

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

“EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EX HOTEL PRESIDENTE”

ASESOR: Ing. Oscar Chávez Vega

AUTOR: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

AREQUIPA – PERÚ

2013



AGRADECIMIENTO

A la Sociedad de Beneficencia Pública de Arequipa, por brindarme facilidades, información y acceso al edificio Ex Hotel Presidente, así como al Ing. Oscar Chávez Vega, mi profesor y asesor, por su apoyo, tiempo y generosa orientación.



DEDICATORIA

A mis padres, el mejor ejemplo y guía.

RESUMEN

La presente tesis se desarrolla con el objetivo de evaluar y analizar el comportamiento estructural del edificio “Ex Hotel Presidente”, construido en concreto armado hace más de 50 años. Así mismo, busca presentar una propuesta de reforzamiento o intervención estructural que permita y garantice su habitabilidad, de acuerdo a las normas de diseño que rigen en la actualidad.

El edificio está conformado por un sistema de pórticos y muros de concreto armado, que soportan su estructura de 12 niveles más un sótano y que califica como irregular, con reducción de planta en el nivel 4, en donde a partir de éste se uniformiza la geometría hasta el nivel 12. Evidencia fisuras y grietas que merecen se investigue las principales causas por las cuales se produjeron.

Para la ejecución de este trabajo se realizó el reconocimiento de daños en la estructura, se recopilaron planos existentes, se hizo el levantamiento y mediciones necesarias. Se ejecutaron pruebas para conocer la resistencia del concreto colocado. Con los datos obtenidos se modeló el edificio en el programa ETABS v.9.7.3 (Extend 3D Analysis of Building Systems) considerando todas las características del edificio existente, se procesó el análisis denominado “PushOver” y sísmico usando el método de carga última y se compararon las resistencias de los elementos existentes, diseñados bajo el método de cargas de servicio y con acero de refuerzo Grado 40; con respecto a las fuerzan resultantes del análisis. Se pudo evaluar y contrastar, en cierta medida, los criterios de diseño de hace algunos años con respecto a los que actualmente se toman en cuenta para el diseño estructural.

Se formula el diagnóstico en base al estado actual de la edificación para presentar una propuesta de intervención, la misma permitirá mejorar la respuesta del edificio ante cargas de gravedad y sísmicas. Dicha propuesta busca ejercer los menores cambios posibles en el edificio a fin de no modificar la arquitectura original. Se consideró, la acción de reducir la carga muerta que soporta el edificio y el reforzamiento en concreto armado de una placa encontrada deficiente, verificando la respuesta correcta de los elementos que resistirán al edificio reformado.

Se adjuntan planos que fueron digitalizados de algunos de los originales existentes; de 1962, planos que muestran la propuesta de intervención y planos de “cortes estructurales” por cada eje, elaborados para el reconocimiento de la estructura y que, para el criterio del autor, son de suma importancia en el diseño de edificaciones.

SUMMARY

This thesis is developed in order to evaluate and analyze the structural behavior of the building "Ex Hotel President " , built in reinforced concrete for over 50 years. It also seeks to propose a reinforcement or structural intervention to enable and ensure its habitability , according to design codes that govern today.

The building consists of a system of frames and reinforced concrete walls that support the structure of 12 levels plus a basement and which qualifies as irregular , with reduced plant at level 4 , where from it is made uniform geometry until level 12. Evidence fissures and cracks that deserve investigate the main reasons why they occurred.

To carry out this work, performed the recognition of structural damage , existing plans were compiled , it became necessary lifting and measurements . Tests were run to determine the strength of concrete placed . With the data modeled the building in ETABS v.9.7.3 program (Extend 3D Analysis of Building Systems) considering all the features of the existing building , the analysis was run called " Pushover " and seismic loading using the latest and method comparing the strengths of existing elements, designed in the method of service loads and Grade 40 steel reinforcement , with respect to the force resulting from the analysis . It could evaluate and contrast , to some extent , the design criteria of a few years ago regarding those currently taken into account in the structural design .

Diagnosis is formulated based on the current state of the building to present a proposal for intervention , it will improve the building's response to gravity and seismic loads . This proposal seeks to exert as little change as possible in the building so as not to change the original architecture. It was felt , action to reduce the dead load that supports the building and strengthening of reinforced concrete plate found wanting , verifying the correct answer that will withstand the elements renovated .

Attached are drawings that were scanned from some of the existing original , 1962, drawings showing the proposed intervention and plans to " structural breaks " for each axis , developed for the recognition of the structure and to the criterion of the author , are paramount in the design of buildings.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
CAPÍTULO II – PRESENTACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO MATERIA DE ESTUDIO	3
2.1 UBICACIÓN.....	3
2.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	4
2.2.1 BLOQUE A INTERVENIR	4
2.2.2 EDIFICIO MATERIA DE ESTUDIO.....	5
2.3 REFERENCIA HISTÓRICA	6
2.4 SITUACIÓN ACTUAL.....	11
2.5 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL	12
CAPÍTULO III - EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	14
3.1 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y DAÑOS	14
3.1.1 AZOTEA.....	14
3.1.2 PISO 12	16
3.1.3 PISO 11, 10, 9, 8 y 7.....	17
3.1.4 PISO 5 Y 6	19
3.1.5 PISO 4	20
3.1.6 PISO 3	22
3.1.7 PISO 2	22
3.1.8 PISO 1 Y SÓTANO	24
3.1.9 PARA SOLES (MULLIONS)	25
3.2 RESISTENCIA DEL CONCRETO.....	26
3.2.1 ENSAYO Y EQUIPO UTILIZADO	26
3.2.2 APLICACIÓN DEL ENSAYO.....	27
3.2.3 RESULTADOS	29
3.3 PARÁMETROS Y CARGAS CONSIDERADOS.....	30
3.3.1 CONCRETO ESTRUCTURAL	30
3.3.2 ACERO DE REFUERZO GRADO 40	31

3.3.3	CARGAS	31
3.3.3.1	PESO DE MATERIALES	31
3.3.3.2	SOBRECARGAS DISEÑO	31
CAPÍTULO IV - ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EXISTENTE.....		32
4.1	MODELAJE ESTRUCTURAL.....	32
4.2	CARGA MUERTA.....	33
4.3	CARGA VIVA	33
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSH OVER”	34
4.4.1	INTRODUCCIÓN	34
4.4.2	FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO	37
4.4.3	APLICACIÓN.....	38
4.4.4	CURVA DE CAPACIDAD Y FACTOR “R”	49
4.5	ANÁLISIS SÍSMICO	51
4.5.1	ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES	51
4.5.2	APLICACIÓN.....	52
4.6	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	56
4.6.1	PERIODOS FUNDAMENTALES	57
4.6.2	DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO	58
4.7	VERIFICACIÓN ELEMENTOS EXISTENTES.....	61
4.7.1	TECHOS	61
4.7.2	VIGAS	65
4.7.3	COLUMNAS.....	70
4.7.4	PLACAS.....	76
4.7.5	CIMENTACIÓN.....	82
4.7.5.1	VERIFICACIÓN DISEÑO ZAPATAS.....	94
CAPÍTULO V - DIAGNÓSTICO Y CONCLUSIONES DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE.....		101
5.1	CONCLUSIONES EDIFICACIÓN EXISTENTE	101
5.2	DIAGNÓSTICO	102
CAPÍTULO VI - PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL		103
6.1	PRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA.....	103
6.2	IMPLICANCIA EN ARQUITECTURA.....	104
6.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	106
6.3.1	VENTAJAS	106

6.3.2	DESVENTAJAS.....	106
CAPÍTULO VII - ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL..... 107		
7.1	MODELAJE ESTRUCTURAL.....	107
7.2	CARGA MUERTA.....	108
7.3	CARGA VIVA	108
7.4	ANÁLISIS SÍSMICO	109
7.5.1	ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES.....	109
7.5.2	APLICACIÓN.....	110
7.5	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	111
7.5.1	PERIODOS FUNDAMENTALES.....	111
7.5.2	ESFUERZOS REDUCIDOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	112
7.6	VERIFICACIÓN DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	114
CAPÍTULO VIII - DISEÑO ELEMENTOS DE REFORZAMIENTO 116		
8.1	REFUERZO PLANTEADO.....	116
8.2	DISEÑO DEL REFUERZO	117
8.2.1	ESFUERZOS ACTUANTES EN PLACA SIN REFUERZO	117
8.2.2	REFUERZO EN PLACA.....	118
8.2.3	VERIFICACIÓN PLACA REFORZADA.....	120
CAPÍTULO IX - METRADO Y PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA 122		
9.1	PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA	122
9.2	METRADO DE LA PROPUESTA.....	123
9.3	ANÁLISIS PRECIOS UNITARIOS	126
CAPÍTULO X - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 132		
10.1	CONCLUSIONES.....	132
10.2	RECOMENDACIONES.....	133
BIBLIOGRAFÍA.....		134
ANEXO 1 - PLANOS		

LISTA DE FIGURAS

	<u>DESCRIPCIÓN</u>	PÁG.
FIGURA 2.1	UBICACIÓN	3
FIGURA 2.2	COMPLEJO COMERCIAL	4
FIGURA 2.3	ELEVACIÓN EDIFICIO	5
FIGURA 2.4	RÓTULO PLANO ESTRUCTURAS	6
FIGURA 2.5	CUADRO PLANO ESTRUCTURAS	7
FIGURA 2.6	CIMENTACIÓN	12
FIGURA 2.7	ENCOFRADO NIVEL 4	13
FIGURA 3.1	CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA PARTE CON TABIQUERÍA MÁS AFECTADA	21
FIGURA 3.2	CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA AMPLIACIÓN	24
FIGURA 3.3	CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA MULLIONS	25
FIGURA 3.4	CURVAS DE RESISTENCIA ESCLERÓMETRO	29
FIGURA 4.1	EDIFICIO MODELADO	32
FIGURA 4.2	CUADRO ETABS CASOS DE CARGA ESTATICA	33
FIGURA 4.3	FUNDAMENTOS PUSHOVER	35
FIGURA 4.4	DISTRIBUCIÓN VERTICAL FUERZAS LATERALES	36
FIGURA 4.5	EXPONENTE "K"	36
FIGURA 4.6	PROPUESTA NEWMARK Y HALL	37
FIGURA 4.7	CUADRO ETABS DEFINIR PROPIEDADES DE RÓTULA	39
FIGURA 4.8	SELECCIÓN VIGAS	39
FIGURA 4.9	VIGAS SELECCIONADAS EN MODELO	39
FIGURA 4.10	CUADRO ETABS DEFINIR UBICACIÓN RÓTULAS	40
FIGURA 4.11	CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES	40
FIGURA 4.12	CONFIGURACIÓN CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES	41
FIGURA 4.13	CONFIGURACIÓN CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES	42
FIGURA 4.14	ANÁLISIS PUSHOVER EN MARCHA	42
FIGURA 4.15	SECUENCIA PLASTIFICACIÓN "X" (a)	43
FIGURA 4.16	SECUENCIA PLASTIFICACIÓN "X" (b)	44
FIGURA 4.17	SECUENCIA PLASTIFICACIÓN "X" (c)	45
FIGURA 4.18	SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (a)	46
FIGURA 4.19	SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (b)	47
FIGURA 4.20	SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (c)	48
FIGURA 4.21	CURVA DE CAPACIDAD "Y" DESDE ETABS	49
FIGURA 4.22	CURVA DE CAPACIDAD "X"	49
FIGURA 4.23	CURVA DE CAPACIDAD "Y"	50
FIGURA 4.24	ESPECTRO EN "X"	51
FIGURA 4.25	ESPECTRO EN "Y"	52
FIGURA 4.26	CUADRO ETABS DEFINICIÓN FUENTE MASA	53
FIGURA 4.27	ESPECTROS EN ETABS	54
FIGURA 4.28	CASOS ANÁLISIS ESPECTRAL	54
FIGURA 4.29	ESQUEMA COMBINACIONES DE CARGA	55
FIGURA 4.30	CUADROS ETABS COMBINACIONES DE CARGA	56
FIGURA 4.31	UBICACIÓN VIGUETA 1	61
FIGURA 4.32	VIGUETA 1	62
FIGURA 4.33	DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGUETA 1 (Tn-m)	62
FIGURA 4.34	CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN	62
FIGURA 4.35	ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm ²)	62
FIGURA 4.36	DIAGRAMA CORTANTE VIGUETA 1 (Tn)	63
FIGURA 4.37	UBICACIÓN VIGUETA 2	63

FIGURA 4.38	VIGUETA 2	64
FIGURA 4.39	DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGUETA 2 (Tn-m)	64
FIGURA 4.40	DIAGRAMA CORTANTE VIGUETA 2 (Tn)	64
FIGURA 4.41	CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN	64
FIGURA 4.42	ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm ²)	64
FIGURA 4.43	UBICACIÓN VIGA 1	65
FIGURA 4.44	VIGA 1	65
FIGURA 4.45	DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGA 1 (Tn-m)	66
FIGURA 4.46	CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN	66
FIGURA 4.47	ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm ²)	66
FIGURA 4.48	DIAGRAMA CORTANTE VIGA 1 (Tn)	67
FIGURA 4.49	CÁLCULO CORTANTE RESITENTE SECCIÓN 40x70	67
FIGURA 4.50	CÁLCULO CORTANTE RESITENTE SECCIÓN 30x40	67
FIGURA 4.51	UBICACIÓN VIGA 2	68
FIGURA 4.52	VIGA 2	68
FIGURA 4.53	DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGA 2 (Tn-m)	68
FIGURA 4.54	CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN	69
FIGURA 4.55	ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm ²)	69
FIGURA 4.56	CÁLCULO CORTANTE RESITENTE SECCIÓN	69
FIGURA 4.57	DIAGRAMA CORTANTE VIGA 2 (Tn)	70
FIGURA 4.58	UBICACIÓN COLUMNA 1	70
FIGURA 4.59	SECCIÓN COLUMNA 1	71
FIGURA 4.60	FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 1	71
FIGURA 4.61	COLUMNA 1 EN CSICOL	72
FIGURA 4.62	DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 COLUMNA 1	72
FIGURA 4.63	DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 COLUMNA 1	72
FIGURA 4.64	VERIFICACIÓN CORTANTE COLUMNA 1	73
FIGURA 4.65	UBICACIÓN COLUMNA 2	73
FIGURA 4.66	SECCIÓN COLUMNA 2	74
FIGURA 4.67	FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 2	74
FIGURA 4.68	DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 COLUMNA 2	75
FIGURA 4.69	DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 COLUMNA 2	75
FIGURA 4.70	VERIFICACIÓN CORTANTE COLUMNA 2	76
FIGURA 4.71	DETALLE PLACA 1	77
FIGURA 4.72	SECCIÓN PLACA 1	77
FIGURA 4.73	PLACA 1 EN CSICOL	78
FIGURA 4.74	DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 PLACA 1	78
FIGURA 4.75	DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 PLACA 1	78
FIGURA 4.76	VERIFICACIÓN CORTANTE PLACA 1	79
FIGURA 4.77	UBICACIÓN PLACA 2	79
FIGURA 4.78	PLACA 2 EN CSICOL	80
FIGURA 4.79	DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 PLACA 2	80
FIGURA 4.80	DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 PLACA 2	81
FIGURA 4.81	VERIFICACIÓN CORTANTE PLACA 2	81
FIGURA 4.82	PLANO CIMENTACIÓN	82
FIGURA 4.83	ESPECIFICACIÓN EN CIMENTACIÓN	82
FIGURA 4.84	ENSAYO DE SUELOS	83
FIGURA 4.85	EXTRACCIÓN MUESTRAS	84
FIGURA 4.86	CORTE DIRECTO Y GRANULOMETRÍA	84
FIGURA 4.87	RESULTADOS GRANULOMETRÍA	85
FIGURA 4.88	RESULTADOS P. ESPECÍFICO	86

