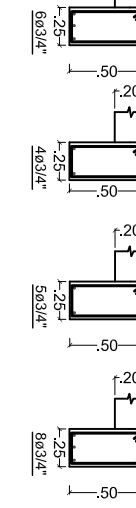
VIGA V-6D(.25x.50)(30x.60)



VIGA V-7C(.25x.50)



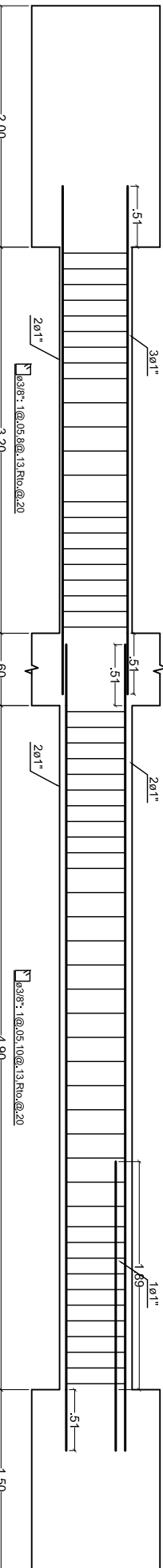
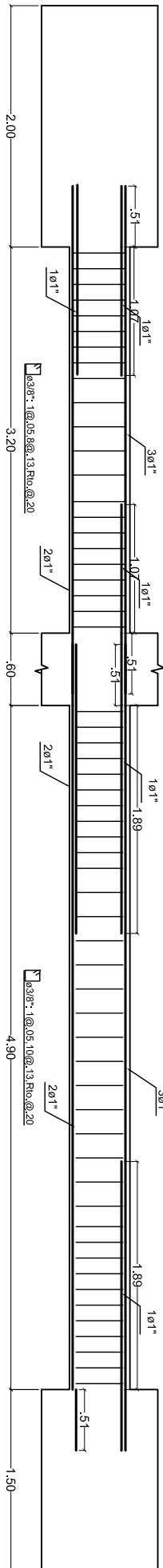
VIGA V-6E(.25x.50)



Ø	f	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

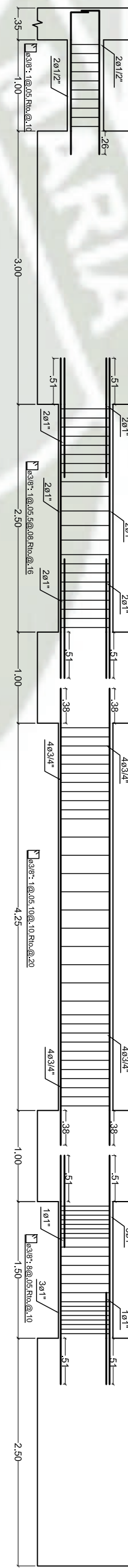
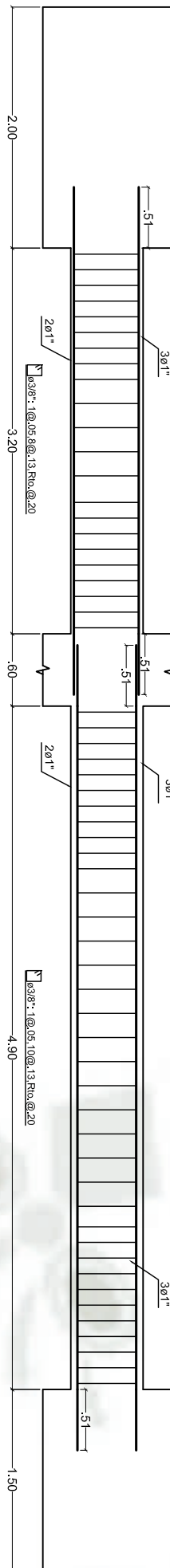
DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR		
TESISTAS:	ELYA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA		
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA – AREQUIPA		
PLANO:	DETALLES DE LAS VIGAS		
ASESOR:	MSC JORGE ROSAS ESPINOZA		FECHA: OCTUBRE 2020
			E-9



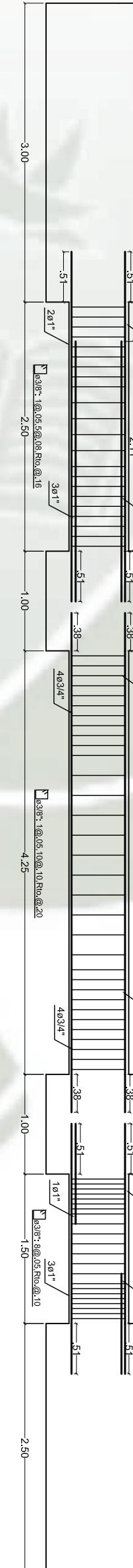
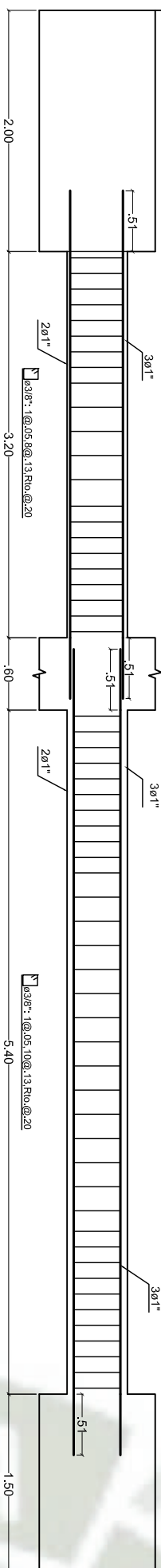
VIGA V-10C(,35x.50)