FIGURA 4.89	RESULTADOS DENSIDADES	86
FIGURA 4.90	RESULTADOS CORTE DIRECTO	87
FIGURA 4.91	CAP. PORTANTE MEYERHOF	88
FIGURA 4.92	CIMENTACION EN ETABS	89
FIGURA 4.93	OPCIONES DE EXPORTACIÓN	89
FIGURA 4.94	CIMENTACIÓN EN SAFE	90
FIGURA 4.95	PRESIONES TERRENO	92
FIGURA 4.96	CAPACIDAD PORTANTE MEYRHOF (2X2)	93
FIGURA 4.97	SAFE, COMBINACIONES CARGA	94
FIGURA 4.98	CUADRO SAFE-ESFUERZOS EN ZAPATAS	95
FIGURA 4.99	CIMENTACIÓN L-7	95
FIGURA 4.100	FACTOR DE PUNZONAMIENTO	96
FIGURA 4.101	F. CORTANTE Y MOMENTO MAX. EN LA SECCIÓN	96
FIGURA 4.102	CÁLCULO ÁREA DE ACERO Y F. CORTANTE ZAPATA L-4	97
FIGURA 4.103	VIGA" C-4-P-R"	98
FIGURA 4.104	FACTOR DE PUNZONAMIENTO V. CIMENTACIÓN	98
FIGURA 4.105	DETALLE V. CIMENTACIÓN	99
FIGURA 4.106	MOMENTOS Y CORTANTE VIGA DE CIMENTACIÓN	99
FIGURA 4.107	M. FLECTOR - ACERO REQUERIDO VS ACERO COLOCADO	99
FIGURA 4.108	CÁLCULO ACERO REQUERIDO – CORTANTE CONCRETO	100
FIGURA 6.1	COMPARATIVO PESO TABIQUERÍA	104
FIGURA 6.2	REDUCCIÓN PASO VEHICULAR POR PLACA REFORZADA	105
FIGURA 7.1	MODELO PROPUESTA (TABIQUERÍA MODIFICADA)	107
FIGURA 7.2	CUADRO ETABS CARGA MUERTA	108
FIGURA 7.3	CUADRO ETABS CARGA VIVA	108
FIGURA 7.4	ESPECTRO EN "X"	109
FIGURA 7.5	ESPECTRO EN "Y"	110
FIGURA 7.6	CUADRO ETABS PERIODOS	111
FIGURA 7.7	ETABS RESULTADO MOMENTO FLECTOR 3-3 (3423 Tn.m)	112
FIGURA 7.8	ETABS RESULTADO FUERZA AXIAL (817 Tn)	113
FIGURA 7.9	ETABS RESULTADO CORTANTE 2-2 (318.57 Tn)	113
FIGURA 8.1	PLACA EJE "J" CON REFORZAMIENTO	116
FIGURA 8.2	PLACA 1 EN CSICOL	117
FIGURA 8.3	DIAGRAMA INTERACCIÓN MOMENTO 3-3PLACA "J"	118
FIGURA 8.4	PLACA "J" REFORZADA	118
FIGURA 8.5	PLACA "J" REFORZADA DETALLE EXTREMOS	119
FIGURA 8.6	PLACA "J" REFORZADA EN CSICOL	120
FIGURA 8.7	DIAGRAMA INTERACCIÓN MOMENTO 3-3 SECCIÓN REFORZADA	120
FIGURA 8.7	DIAGRAMA INTERACCIÓN MOMENTO 3-3 SECCIÓN REFORZADA	120
FIGURA 9.1	COSTO HORA HOMBRE	126

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

		DESCRIPCIÓN	PÁG.
FOTOGRAFÍA	2.1	VISTA TORRE	12
FOTOGRAFÍA	3.1	TAPA DE DUCTO DAÑADA	15
FOTOGRAFÍA	3.2	VISTA AZOTEA Y TANQUE ELEVADO	15
FOTOGRAFÍA	3.3	AZOTEA TANQUE IMPERMEABILIZADO	15
FOTOGRAFÍA	3.4	GRIETA VENTANA	16
FOTOGRAFÍA	3.5	FISURA TABIQUE COCINA	16
FOTOGRAFÍA	3.6	DESPRENDIMIENTO COBERTURA TECHO	17
FOTOGRAFÍA	3.7	COLUMNA "L-6" PISO 12 SIN DAÑOS	17
FOTOGRAFÍA	3.8	DAÑO REPETITIVO TABIQUE/VIGA	18
FOTOGRAFÍA	3.9	PISO 10 DAÑO TABIQUE VIGA EJE "P"	18
FOTOGRAFÍA	3.10	GRIETA VERTICAL EN TABIQUERÍA BAJO VIGA	19
FOTOGRAFÍA	3.11	TABIQUE EN HABITACIÓN DAÑADO	19
FOTOGRAFÍA	3.12	TABIQUE TRANSVERSAL AGRIETADO	20
FOTOGRAFÍA	3.13	TABIQUE TRANSVERSAL AGRIETADO	20
FOTOGRAFÍA	3.14	TABIQUE CON DAÑO 4 PISO	21
FOTOGRAFÍA	3.15	COLUMNAS PISO 4 SIN DAÑOS	22
FOTOGRAFÍA	3.16	TABIQUE LAVANDERIA AGRIETADO	23
FOTOGRAFÍA	3.17	MUESTRA GRIETA EN AMPLIACIÓN	23
FOTOGRAFÍA	3.18	SÓTANO SIN DAÑOS	24
FOTOGRAFÍA	3.19	FACHADA PARA SOLES	25
FOTOGRAFÍA	3.20	ESCLERÓMETRO	26
FOTOGRAFÍA	3.21	CONFIGURACIÓN ESCLERÓMETRO	27
FOTOGRAFÍA	3.22	PRUEBAS ESCLEROMETRÍA	28

LISTA DE CUADROS

	DESCRIPCIÓN	PÁG.
CUADRO 2.1	HISTORIA DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	7-11
CUADRO 3.1	RESULTADOS PRUEBA ESCLEROMETRÍA	30
CUADRO 4.1	FACTOR R E-030	37
CUADRO 4.2	FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL	58
CUADRO 4.3	DESPLAZAMIENTO ENTREPISO X-X	59
CUADRO 4.4	DESPLAZAMIENTO ENTREPISO Y-Y	60
CUADRO 4.5	FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 1	71
CUADRO 4.6	FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 2	74
CUADRO 4.7	FUERZAS ACTUANTES PLACA 1	77
CUADRO 4.8	FUERZAS ACTUANTES PLACA 2	80
CUADRO 4.9	CAP. PORTANTE Y MODULO WINKLER	91
CUADRO 7.1	DESPLAZAMIENTO ENTREPISO X-X	114
CUADRO 7.2	DESPLAZAMIENTO ENTREPISO Y-Y	115
CUADRO 8.1	ESFUERZOS A VERIFICAR	117
CUADRO 8.2	LONGITUDES EMPOTRAMIENTO HIT-RE 500 (HILTI)	119

RELACIÓN DE PLANOS

DESCRIPCIÓN	LÁMINA
ARQUITECTURA	
1 UBICACIÓN	U1
2 PLANTA SÓTANO	A1
3 PLANTA PRIMER NIVEL	A2
4 PLANTA SEGUNDO NIVEL	A3
5 PLANTA TERCE NIVEL	A4
6 PLANTA CUARTO NIVEL	A5
7 PLANTA TÍPICA Y SKY ROOM	A6
8 CORTE LONGITUDINAL X-X	A7
9 ELEVACIÓN FRONTAL	A8
ESTRUCTURAS DE ORIGINALES	
10 CIMENTACIÓN SECTOR TORRE	E1
11 DETALLES DE CIMENTACIÓN	E2
12 DETALLES ASCENSOR-PLACAS	E3
13 CUADRO DE COLUMNAS (a)	E4
14 CUADRO DE COLUMNAS (b)	E5
15 ENCOFRADO SÓTANO EJES J-V-1-7'	E6
16 ENCOFRADO 1º NIVEL EJES J-V-1-7'	E7
17 ENCOFRADO 4º NIVEL	E8
CORTES ESTRUCTURALES	
18 CORTES ESTRUCTURALES EJES "J" - "K"	CE1
19 CORTES ESTRUCTURALES EJES "L" - "M"	CE2
20 CORTES ESTRUCTURALES EJES "N" - "O"	CE3
21 CORTES ESTRUCTURALES EJES "P" - "Q"	CE4
22 CORTES ESTRUCTURALES EJE "R" - "S"	CE5
23 CORTES ESTRUCTURALES EJES "T" - "U" -"V"	CE6
24 CORTES ESTRUCTURALES EJE "1"	CE7
25 CORTES ESTRUCTURALES EJE "2"	CE8
26 CORTES ESTRUCTURALES EJE "3"	CE9
27 CORTES ESTRUCTURALES EJE "4"	CE10
28 CORTES ESTRUCTURALES EJE "5"	CE11
29 CORTES ESTRUCTURALES EJE "6"	CE12
30 CORTES ESTRUCTURALES EJES "7" - "7'"	CE13
ESTRUCTURA DE REFORZAMIENTO	
31 AMPLIACIÓN A DEMOLER 2º NIVEL	ER1
32 AMPLIACIÓN A DEMOLER 2º NIVEL CORTE	ER2
33 REFORZAMIENTO EN SÓTANO Y 1 NIVEL PLAC "J"	ER3
34 ESPECIFICACIONES ANCLAJE QUÍMICO	ER4
35 TABIQUERÍA A REEMPLAZAR PISO 2 Y 3	ER5
36 TABIQUERÍA PISO 4 Y PLANTA TÍPICA	ER6



ANEXO 1 - PLANOS

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El inmueble identificado como ex Hotel Presidente, ubicado en el Centro Histórico de Arequipa, es un edificio de 12 pisos y un sótano que fue construido por encargo de la Sociedad de Beneficencia Pública de Arequipa hace aproximadamente 50 años.

En la actualidad se encuentra ocupado sólo en sus tres primeros niveles que son utilizados para albergar oficinas de la propia Beneficencia y tiendas comerciales, temporalmente se implementó un mirador turístico en la azotea (piso 13) y ocasionalmente se utiliza el salón del cuarto piso para eventos especiales. Como se puede apreciar la edificación está utilizada en forma parcial y restringida, ya no opera como hotel debido a motivos administrativos, de gestión y a problemas estructurales. Este último es el que se pretende solucionar con el desarrollo de esta tesis.

En el inmueble se han presentado fallas tales como fisuras, grietas, desprendimiento de estuques, problemas en la interacción de elementos estructurales con muros de tabique etc. debidos a los movimientos sísmicos acontecidos desde su construcción.

No se han observado fallas considerables o críticas en los elementos estructurales o portantes del edificio; sin embargo, la configuración arquitectónica y estructural desarrollada en el tiempo en que se diseñó y construyó, hace 50 años, advierten a simple inspección discordancia con las recomendaciones y normas actuales para el diseño sísmico de edificios.

Se llegará a una propuesta de reforzamiento de la edificación en base al estudio de sus elementos, evaluación de su comportamiento y contrastación con las normas y códigos de construcción vigentes, consiguiendo así una edificación que garantice el comportamiento adecuado ante solicitudes de servicio y eventos sísmicos.

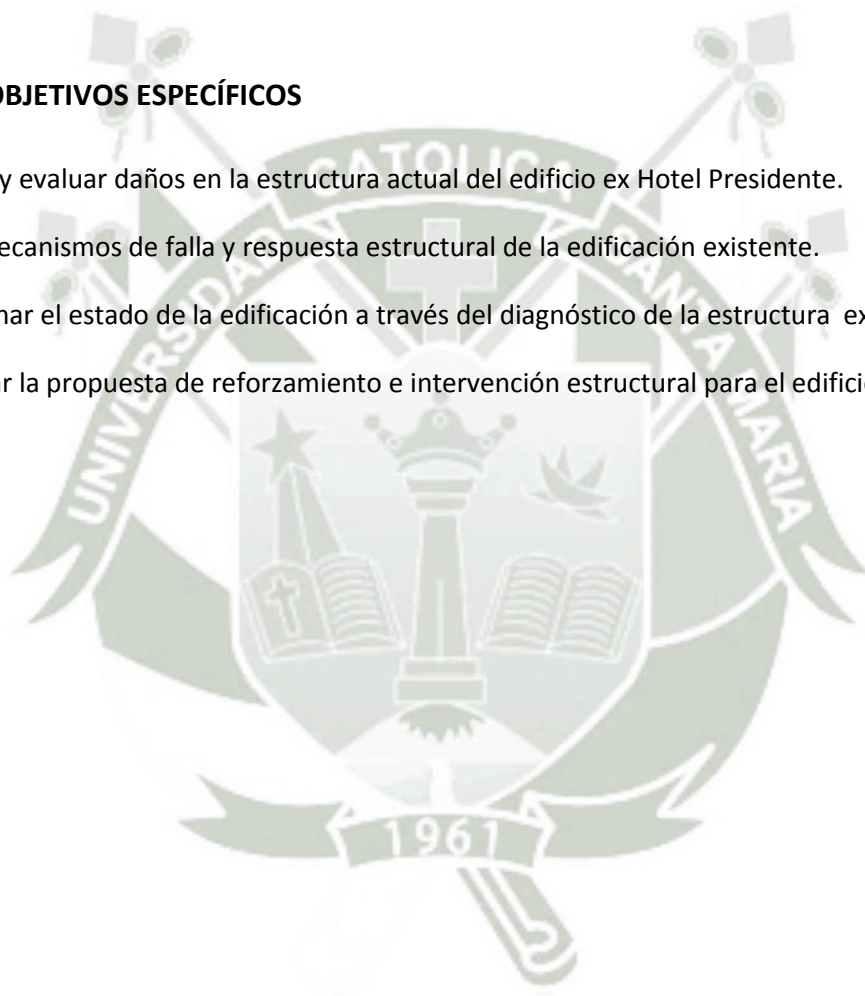
1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar estructuralmente el estado actual del edificio ex Hotel Presidente de Arequipa para determinar su probable intervención a fin de conseguir una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garanticen su buen comportamiento frente a cargas de gravedad y sollicitaciones sísmicas.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar y evaluar daños en la estructura actual del edificio ex Hotel Presidente.
- Hallar mecanismos de falla y respuesta estructural de la edificación existente.
- Determinar el estado de la edificación a través del diagnóstico de la estructura existente.
- Presentar la propuesta de reforzamiento e intervención estructural para el edificio.



CAPÍTULO II

PRESENTACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO MATERIA DE ESTUDIO

2.1 UBICACIÓN

El edificio materia de estudio está ubicado en la segunda cuadra de la calle Piérola esquina con la cuadra 1 de la calle Santo Domingo, con frente a la iglesia del mismo nombre en el centro histórico de la ciudad de Arequipa.



FIGURA 2.1 – UBICACIÓN

2.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

2.2.1 BLOQUE A INTERVENIR

La torre de 12 niveles que se intervendrá en esta tesis forma parte de un complejo comercial, este último ocupa un total de 2 396 m², está compuesto por 2 bloques separados estructuralmente por una junta sísmica, el primero, de 3 pisos y un sótano, comprende el ex Cine Arequipa, las oficinas para alquilar, tiendas comerciales y parte de la playa de estacionamiento. El segundo bloque está constituido por el hotel, las oficinas de la Beneficencia Pública, una entidad financiera y el sector que completa la playa de estacionamiento en el sótano.

Definidos estos dos bloques, se identifica al segundo bloque como materia de esta tesis, asentándose sobre 1 150 m², teniendo un aproximado de 8 000 m² de área techada y una altura máxima de 42.5 m en elevación desde la calle Piérola.

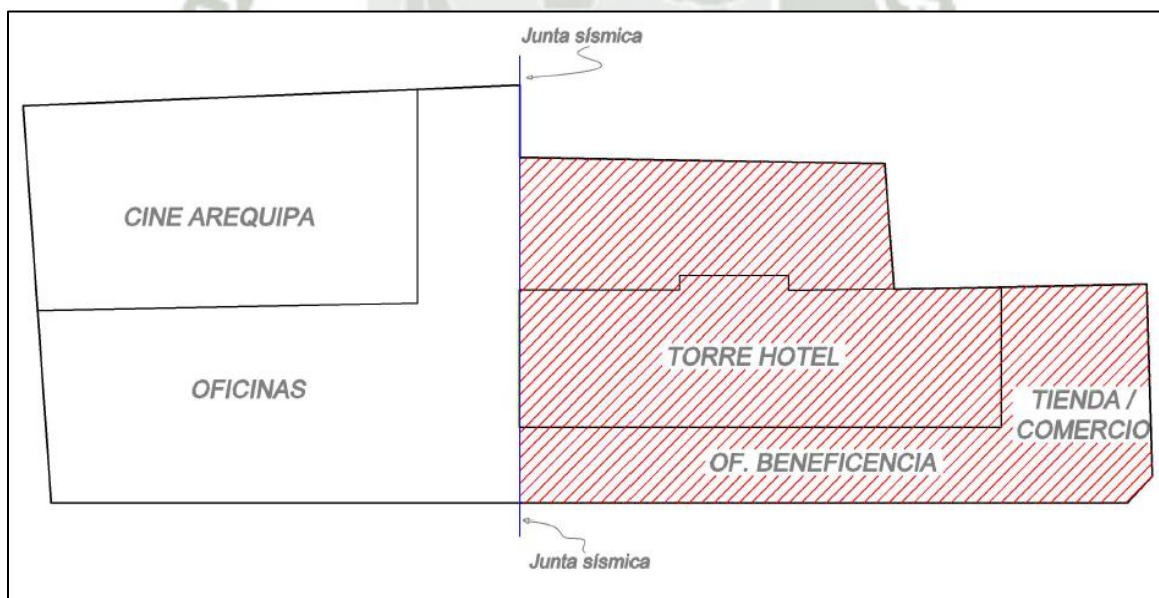


FIGURA 2.2 – COMPLEJO COMERCIAL

2.2.2 EDIFICIO MATERIA DE ESTUDIO

El bloque a intervenir que se explicó en el punto anterior tiene, en planta, forma rectangular y alargada. En total son 12 pisos más un sótano.

El sótano, primer, segundo y tercer nivel ocupan casi la totalidad el área del terreno, encontrándose en estos niveles la playa de estacionamiento, la recepción del hotel, oficinas de la beneficencia y la entidad financiera.

Presenta reducción en el área construida a partir del cuarto nivel en donde existe un salón con acceso a una amplia terraza. Del piso 5 al 11, se mantiene el área construida del piso 4; pero con una distribución diferente generando las habitaciones del hotel y finalmente en el piso 12, con la misma área anterior, se encuentra una elegante sala de eventos denominada "Sky Room", privilegiada con una dominante vista de la ciudad.



FIGURA 2.3 – ELEVACIÓN EDIFICIO

2.3 REFERENCIA HISTÓRICA

Con la finalidad de conocer y entender de mejor manera los lineamientos en que se basaron los proyectistas al elaborar el proyecto original se considera un aspecto muy importante tener la mayor información posible acerca de esta edificación. Para lograr esto se recopilaron datos documentados y no documentados, como planos existentes y testimonios de persona que laboran en la beneficencia de Arequipa.

La estructura fue diseñada por el estudio de arquitectos "JORGE PAEZ ESPINOZA-ROBERTO VALLEJO DIAS" información referida al rótulo de los planos originales existentes, en donde también se observa que el Ingeniero Ricardo Reyna Q. figura como autor del diseño estructural, en Junio de 1962.

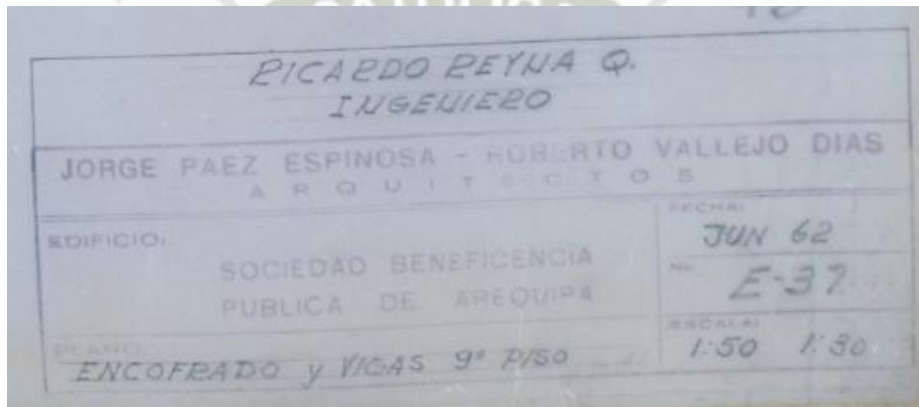


FIGURA 2.4-RÓTULO PLANO ESTRUCTURAS

Se indagó acerca de la construcción, no se hallaron documentos que precisen datos, sin embargo personas relacionadas a la beneficencia informan que el proceso de construcción estuvo a cargo de la firma "FLORES Y COSTA", empresa de reconocido prestigio en esa época, y la ejecución de la obra duró dos años.

La metodología de diseño estructural fue el de cargas permisibles o de servicio, método que se utilizaba en esa época en nuestro país. En los planos de estructuras existentes se aprecia un recuadro considerando la tensión permisible $f_s=1400 \text{ kg/cm}^2$ para un acero grado 40, en el mismo cuadro considera para el concreto una RESISTENCIA DE $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

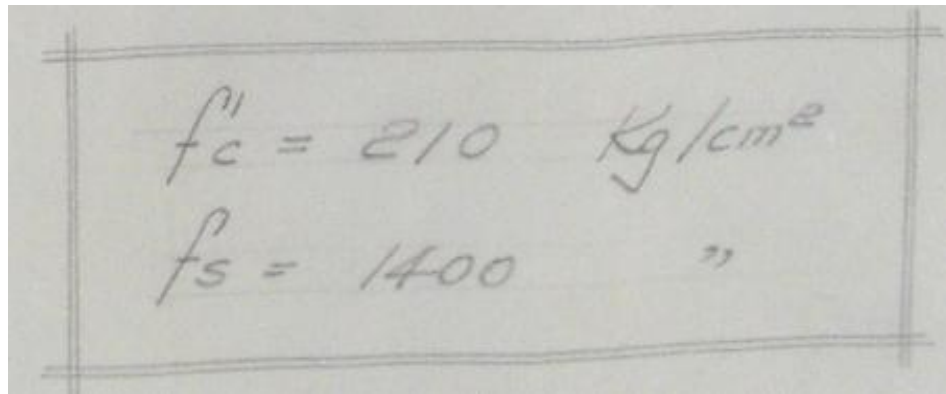


FIGURA 2.5 - CUADRO PLANO ESTRUCTURAS

La estructura se diseñó completamente en concreto armado con los conocimientos y criterios que se empleaban en ese entonces. Para completar la referencia histórica, tener un panorama más amplio y ubicar en el tiempo el diseño y la construcción del edificio ex Hotel Presidente, se elaboró una tabla que contiene el desarrollo del diseño estructural en el Perú a lo largo de la historia, en base a dos documentos; el primero “Evolución del Diseño de Estructuras en Concreto Armado en el Perú” conferencia magistral del Ing. Teodoro Harmsen y el segundo, “Evolución del Concreto Armado” conferencia del Ing. Antonio Blanco Blasco.

AÑO - PERIODO	COLABORADOR - EVENTO	DESCRIPCIÓN
1910	-	<i>Se inicia el uso del concreto armado en el Perú, no se conoce con precisión la primera obra completa en C^oA^o, antes muros de quincha, ladrillo, piedra o sillar.</i>
1920	<i>EMPRESAS EXTRANJERAS</i>	<i>Construyeron Palacio de Gobierno, Hotel Bolivar, Casa OESCHLE.</i>
1930	<i>Ingenieros Autodidactas</i>	<i>Diseñaban con el Reglamento Alemán según libro de Saliger. Teatro Municipal Arequipa.</i>
	-	<i>Pórticos principales en una sola dirección. No se colocaban vigas en dirección secundaria.</i>
1936	<i>Reglamento Francés 1909</i>	<i>Ing. Romero Sotomayor enseñaba en la Escuela de Ingenieros (UNI). Casas, Pequeños Edificios, Chimenea Oroya.</i>
1937	<i>Ing. Ricardo Valencia</i>	<i>En PUCP, se enseñó el curso de C^oA^o con el Reglamento ACI-318-36</i>
1940	<i>ACI-ASCE</i>	<i>Reglamento Joint Venture ACI-ASCE tablas para el cálculo de losas en dos sentidos.</i>

	AIE	<i>Se funda AIE (Asociación de Ingenieros Estructurales) Eduardo Young Bazo, Luis Laurie, José Tala Pasquel, Carlos Alvarado, Alberto Urquiaga, luego Luis Malatesta, Marco de la Fuente, Luis Núñez Valdivia, Santiago Crockburn y Teodoro Harmsen. Posteriormente por el recargado trabajo de los profesionales de dejar de funcionar la AIE.</i>
	Época guerra Ecuador	<i>Escasez de fierro, se construye edificio Beneficencia Lima, Colmena con Wilson, zapatas sin acero, solo concreto de gran tamaño.</i>
	Terremoto de Lima	<i>Afecta en forma muy importante las edificaciones de adobe. Las nuevas edificaciones de concreto no presentan problemas, no se advierten los defectos de estructuración.</i>
1941	ACI	<i>Aparece reglamento ACI 318-41.</i>
	Gustavo Rizo Patrón	<i>Llega de M.I.T. con la especialidad en suelos y se realiza E.M.S. para la Fábrica de NESTLÉ Chiclayo.</i>
1942	Pasada la Guerra	<i>Eduardo Young comenzó con una empresa de post-tensado con Ing. Luis Zegarra e Ing. Fisher. Se usaban aceros $f_y=2800$ kg/cm² y preestirados que aumentaban el f_y a 2800 y 4200kg/cm², luego se dejaron de usar al aparecer el acero grado 60. Se usaba regla de cálculo. Los edificios se calculaban solo para fuerzas verticales con Cross o el gráfico Niskian & Steiman y con tablas especiales. Ing. Reyna diseña paraboloides hiperbólicos del depósito Sears.</i>
1945	ESCUELA NACIONAL DE INGENIERÍAS	<i>Se incorpora Juan Sarmiento Espejo, graduado en Chile. Enseñaba con Reglamento Americano. Egresan Miguel Bozzo y Ricardo Yamashiro.</i>
1947	ACI	<i>Edición ACI-318-47, continua método elástico.</i>
	Cilloniz-Olazabal-Urquiaga	<i>Construyen los Silos del Callao en Perú, con encofrados deslizantes.</i>
1950	-	<i>Cambios importantes en la arquitectura peruana. Ventanas amplias y mamparas de piso a techo. Tabiques de ladrillo.</i>
1951	ACI	<i>Nuevo código ACI-318-51, similar al anterior.</i>
	-	<i>Se construyen obras importantes: LAS CHIMENES DE COPSA, Hipódromo de San Felipe, Edificios Ministerio de Hacienda y del ministerio de Trabajo, Hoteles de Turistas de Tacna y Tarma y las unidades escolares. Aparece la Firma Gallegos-Casabonne-Arango, autores de muchos proyectos.</i>
1956	ACI	<i>Aparece ACI-318-56, incorpora método de diseño por rotura y prefabricados.</i>
	U.B.C. (Uniform Building Code)	<i>Aparece Reglamento Americano U.B.C. con la fórmula $V=CW$ para fuerza símica.</i>
1958	U.B.C.	<i>Nuevo Reglamento U.B.C. con la fórmula $V=CW$, en el cual C considera número de piso y factor de zona.</i>

1961	U.B.C.	Otro Reglamento U.B.C. con la fórmula $V=ZK CW$, considera factor de zona Z, rigidez K y coeficiente sísmico C.
1963	U.B.C.	Reglamento y comentarios, métodos nuevos para columnas esbeltas y diafragmas, método de la rotura $U=1.5D + 1.8L$
	-	Primeras calculadoras.
	Julio Kuroiwa	Recomendaciones sísmicas peruanas basadas en U.B.C.
1966	Sismo Lima	Principales zonas afectadas, la Molina, Puente Piedra y Callao, lo que indica la importancia del suelo.
1968	Comité Norma Peruana	Primera Norma Sísmica del Perú.
	-	Se diseñaban edificios para fuerzas horizontales por métodos de análisis como Cross, del portal y Khani.
1970	U.B.C.	Nuevo reglamento incorpora factor de suelo.
	Comité Norma Peruana	Se desarrolla el diseño sismo-resistente, basado en reglamento peruano de 1968.
	Terremoto Ancash	Con resultados catastróficos, importancia desastres post sismo.
1971	ACI	Reglamento ACI-318-71 métodos de rotura y un capítulo de diseño sísmico por primera vez.
	-	En este periodo se construyeron: Hotel Sheraton diseñado por Luis Zegarra y Teodoro Harmsen, Banco de la Reserva. Edificio del Centro Cívico diseñado por Gallegos-Ríos-Casabonne (103 m) Hipódromo de Monterrico, diseñado por Tola y Fernandez
1974	Sismo Lima	Edificaciones de adobe colapsan, algunas de concreto armado sufren daños considerables.
1977	Comité Norma Peruana	Segundo Reglamento Nacional de Construcciones basado en el ACI, con factor suelo.
1977	ACI	Nuevo reglamento ACI-318-77 con método elástico que aún se usaba en EEUU, y el método de rotura que ya se usaba en el Perú.
1980	ACI	Sale suplemento al código anterior con algunas modificaciones.
	-	Primeras computadoras en PUCP y UNI con programas para el cálculo de pórticos, se usaban tarjetas perforadas. Método de Muto para pórticos con muros y placas.
1983	ACI	Dos nuevos códigos ACI-318-83 y ACI-318-1-83 concreto armado y concreto simple respectivamente. $U=1.4D + 1.7L$
	-	Salen las micro-computadoras con programas para cálculo pórticos con placas. Se construyen edificios residenciales, Represa Aguada Blanca, la Toma Chavimochic.
1986	ACI	Nuevo código ACI-318-86 fuerza cortante en pretensado y vigas de gran peralte. Apéndice A, diseño sismoresistente y apéndice B, método elástico alterno. Programas de cálculo para análisis en 3 dimensiones, entrada de datos directa a computador.