VIGA V-10A(,30x.60)



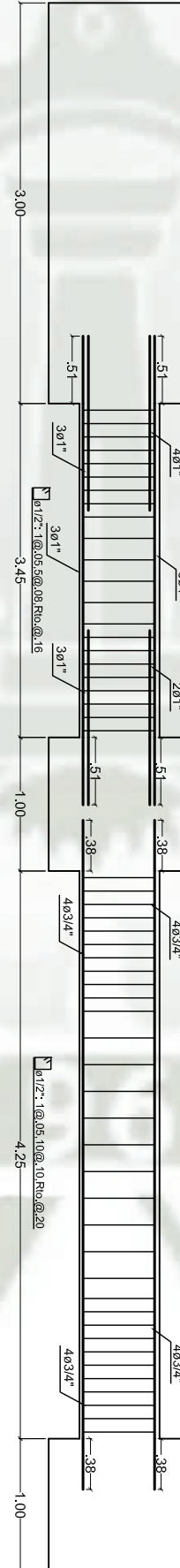
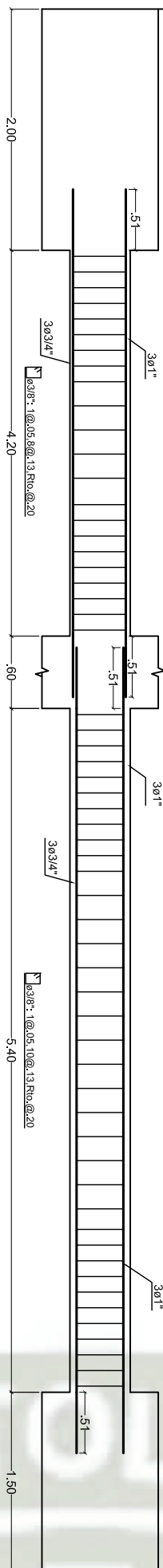
VIGA V-10B(,30x.60)

VIGA V-11A(,25x.40)(,30x.60)



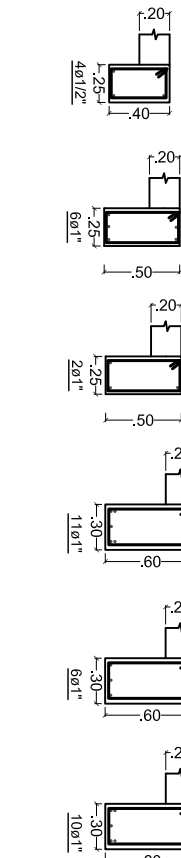
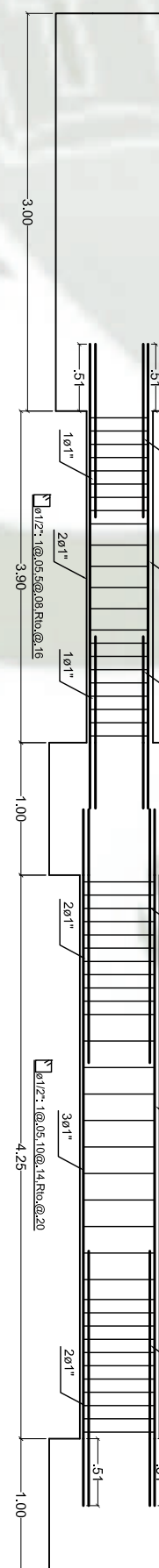
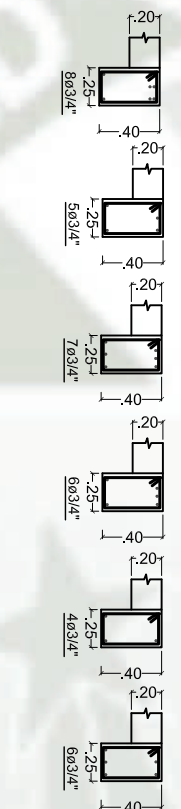
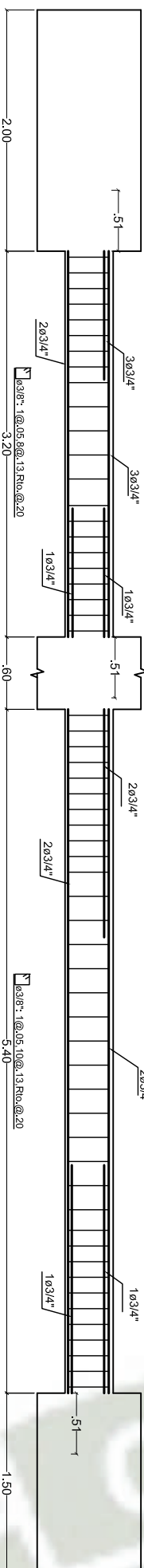
VIGA V-10D(,25x.50)