1989	ACI	<p>Nuevo código con norma y comentario frente a frente como hasta ahora, facilita estudio y comprensión del mismo. Normas para diseño sísmico ya no están en un apéndice, sino en el capítulo 21. (aplicación obligatoria)</p> <p>En diseño de mezclas se usa desviación estándar y nuevas pruebas. Modifica longitudes de anclaje y empalmes.</p>
1989	Ing. Antonio Blanco, Ing. Gian Franco Otazzi e Ing. Enrique Rivva	Norma Peruana basada en ACI-318-83
1992	Comité Norma Peruana	Nueva norma peruana basada en ACI del 89. Modificaciones concreto expuesto, relación agua-cemento, fuerza de corte y nudos, longitudes de anclaje. Elementos que no soportan sismo.
	-	Se diseñan edificios en 3 dimensiones considerando efecto torsion y diafragmas. Se construyen edificios de departamentos y oficinas, Swiss Hotel, CC. Camino Real, Torre precalentamiento Cementos Lima (115m)
1995	Comité Norma Peruana	Nuevo código peruano comentado, modifica relativo a encofrados y re-apuntalamientos. Modifica longitudes de desarrollo y anclajes, cálculo tubular para torsión, obliga a colocar estribos en empalmes traslapados.
1995	Comité Norma Peruana	Nuevo reglamento, refuerzo en espiral, empalmes soldados, cambios en diseño sísmico.
1996	Sismo Nazca	El sismo de Nazca evidencia fallas en centros educativos, columna corta a pesar de tabiques separados. Norma de 1977 subestima desplazamientos laterales.
1997	Comité Norma Peruana	Nueva norma peruana diseño sismoresistente, cambios en desplazamientos laterales del orden 2.5 veces los que se obtenían con la Norma 1977. Se cambian coeficientes U, S, C, Z y R niveles de fuerza se mantienen y desplazamientos resultan 2.5 veces mayores. Se usan mayor cantidad de muros de corte para rigidizar las estructuras.
2001	Sismo Arequipa-Moquegua	Edificaciones diseñadas con norma de 1997 funciona adecuadamente.
2002	ACI	Código ACI-318-02, modifica f'_{cr} para concretos de alta resistencia. De acuerdo al I.B.C. modifica los factores $U=1.2D + 1.6L$. Modifica criterios diseño flexión y flexocompresión. Capítulo 21, normas diseño asísmico introduciendo normas para prefabricados, muros, diafragmas, elementos de borde y su forma de diseño. Suprime anexo para método elástico, ya no se usa.
2003	Comité Norma Peruana	Se hacen ajusten a la norma introduciendo concepto de "sismo de rotura" con valores de fuerza 1.25 mayores.

2004	Comité Norma Peruana	<i>Se publican disposiciones complementarias a la Norma Sismoresistente y de C^oA^o por el uso de edificaciones de ductilidad limitada.</i>
2005	ACI	<i>ACI 2005, muy similar al anterior, cambia forma de calcular refuerzo adicional en vigas peraltadas, la fuerza cortante en preesfuerzo y en muros.</i>
2006	Comité Norma Peruana	<i>Coeficientes de carga última $U=1.5CM$ y $1.8CV$, a pesar que las últimas publicaciones del ACI considera $U=1.2CM$ Y $1.6CV$, pero cambio de coeficientes no se aplica a Perú por control de calidad en la construcción.</i>
2009	Comité Norma Peruana	<i>Modificaciones a la norma peruana, está en vigencia a la fecha. $U=1.4CM$ y $1.7CV$</i>
2013	-	<i>Se han venido construyendo edificaciones de gran envergadura como hotel Westin y torre Las Begonias, además de grandes Centros Comerciales con pórticos rigidizados por muros de cortes, estructuras controladas en desplazamientos de entrepiso.</i>

CUADRO 2.1-HISTORIA DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ

Del cuadro anterior se nota que el diseño estructural a la rotura se incorpora por primera vez en el ACI-318-56, como método alternativo al diseño elástico que hasta ese entonces se utilizaba de manera general en todo el mundo. En nuestro país se empezó a utilizar el diseño a la rotura alrededor del año 1977. Esto ubica al diseño del edificio ex Hotel Presidente en una época en la cual se diseñaba con el método elástico y además existían recomendaciones sísmicas tomando en cuenta el coeficiente de sismo.

2.4 SITUACIÓN ACTUAL

Los daños presentados en la edificación tanto en su estructura como en las instalaciones sanitarias y eléctricas imposibilitan su habitabilidad, así como su funcionamiento y rentabilidad desde hace más de una década.

Estos daños son generalizados en todo el edificio; pero se incrementan en el quinto y sexto piso, probablemente por la existencia de un cambio brusco de sección en planta, suposición que se verificará en el análisis estructural del edificio existente.

Se tiene conocimiento que la Sociedad de Beneficencia Pública actualmente busca solucionar los problemas de esta estructura con la realización de un estudio técnico o concesión del edificio a la empresa privada; para de cualquiera de estas dos maneras garantizar la seguridad y confortabilidad de los ocupantes.



FOTOGRAFÍA 2.1 - VISTA TORRE

2.5 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La estructura está compuesta por un sistema de pórticos de concreto armado, vigas de diferentes dimensiones y columnas que en su mayoría reducen su sección conforme van subiendo en altura. Complementan a este sistema aporticado 2 placas laterales de 25 cm de espesor dispuestas en la dirección transversal, además la caja de escaleras y ascensores con muros de concreto armado.

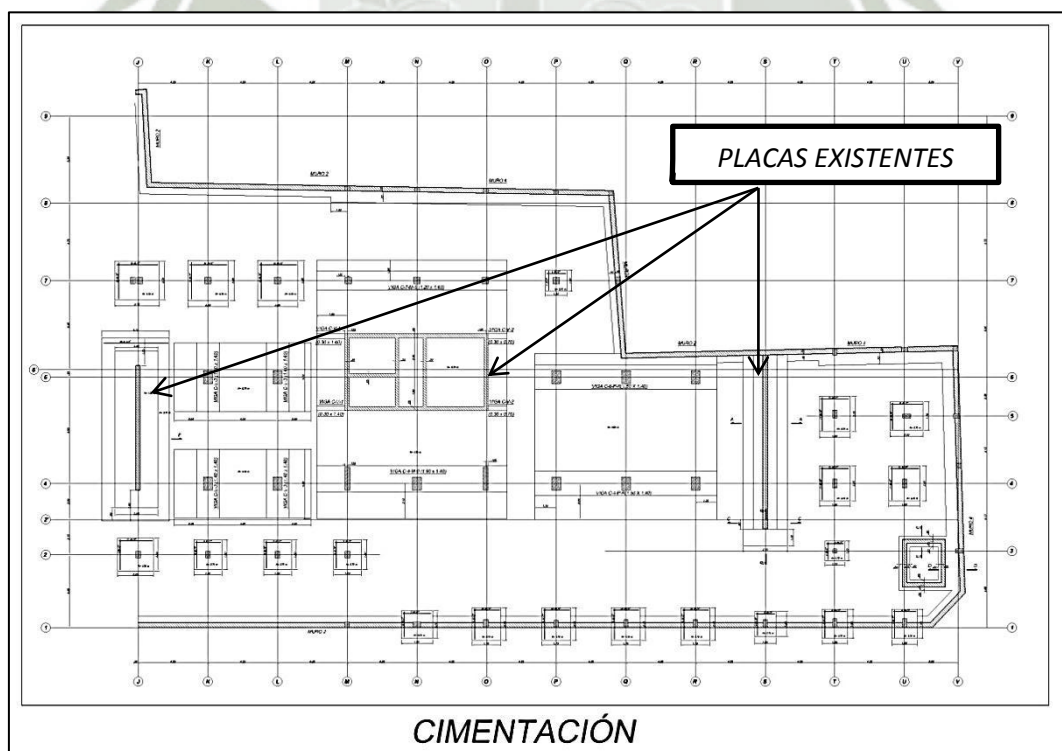


FIGURA 2.6 - CIMENTACIÓN

Los techos están formados por losas aligeradas convencionales y losas macizas de 20 cm de espesor a excepción del segundo nivel que considera losa aligerada de 25cm.

La cimentación es del tipo de zapatas aisladas, zapatas con pedestal, zapatas corridas y zapatas combinadas.

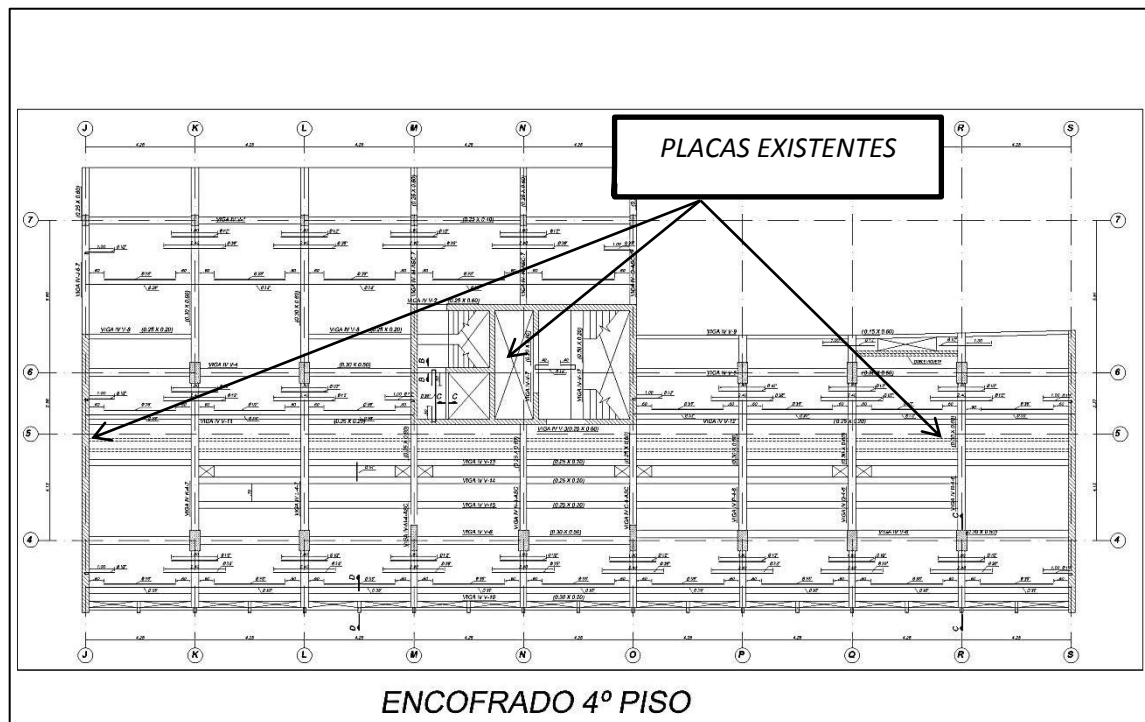


FIGURA 2.7 – ENCOFRADO NIVEL 4

En las figuras anteriores, 2.6 y 2.7, planos estructurales de la cimentación y de la planta del cuarto nivel, se aprecia la disposición transversal de las placas y la ubicación de la caja de escaleras y ascensores, elementos rigidizadores de la estructura. La placa dispuesta sobre el eje “J” va aumentando su longitud al pasar del nivel de sótano, al primer, al segundo y al tercero, condición que será necesario analizar posteriormente.

Se concluye, el edificio es dual, pórticos más placas, con un cambio brusco en planta a partir del cuarto piso. Es probable que presente desplazamientos que escapan lo permitido en la norma E-030, aspecto que se analizará y solucionará, junto con otros, en el desarrollo de esta tesis.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y DAÑOS

En los procesos de reforzamiento o rehabilitación de una estructura, la evaluación de los daños junto con el diagnóstico constituyen pasos muy importantes a realizar. Tras una buena evaluación vendrá una correcta decisión de intervención, esto representa la solución del problema estructural y un éxito en el aspecto económico.

No resulta fácil definir una metodología expresa y única para realizar la evaluación, a pesar de existir guías y recomendaciones para la evaluación de daños luego de terremotos, en este caso existen daños suscitados por el tiempo, disposición de elementos estructurales y varios eventos sísmicos.

Para la evaluación de problemas en estructuras de concreto no puede ser sencillo señalar una indicación única para la interpretación de un deterioro en particular ya sea por la presencia de una fisura, deterioro, mancha o anormalidad. Una misma manifestación de daño en un caso puede interpretarse asociada a una causa que puede variar en circunstancias diferentes dentro de la mecánica estructural.

Para realizar la evaluación en esta tesis, a continuación se mostrarán los daños y se encontrará la causa más probable del problema, luego de un proceso de identificación, observación y reconocimiento de la función del elemento dentro de la estructura, pudiendo existir causas adicionales del daño que participen o hallan intervenido en menor medida para el deterioro del elemento.

3.1.1 AZOTEA

Comprende la estructura del tanque elevado y la azotea que contiene ladrillo pastelero y vigas invertidas. El tanque elevado no presenta fisuras, ni deterioro estructural; sólo filtraciones por acción del agua que fueron reparadas posteriormente con la impermeabilización de la cara interna del tanque. Bajo la losa de fondo de tanque, en el cuarto de máquinas de los ascensores y el montacargas tampoco existen fisuras ni deterioro del concreto.

En la azotea, piso 13, no existen fisuras en la losa, se aprecia fisuras de tarrajeo en las conexiones de las vigas invertidas, deterioro considerable en las tapas de los ductos, elementos no estructurales. Las vigas no presentan fisuras a esfuerzos como flexión o corte, parapetos de la azotea sin daño.



FOTOGRAFÍA 3.1-TAPA DE DUCTO DAÑADA



FOTOGRAFÍA 3.2-VISTA AZOTEA Y TANQUE ELEVADO



FOTOGRAFÍA 3.3-AZOTEA TANQUE IMPERMEABILIZADO

3.1.2 PISO 12

Comprende el salón “Sky Room”, que ocupa casi todo el nivel junto con baños y una cocina. No existen daños críticos, se presentaron desprendimiento de baldosas o cobertura de falso techo por movimientos sísmicos, una grieta vertical con desprendimiento de tarrajeo en la parte inferior de una ventana dispuesta en la placa lateral izquierda del edificio y rajaduras en tabiquería de la cocina.



FOTOGRAFÍA 3.4-GRIETA VENTANA



FOTOGRAFÍA 3.5-FISURA TABIQUE COCINA



FOTOGRAFÍA 3.6 - DESPRENDIMIENTO COBERTURA TECHO

Las columnas en el piso 12 no presentan daños ni fisuras por desplazamiento o por esfuerzos superiores a los de su diseño.



FOTOGRAFÍA 3.7 - COLUMNA "L-6" PISO 12 SIN DAÑOS

3.1.3 PISO 11, 10, 9, 8 y 7

Se agrupan los niveles del piso 7 al 11 por ser plantas típicas de habitaciones y presentar similares características y magnitud en el deterioro. El principal problema asociado a los daños en estos niveles es la interacción entre los elementos estructurales y los muros de tabique, la conexión entre la tabiquería y la estructura no posee junta sísmicas, consideración que probablemente no se tenía en la época de diseño original, pero que en la actualidad, tras experiencias en eventos sísmicos se recomienda y la norma peruana E-030 contempla su diseño.

Debido a los desplazamientos por sismos, los tabiques han sufrido daños marcando mediante fisuras y rajaduras, la posición de las juntas sísmicas que carecen. Junto a los daños de tabiquería, los elementos estructurales se han visto afectados con desprendimiento del estuco o tarrajeo en la mayoría de casos.

Se presentan fisuras en vértices de ciertas ventanas y puertas, en muros de tabiques, problema asociado a la concentración de esfuerzos en las aberturas de un muro y que se distorsiona el ángulo entre un dintel y elemento vertical adyacente al presentar desplazamientos laterales.

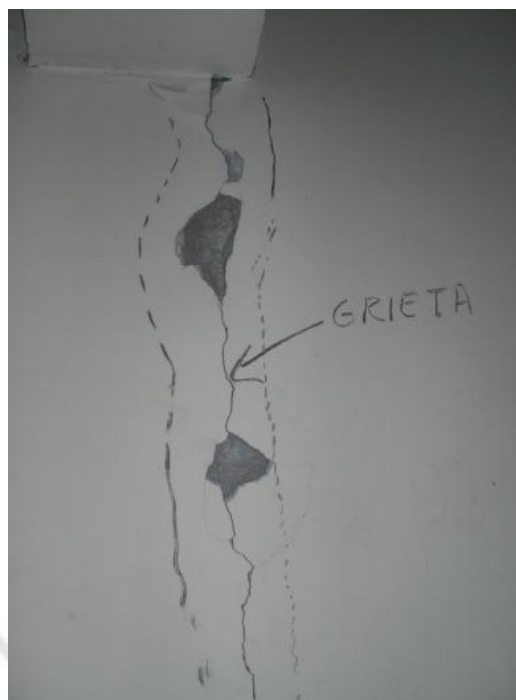
Las losas de techo, columnas y vigas no presentan daños, rajaduras o fisuras que comprometan los esfuerzos a los que se diseñaron.



FOTOGRAFÍA 3.8-DAÑO REPETITIVO TABIQUE/VIGA



FOTOGRAFÍA 3.9 - PISO 10 DAÑO TABIQUE VIGA EJE "P"



FOTOGRAFÍA 3.10-GRIETA VERTICAL EN TABIQUERÍA BAJO VIGA

3.1.4 PISO 5 Y 6

Los niveles 5 y 6, son también plantas típicas de habitaciones, se les agrupa debido a que los daños que presentan son de la misma forma de los pisos superiores de habitaciones, pero de mayor intensidad.

La tabiquería tiene mayor cantidad de fisuras y grietas por el motivo explicado en el punto anterior, la conexión con vigas y columnas estructurales.

Las losas no muestran ningún daño, columnas y vigas sin fisuras ni grietas que alerten sobre su desempeño estructural para el cual fueron diseñadas.



FOTOGRAFÍA 3.11-TABIQUE EN HABITACIÓN DAÑADO



FOTOGRAFÍA 3.12 - TABIQUE TRANSVERSAL AGRIETADO



FOTOGRAFÍA 3.13 - TABIQUE TRANSVERSAL AGRIETADO

3.1.5 PISO 4

Este nivel comprende el salón de comedor o eventos, cocina y la terraza sobre el piso 3. En el área del comedor no existen tabiques intermedios, se observan las columnas estructurales aisladas, éstas no presentan daño alguno.

El muro de tabique perimetral del comedor cercano al ducto de instalaciones adyacente al eje "R" presenta daño considerable en el encuentro con la losa del techo, el ladrillo tubular que conforma el muro se encuentra muy dañado. La estructura en esta parte corresponde a un volado.



FOTOGRAFÍA 3.14 - TABIQUE CON DAÑO 4 PISO

La cocina presenta fisuras en sus tabiques y en columnas de amarre de la tabiquería, con desprendimiento del revestimiento de cerámico, siendo más afectados los tabiques ubicados al lado posterior de la fachada, en donde la configuración estructural forma un volado. El motivo del daño es el mismo que en los pisos superiores, los tabiques están en contacto directo con la estructura, y estando esta última en volado los desplazamientos son probablemente mayores conllevando esto a agravar los daños en la tabiquería.

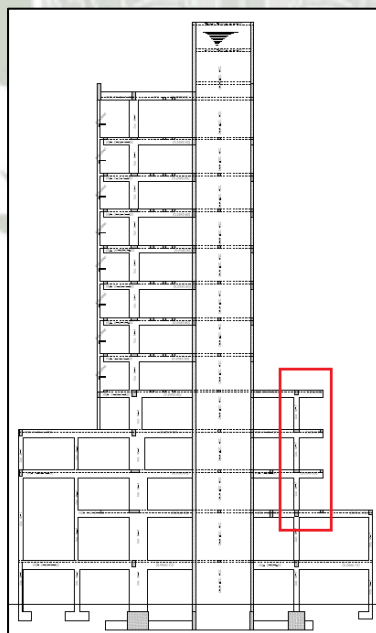


FIGURA 3.1 - CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA PARTE CON TABIQUERÍA MÁS AFECTADA



FOTOGRAFÍA 3.15 - COLUMNAS PISO 4 SIN DAÑOS

3.1.6 PISO 3

El nivel 3 aloja las oficinas de la beneficencia, baños, depósitos y un ambiente donde está la trampa de grasa de desagües de la cocina ubicada el piso superior. En este nivel no se observaron daños. La estructura sin fisuras y grietas, mientras que poca tabiquería con fisuras leves que no advierten problema.

3.1.7 PISO 2

Este nivel comprende también oficinas de la beneficencia, lavandería del hotel, ambientes del banco y un área de oficinas que al parecer fue ampliada posteriormente a la construcción original sobre el piso 1, ya que dicha ampliación no consta en los planos existentes.

El área de oficinas no presenta daños. La lavandería contiene su tabiquería dañada con fisuras y grietas por un problema similar al de los pisos superiores, la conexión con los elementos estructurales.

El ambiente que se ha ampliado, sobre el techo del primer nivel, presenta daños considerables, probablemente por un mal proceso constructivo y por la incompatibilidad con el desempeño de la estructura original. Existen grietas en la losa de techo y columnas que marcan y distinguen esta ampliación que fue conectada a los elementos de la estructura.



FOTOGRAFÍA 3.16 - TABIQUE LAVANDERIA AGRIETADO



FOTOGRAFÍA 3.17 - MUESTRA GRIETA EN AMPLIACIÓN

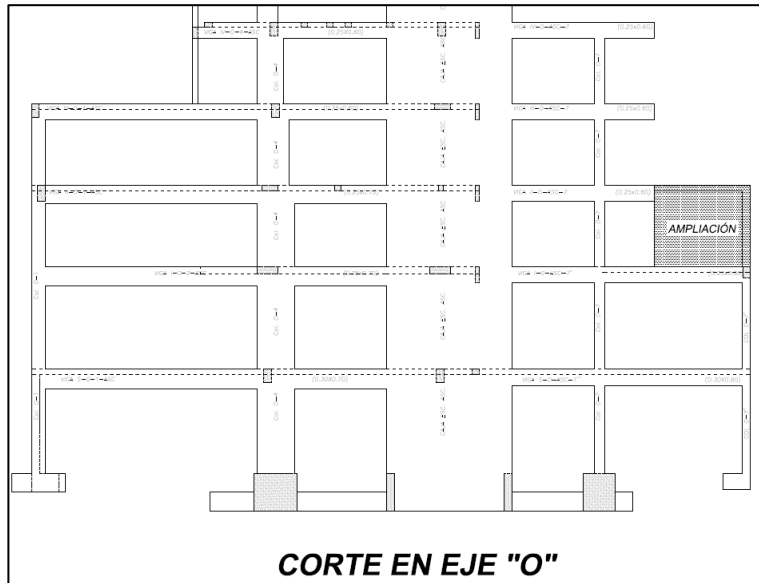


FIGURA 3.2 - CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA AMPLIACIÓN

3.1.8 PISO 1 Y SÓTANO

El primer nivel aloja a la recepción del hotel, oficinas de la beneficencia y ambientes del banco, en el sótano se encuentra el estacionamiento y bóveda del banco. Ambos niveles no presentan daños, la integridad de vigas, columnas, losas de techo y tabiquería no se ha visto afectada seguramente por los desplazamientos laterales mínimos al ser los niveles más bajos del edificio.



FOTOGRAFÍA 3.18 - SÓTANO SIN DAÑOS

3.1.9 PARA SOLES (MULLIONS)

Los para soles o “mullions”, nombre que figura en los planos, son elementos no estructurales que forman la fachada del edificio a partir del cuarto piso, soportados por vigas en volado y tensores que nacen en el techo del tercer piso.

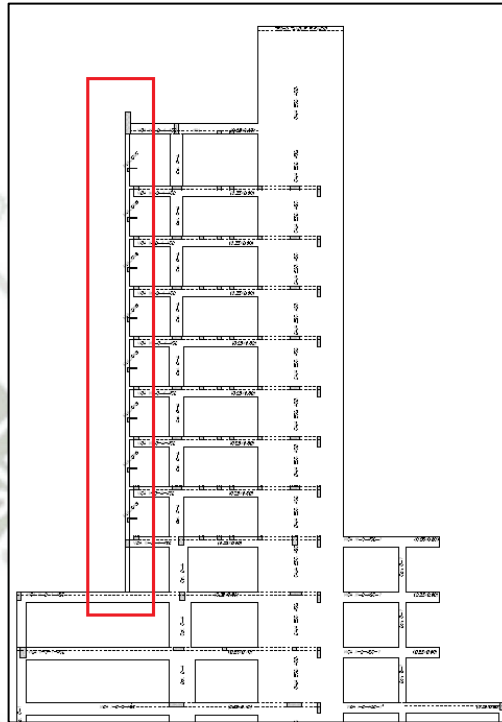


FIGURA 3.3 - CORTE ESTRUCTURAL MUESTRA MULLIONS

La estructura de estos para soles forma un pórtico exterior al edificio, que si bien no cumple una función resistente presenta daños. Algunas de las conexiones entre columnetas y vigas están fisuradas y presentan desprendimiento de tarrjeo.



FOTOGRAFÍA 3.19 - FACHADA PARA SOLES

3.2 RESISTENCIA DEL CONCRETO

Se requiere conocer la resistencia del concreto que conforma los elementos de la estructura, como parte del pleno conocimiento del inmueble. Para la determinación de la calidad del concreto existen variedad de metodologías de distinto grado de confiabilidad, la aplicación de todas éstas o la elección de alguna dependen del criterio del evaluador y de la circunstancia en la que se encuentra la edificación como si está habitada o no, disponibilidad de fluido eléctrico, presupuesto para los ensayos, permisos para pruebas destructivas, etc.

El ensayo escogido en esta tesis para la determinación de la resistencia del concreto es la esclerometría, al ser una prueba no destructiva y ya que el edificio cuenta con lugares con concreto expuesto o en otros con tarajeo desprendido, la aplicación de la prueba encaja en las condiciones y circunstancias referentes a la edificación ya mencionadas para la elección del tipo de ensayo, considerando que una metodología que contemple la extracción de núcleos tendría un mayor nivel de confiabilidad.

3.2.1 ENSAYO Y EQUIPO UTILIZADO

ENSAYO: ESCLEROMETRÍA SCHMIDT, determinación de la resistencia asociada al golpe de un martillo.

EQUIPO: "DIGI SCHMIDT 2000, PROCEQ Testing Instruments", propiedad del laboratorio de concreto de ingeniería civil de la UCSM.



FOTOGRAFÍA 3.20 - ESCLERÓMETRO

El ensayo está normalizado internacionalmente por **ASTM INTERNATIONAL C805/C805M-08** en donde resume el método como un martillo de acero que golpea con una predeterminada cantidad de energía a un émbolo de acero en contacto con la superficie del concreto y se mide la distancia de rebote del martillo.

En el punto 5 de la norma citada, se determinada la “SIGNIFICACIÓN Y USO” del ensayo, el cual dice:

“5.1 Este método es aplicable para determinar la uniformidad del concreto y para delinear zonas o regiones de baja calidad o de concreto deteriorado en las estructuras. Así mismo se usa para una estimación de la resistencia del concreto en el sitio.”

El párrafo anterior valida la aplicación del método para la estimación de la resistencia del concreto, intención de esta tesis. Además, la norma contiene el procedimiento, variables y recomendaciones para la ejecución del ensayo de esclerometría, consideraciones que fueron tomadas y respetadas.

3.2.2 APLICACIÓN DEL ENSAYO

La elección de elementos y lugares para la aplicación del ensayo estuvo condicionada a la exposición de concreto armado, elementos estructurales sin tarrajeo o pintura, que por las características originales del edificio y por los daños que tiene, son aleatorios. De esta manera no se hicieron remociones ni labores de picado.

El ensayo fue realizado por el autor de esta tesis, siguiendo el procedimiento correcto y tomando en cuenta las recomendaciones para su ejecución.



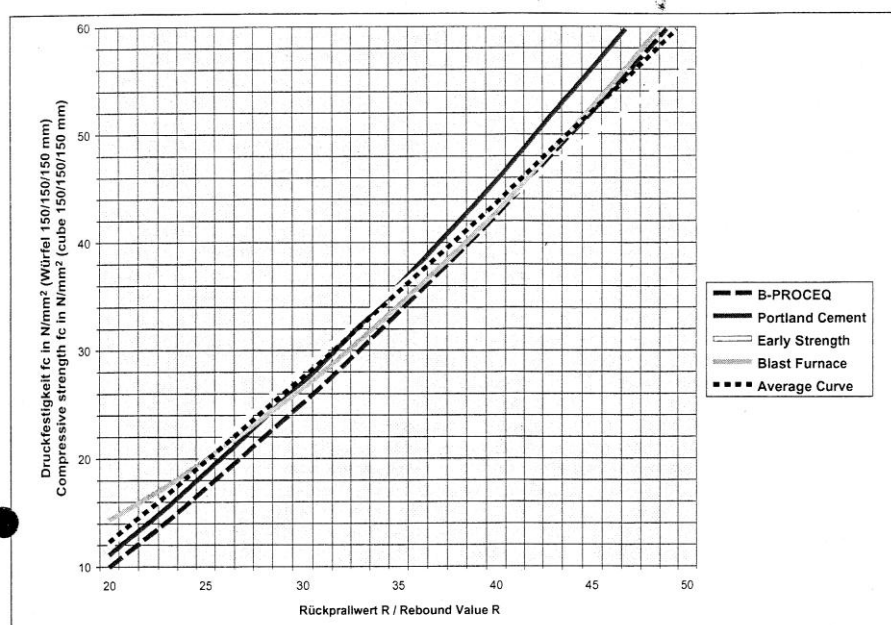
FOTOGRAFÍA 3.21 – CONFIGURACIÓN ESCLERÓMETRO



FOTOGRAFÍA 3.22 – PRUEBAS ESCLEROMETRÍA

3.2.3 RESULTADOS

El valor “R”, valor de rebote que da el instrumento, debe de ser convertido a través de la curva para cemento portland que presenta el manual del esclerómetro y de esta forma encontrar el $f'c$. Otra manera de encontrar el $f'c$ es entrando parámetros al menú del instrumento, ya que tiene cargadas en la memoria las curvas de resistencia, y así obtener en la pantalla la resistencia promedio ya convertida.



Figur 4 Umrechnungskurven

Fig. 4 Conversion curves

FIGURA 3.4 - CURVAS DE RESISTENCIA ESCLERÓMETRO

En la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado E-060, el capítulo 21 contiene las disposiciones especiales para el diseño sísmico, en el cual se establece que la resistencia especificada a la compresión del concreto $f'c$ en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo no debe ser menor que 210 kg/cm^2 , así mismo en los planos originales figura un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos resistentes. Como se aprecia en el cuadro de resultados de los ensayos de esclerómetro ningún elemento está por debajo de este valor.