VIGA V-11B(,25x.40)(,30x.60)



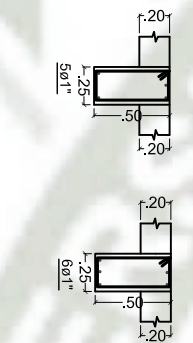
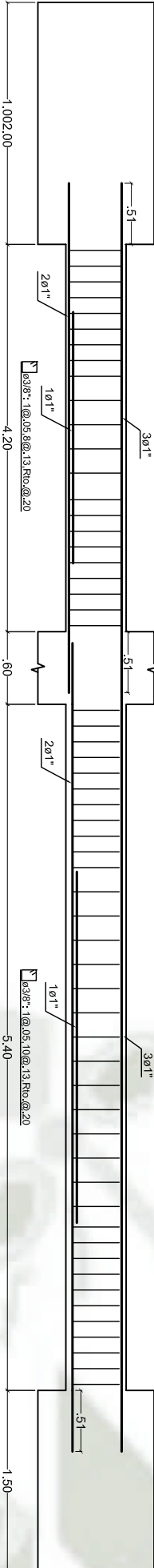
VIGA V-10E(,25x.50)

VIGA V-11C(,25x.40)(,30x.60)

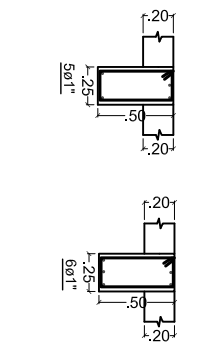
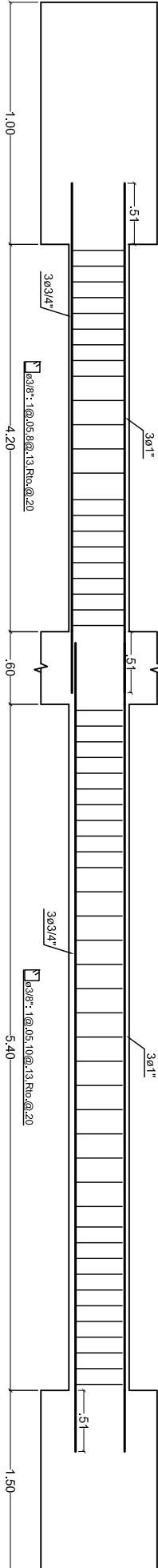


VIGA V-10F(,25x.40)

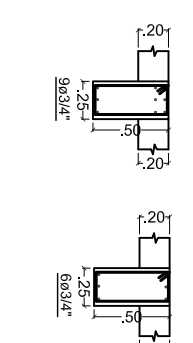
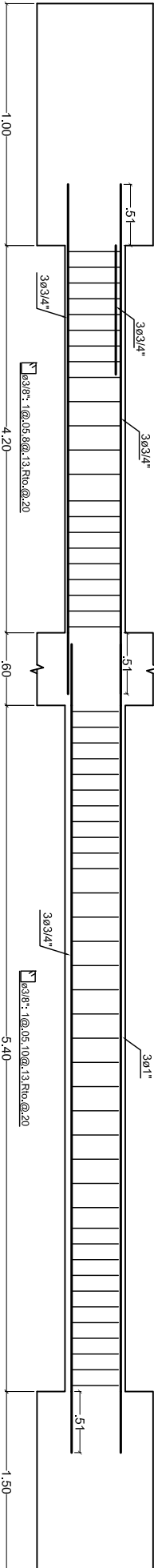
VIGA V-11D(,25x.50)(,30x.60)



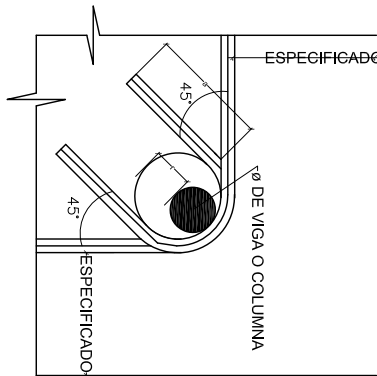
VIGA V-7D(,25x.50)



VIGA V-7E(,25x.50)



VIGA V-7F(,25x.40)



Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR REGULAR
TESISTAS	ELVA EMILY BENAVENTE FLORES ANGEL BENJAMIN RAMOS PINEDA
UBICACION:	URB. VALLE ESCONDIDO MZ C LOTE 1-B CAYMA — AREQUIPA
PLANO:	DETALLES DE LAS VIGAS
ASESOR:	MSc JORGE ROSAS ESPINOZA
FECHA:	OCTUBRE 2020