ELEMENTO	VALOR "R" rebote prom.	VALOR $f'c$ (N/mm ²)	VALOR $f'c$ (kg/cm ²)	VALOR $f'c$ (MPa)
VIGA "C-4-P-R" Cimentación	29	24	244.75	24.00
COLUMNA "O-4" Sótano	41	42	428.31	42.00
COLUMNA "P-6" Sótano	42	44	448.70	44.00
MURO 2 "S-T" Sótano	35	33	336.53	33.00
MURO CAJA ASCENSOR Piso 2	39	39	397.72	39.00
PLACA "J" Piso 4	38	38	387.52	38.00
PLACA "J" Piso 5	37	37	377.32	37.00
VIGA "IV-Q-4-6" Piso 4	33	31	316.13	31.00
VIGA "IV-M-4-ASC" Piso 4	30	26	265.14	26.00
VIGA "VI-Q-4-6" Piso 6	41	42	428.31	42.00
VIGA "VI-P-4-ASC" Piso 6	34	32	326.33	32.00
VIGA "VIII-M-4-ASC" Piso 8	33	30	305.94	30.00
VIGA "VIII-Q-4-6" Piso 8	36	35	356.92	35.00
VIGA "X-M-4-ASC" Piso 10	30	26	265.14	26.00
VIGA "XII-V-3" Piso 12	32	29	295.74	29.00
PLACA "S" Piso 12	39	39	397.72	39.00

CUADRO 3.1 - RESULTADOS PRUEBA ESCLEROMETRÍA

3.3 PARÁMETROS Y CARGAS CONSIDERADOS

Para la evaluación y análisis del edificio se definen parámetros que se utilizarán, para lo cual se consideran los materiales componentes de la estructura existente y cargas de acuerdo a la norma actual Peruana de Cargas E-020.

3.3.1 CONCRETO ESTRUCTURAL

Resistencia característica	$f'c=$	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c=$	217370.65 kg/cm ²
Coefficiente Poisson	$\nu=$	0.15

3.3.2 ACERO DE REFUERZO GRADO 40

Resistencia característica	$f_y =$	2800 kg/cm ²
Resistencia servicio	$f_s =$	1400 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	$E_s =$	2100000 kg/cm ²

3.3.3 CARGAS

3.3.3.1 PESO DE MATERIALES

Concreto Armado	$\gamma =$	2400 kg/m ³
Aligerado h=20cm	$\gamma =$	300 kg/m ²
Aligerado h=25cm	$\gamma =$	350 kg/m ²
Piso terminado	$\gamma =$	120 kg/m ²
Tabiquería L. Tubular	$\gamma =$	1350 kg/m ³

3.3.3.2 SOBRECARGAS DISEÑO

Corredores y Escaleras	s/c=	400 kg/m ²
Oficinas	s/c=	250 kg/m ²
Habitaciones	s/c=	200 kg/m ²
Salones	s/c=	400 kg/m ²
Azotea	s/c=	100 kg/m ²

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EXISTENTE

4.1 MODELAJE ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis del edificio se ha utilizado el programa ETABS NonLinear Versión 9.7.3. (Extended 3D Analysis of Building Systems)

Se realizó el modelaje tridimensional el que considera los elementos estructurales existentes y que constan en los planos.

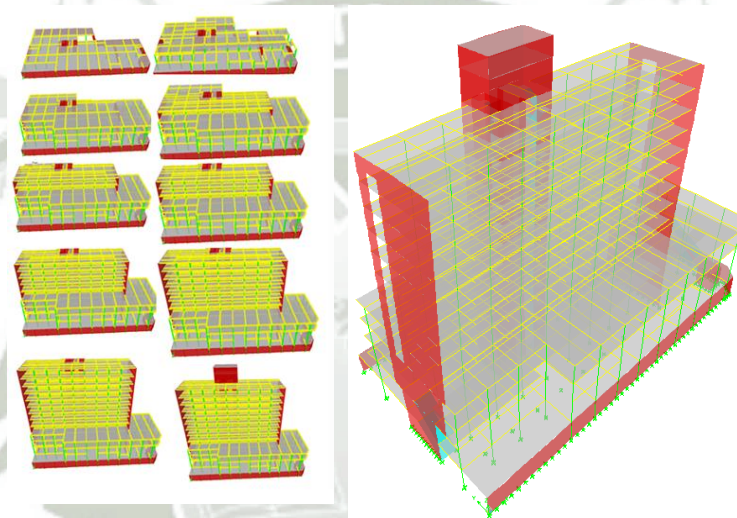


FIGURA 4.1-EDIFICIO MODELADO

Para el modelaje se introducen las propiedades y geometría del edificio, se realizaron los siguientes pasos:

1. Creación de las líneas de malla y definición de la información de pisos.
2. Definición de las propiedades del material.
3. Definición de las secciones de los elementos tipo barra (columnas y vigas).
4. Definición de las secciones de los elementos tipo área (muros y losas).
5. Dibujo y asignación de elementos tipo barra.
6. Dibujo y asignación de elementos tipo área.
7. Asignación de Etiquetas Pier.
8. Creación y asignación de diafragmas.
9. Asignación de restricciones.

De esta manera el modelo queda listo para posteriormente asignar cargas para los análisis que se realizarán.

4.2 CARGA MUERTA

La norma peruana E-020 menciona a la carga muerta como: *“Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. Se considera el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios.”*

Los valores de carga muerta se verán amplificadas por el factor de 1.4, para formar la carga última que posteriormente se aplicará a la estructura en las solicitaciones por combinaciones de carga según reglamento E-060.

Para la asignación de la carga muerta a los elementos de la estructura modelada se realizaron los siguientes pasos:

1. Definición de las cargas de tipo muerta en casos estáticos de carga.

La carga muerta considerada es:

- Piso terminado
- Peso Propio de la estructura
- Tabiquería
- Agua Tanque Elevado
- Para Soles / Mullions

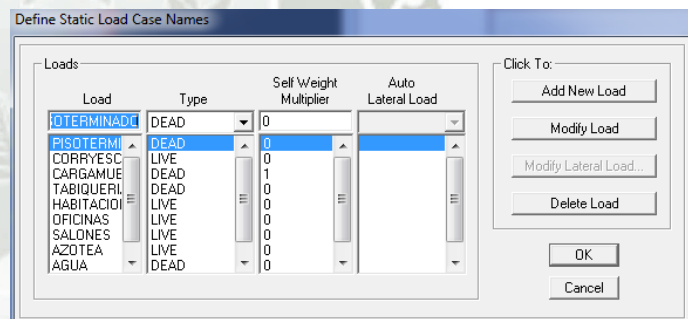


FIGURA 4.2 – CUADRO ETABS CASOS DE CARGA ESTATICA

2. Selección del elemento que soporta carga muerta (punto, barra, área)
3. Asignación de la carga (puntual, distribuida)

4.3 CARGA VIVA

La norma peruana E-020 define a la carga viva como: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Los valores de carga viva serán amplificados por el factor de 1.7, para formar la carga última que posteriormente se aplicará a la estructura en las solicitaciones por combinaciones de carga según reglamento E-060.

Para la asignación de la carga muerta a los elementos de la estructura modelada se realizaron los siguientes pasos:

1. Definición de las cargas de tipo viva en casos estáticos de carga.

La carga viva considerada es:

- Corredores y escaleras
- Habitaciones
- Salones
- Azotea
- Oficinas

2. Selección del elemento que soporta carga muerta (punto, barra, área)
3. Asignación de la carga (puntual, distribuida)

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”

4.4.1 INTRODUCCIÓN

Los investigadores están en la búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanas a como ocurren en la realidad.

En la actualidad en Estados Unidos y Europa las nuevas provisiones sísmicas requieren que los ingenieros estructurales efectúen un análisis no lineal. Dicho análisis podría ser dinámico o estático “pushover”, el cual brinda información importante para la reparación o reforzamiento de estructuras.

En Estados Unidos los documentos de referencia usados para desarrollar un análisis estático no lineal o “Pushover Analysis” son el ATC-40 (Applied Technology Council) “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building” y FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency). De acuerdo con los procesos establecidos en este análisis se aplica una carga lateral en distribución vertical al modelo matemático que se incrementa monótonamente. Esta carga se incrementa hasta que se alcanza la respuesta pico de la estructura o más bien la máxima respuesta de la estructura. La respuesta de la estructura se representa mediante la gráfica del cortante en la

base vs el desplazamiento en el tope de la estructura, conocida como curva de capacidad. Con este proceso el modelo matemático deberá ser capaz de capturar la no linealidad del material, ya que este es un proceso incremental es posible obtener la información detallada del comportamiento de cada elemento. Este proceso permite capturar la secuencia de deformaciones en los elementos o sea la secuencia de formación de rotulas plásticas.

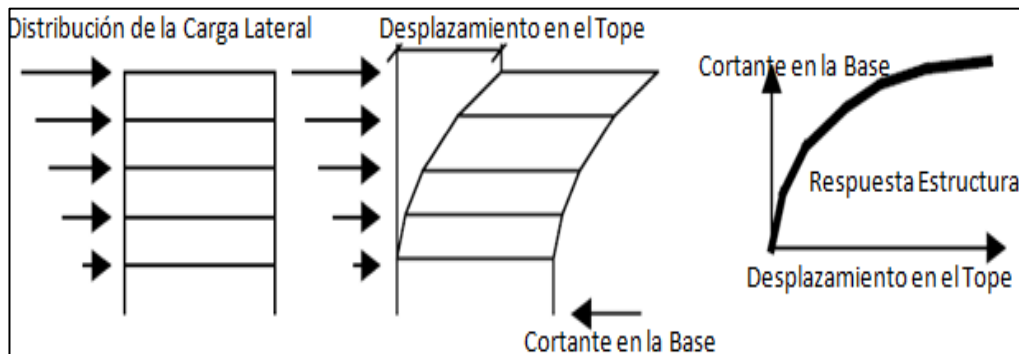


FIGURA 4.3 – FUNDAMENTOS PUSHOVER

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable. La curva de capacidad pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

Según FEMA356 la carga de gravedad considerada en el análisis será:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

Q_G = Fuerza total de la gravedad.

Q_D = Carga Muerta Total.

Q_L = Efecto efectivo de la Carga Muerta. (25% de la carga viva no reducida)

Q_S = 70% de la Carga de Nieve.

La distribución vertical de cargas laterales que se aplican a la estructura se determina mediante el factor C_{vx} , éste será multiplicado por la Fuerza "F" que es el incremento monótono de la fuerza.

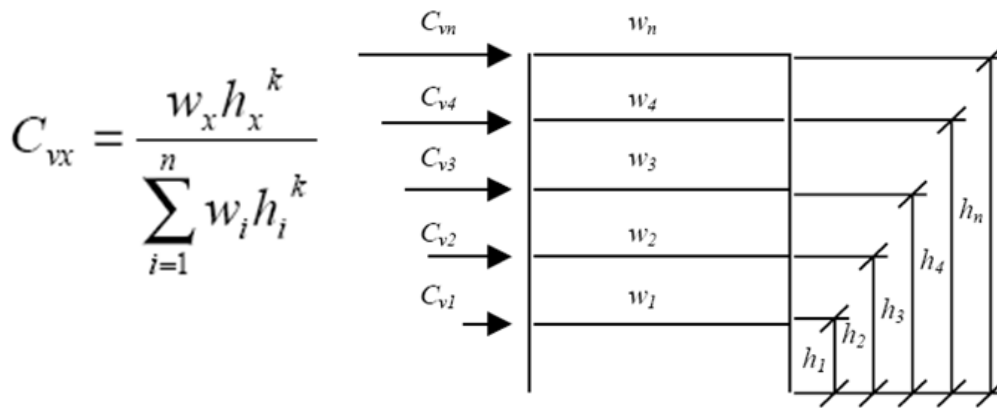


FIGURA 4.4 – DISTRIBUCIÓN VERTICAL FUERZAS LATERALES

El exponente “k” varía con el periodo fundamental “T” de la estructura.

K = 1, Si T < 0.5 seg

K = 2, Si T > 2.5 seg

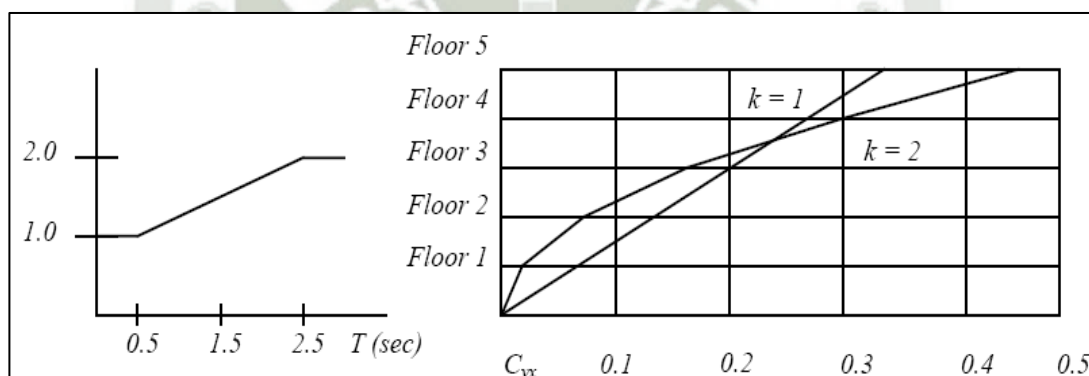


FIGURA 4.5 – EXPONENTE “K”

El procedimiento “pushover” y consecuentemente la curva de capacidad de la estructura, son base de análisis para varias aplicaciones:

- Obtención secuencial de mecanismos y fallas en los elementos.
- Determinación de la capacidad lateral de la estructura.
- Cuales elementos serán más susceptibles a fallar primero.
- Determinación de la ductilidad local de los elementos y global de la estructura.
- Verificación del concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Verificación de la degradación global de la resistencia.
- Verificación de los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento.
- Determinación del factor de reducción sísmico R.

Para el propósito de esta tesis, se tomará mayor atención por la última aplicación de las anteriores mencionadas, interesará entonces determinar el factor R de la estructura.

4.4.2 FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO

En los diseños sísmicos basados en la aplicación de fuerzas horizontales, es usual estimar las demandas a partir de un análisis lineal, dividiendo las fuerzas por un factor, conocido como factor de modificación de respuesta o coeficiente de disipación de energía, denominado en la literatura técnica como coeficiente R.

Los valores de R están especificados en los códigos sismos resistentes, como en la norma peruana E-030.

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

CUADRO 4.1 – FACTOR R E-030

Sin embargo, los valores R que fijan los códigos han sido elegidos mediante juicios y criterios ingenieriles, y en base a consenso de los redactores o comités elaboradores de esos códigos.

Existen maneras analíticas y particulares para cada estructura de determinar el factor R, como la que NEWMARK Y HALL (1973) publicaron, a partir de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico.

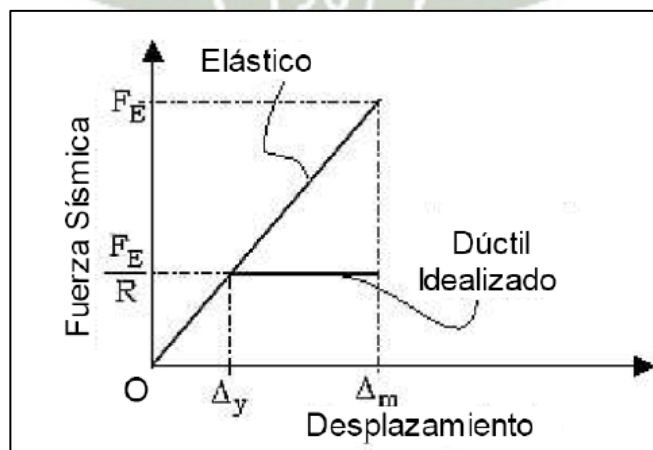


FIGURA 4.6 – PROPUESTA NEWMARK Y HALL

Newmark y Hall presentaron la propuesta de usar la igualdad de desplazamientos como una aproximación para determinar la magnitud de la fuerza sísmica en estructuras con comportamiento inelástico, propuesta que se basa en analizar la estructura con una fuerza R veces menor que la fuerza sísmica F_E teórica, partiendo de que, si la estructura se comportase elásticamente, con la fuerza F_E sufriría un desplazamiento igual a D_m , mientras que si su comportamiento es plástico idealizado, el mismo desplazamiento se alcanzaría con una fuerza F_E/R . Planteamiento para el caso de estructuras con períodos relativamente largos.

La ductilidad definida en función de desplazamientos es:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R$$

Para periodos largos, $T > 0.5$ s

$$R = \mu$$

Hay muchas propuestas para la determinación de R , entre otras:

- Basadas en el principio de ductilidad (Ballio & Setti).
- Basadas en la respuesta de sistemas de un grado de libertad (Newmark & Hall, Giuffré & Gianini, Krawinkler & Nassar).
- En métodos de energía (Como & Lani, Kato & Akiyama).
- Fatiga a bajos ciclos (Ballio & Castiglioni, Calado & Azevedo).

Se considerará en esta tesis la propuesta de Newmark y Hall, antes mencionada.

4.4.3 APLICACIÓN

Se realizó el análisis "Pushover", luego de modelado el edificio y con cargas asignadas en el programa ETABS, el cual permite realizar este análisis de forma tridimensional aplicando una aceleración uniforme que actúa en cualquiera de las tres direcciones globales. La fuerza en cada unión es proporcional a la masa tributaria a que conjunta y actúa en la dirección especificada.

El procedimiento se muestra a continuación:

1. Definir las propiedades no lineales de las secciones transversales o propiedades de las rótulas plásticas en las secciones.

“Default Hinge Properties”, este tipo de rótula se asigna a elementos tipo barra (frame) y el programa genera diferentes rótulas para cada sección según sus características y sección transversal, el programa se basa en los criterios de FEMA 356 y ATC40, para generar las rótulas.

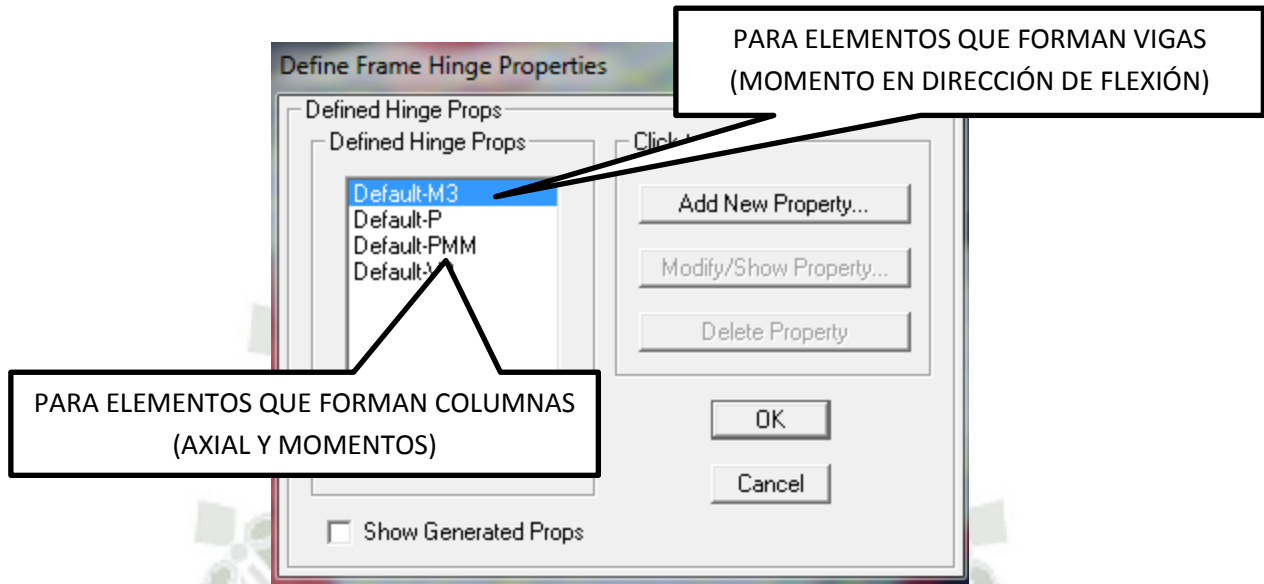


FIGURA 4.7 – CUADRO ETABS DEFINIR PROPIEDADES DE RÓTULA

2. Seleccionar elementos tipo barra (vigas y columnas)

Se selecciona por separado vigas y columnas, ya que las propiedades de rótulas son diferentes, el método de selección puede ser manual o desde el Menu Select > By Frame Sections y escoger vigas o columnas.

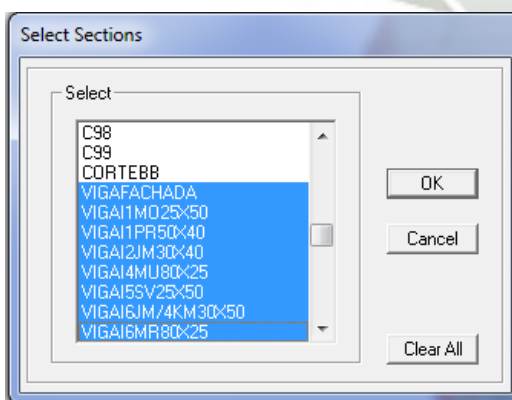


FIGURA 4.8 – SELECCIÓN VIGAS

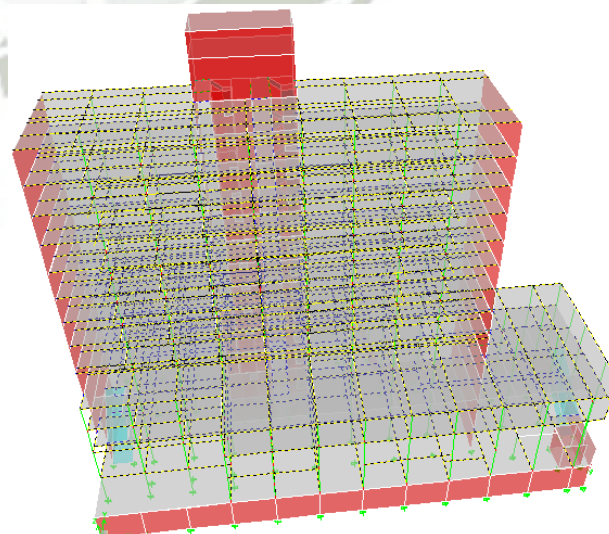


FIGURA 4.9 – VIGAS SELECCIONADAS EN MODELO

3. Asignar las propiedades de las rótulas a los elementos

En este punto el objetivo es asignar “Default-PMM” a los extremos de las columnas y asignar “Default-M3” a los extremos de las vigas.

Luego de seleccionadas las y vigas y columnas por separado, en el Menú Assign > Frame/Line > Frame Nonlinear Hinges se asigna el tipo de rótula para cada tipo de elemento.

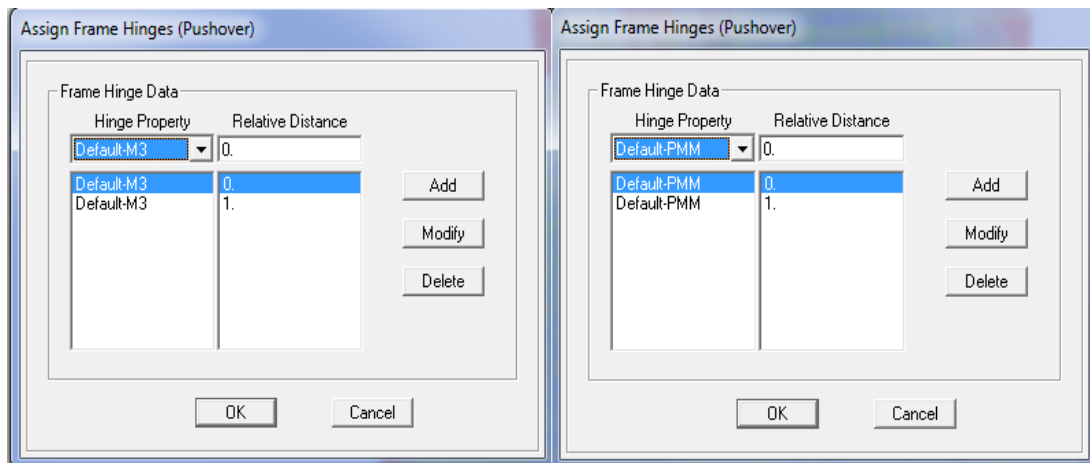


FIGURA 4.10 – CUADRO ETABS DEFINIR UBICACIÓN RÓTULAS

La distancia relativa es una medida desde los extremos del elemento y se basa en el claro libre entre la zona considerada como rígida en los extremos. Se colocó “0” y “1” para que las rótulas se ubiquen en el inicio y fin del elemento tipo barra.

4. Definir casos de carga estáticos no lineales “Push-over”

El análisis pushover se realiza en las direcciones “X” y “Y” de la estructura, partiendo de un estado en el que se carga la estructura con el 100% de carga muerta y el 25% de la carga viva que le corresponde. Entonces, la aplicación de la carga lateral se inicia con la estructura sometida ya a esfuerzos generados por la carga de gravedad.

Se definen los casos de carga estáticos no lineales desde el Menú Define > Static NonLinear / Pushover Cases > Add New Case

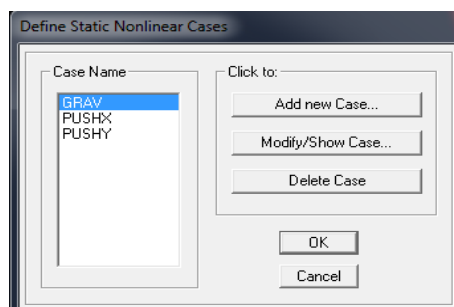


FIGURA 4.11 – CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES

-Caso para las cargas de gravedad

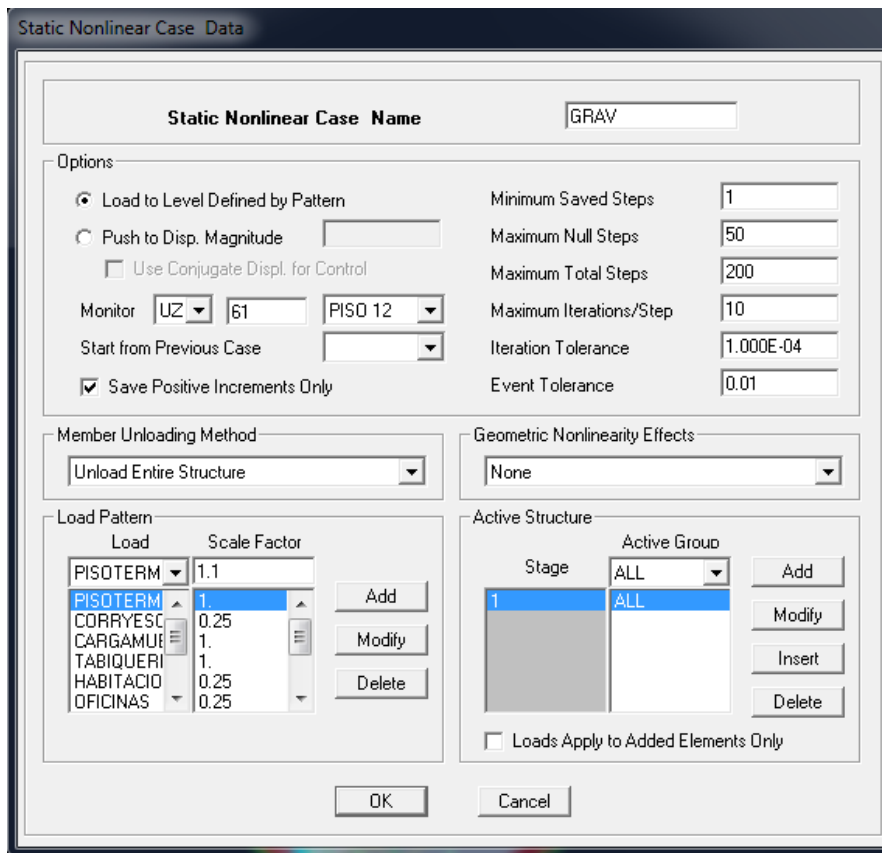


FIGURA 4.12 –CONFIGURACIÓN CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES

Se definió como “GRAV” el caso estático no lineal que considera a las cargas de tipo muerta con un factor de 1 y a las cargas de tipo viva con un factor de 0.25.

-Caso para las cargas laterales “X” y “Y”

Se definieron los casos de cargas para las fuerzas laterales como “PUSH X” y “PUSH Y”. En este paso se determina la dirección del grado de libertad del desplazamiento, la redistribución de la carga, el nudo de control a monitorear, el estado de carga previo (GRAV), la carga que se aplica y parámetros referidos a los pasos de la secuencia del análisis.

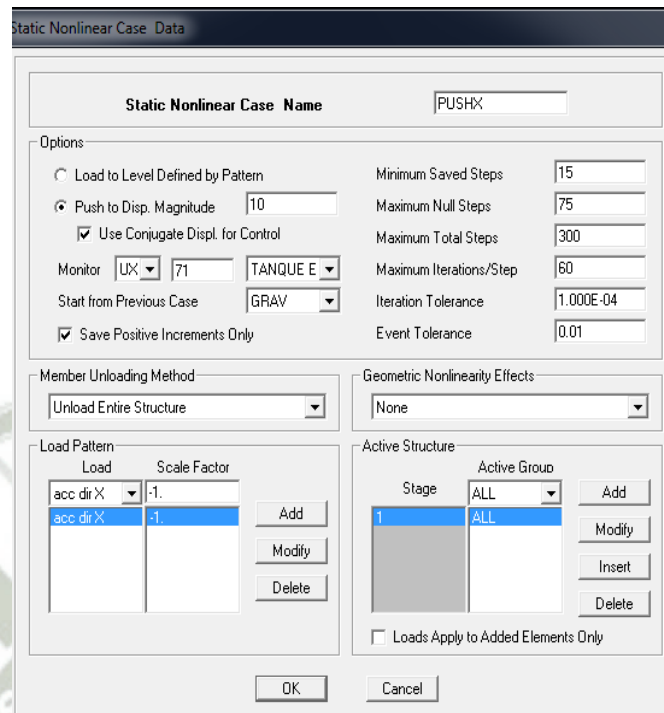


FIGURA 4.13 – CONFIGURACIÓN CASOS ESTÁTICOS NO LINEALES

5. Correr el análisis “Pushover”

Luego de haber definido los estados de carga no lineales se procede a correr el análisis desde el Menú Analyze > Run Static NonLinear Analysis.

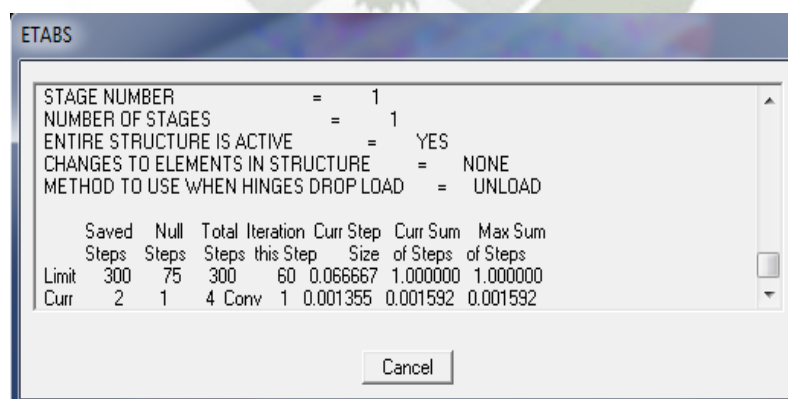


FIGURA 4.14 – ANÁLISIS PUSHOVER EN MARCHA

Realizado el análisis, se aprecia los pasos “pushover” y la secuencia de formación de las rótulas plásticas:

a) Secuencia formación rótulas plásticas en el sentido “X”

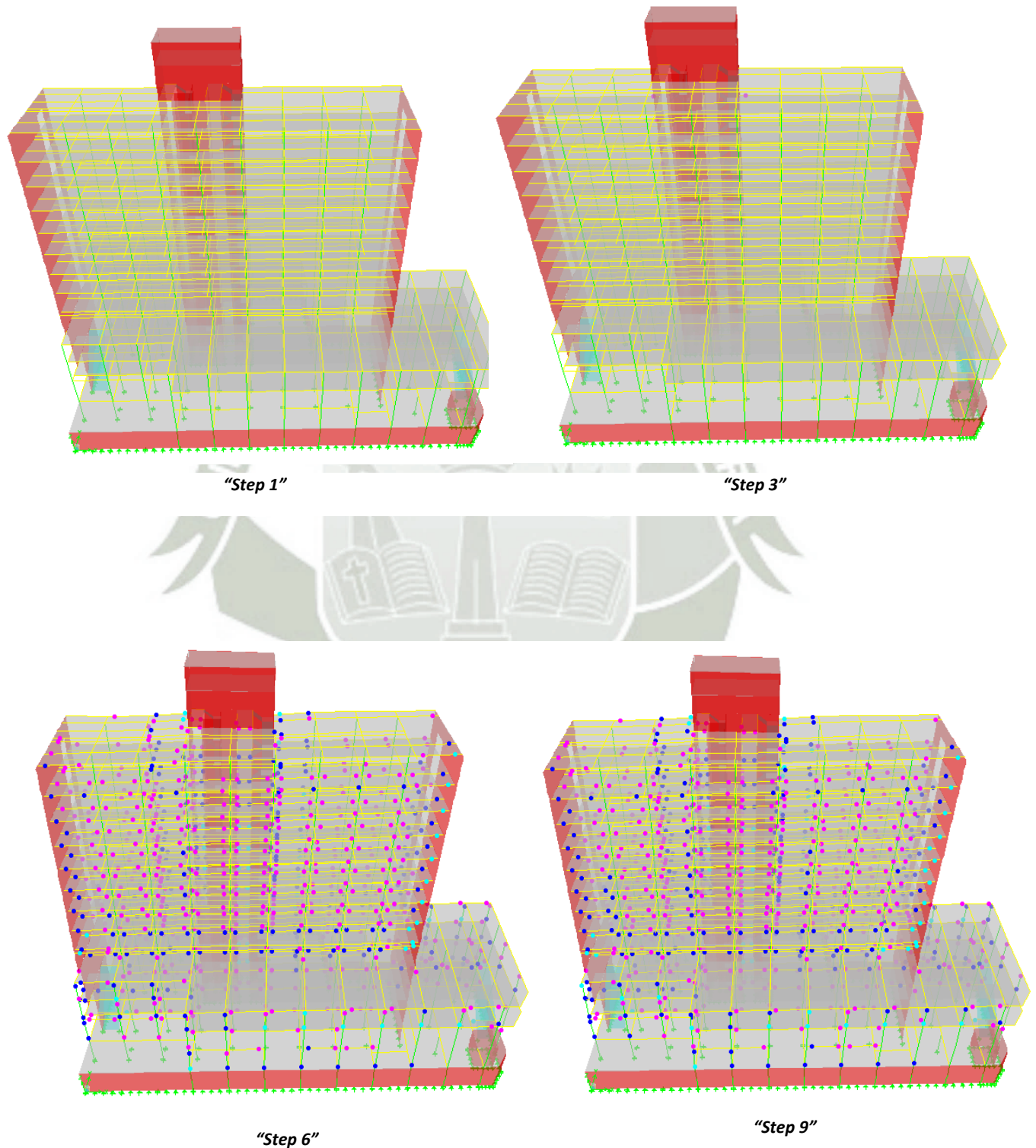


FIGURA 4.15 –SECUENCIA PLASTIFICACIÓN “X” (a)

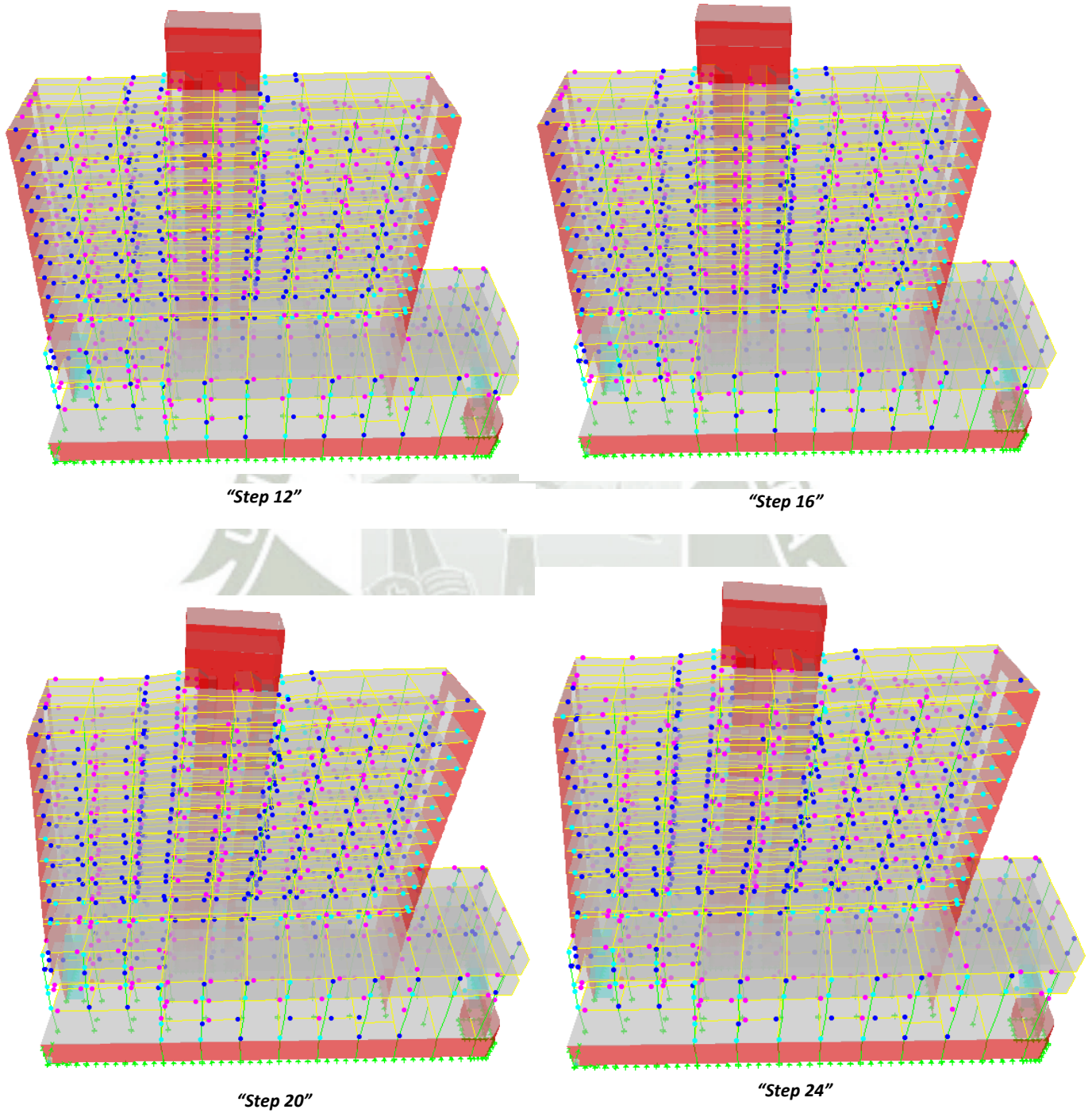


FIGURA 4.16 –SECUENCIA PLASTIFICACIÓN "X" (b)

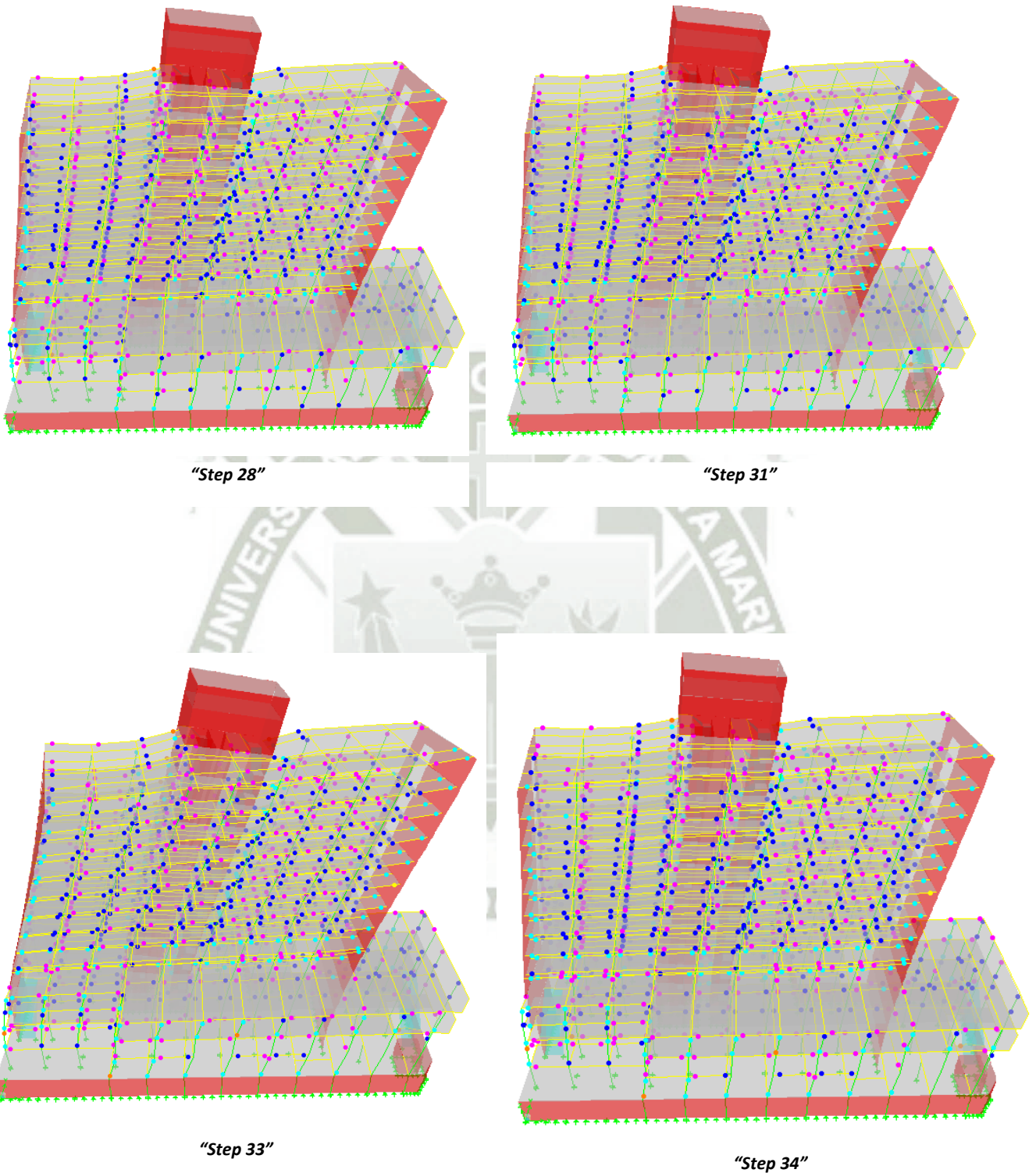


FIGURA 4.17 –SECUENCIA PLASTIFICACIÓN "X" (c)

b) Secuencia formación rótulas plásticas en el sentido "Y"

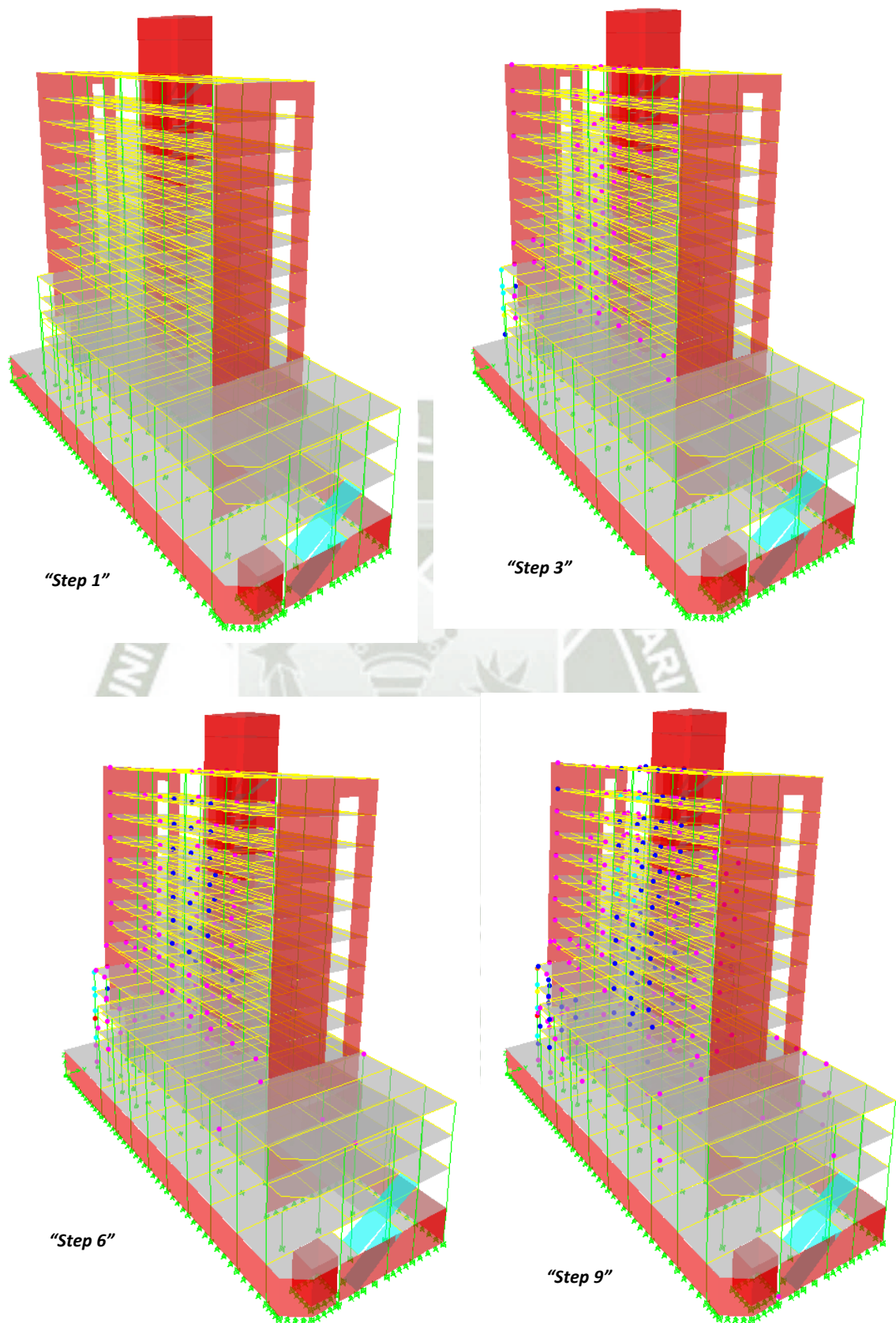


FIGURA 4.18 – SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (a)

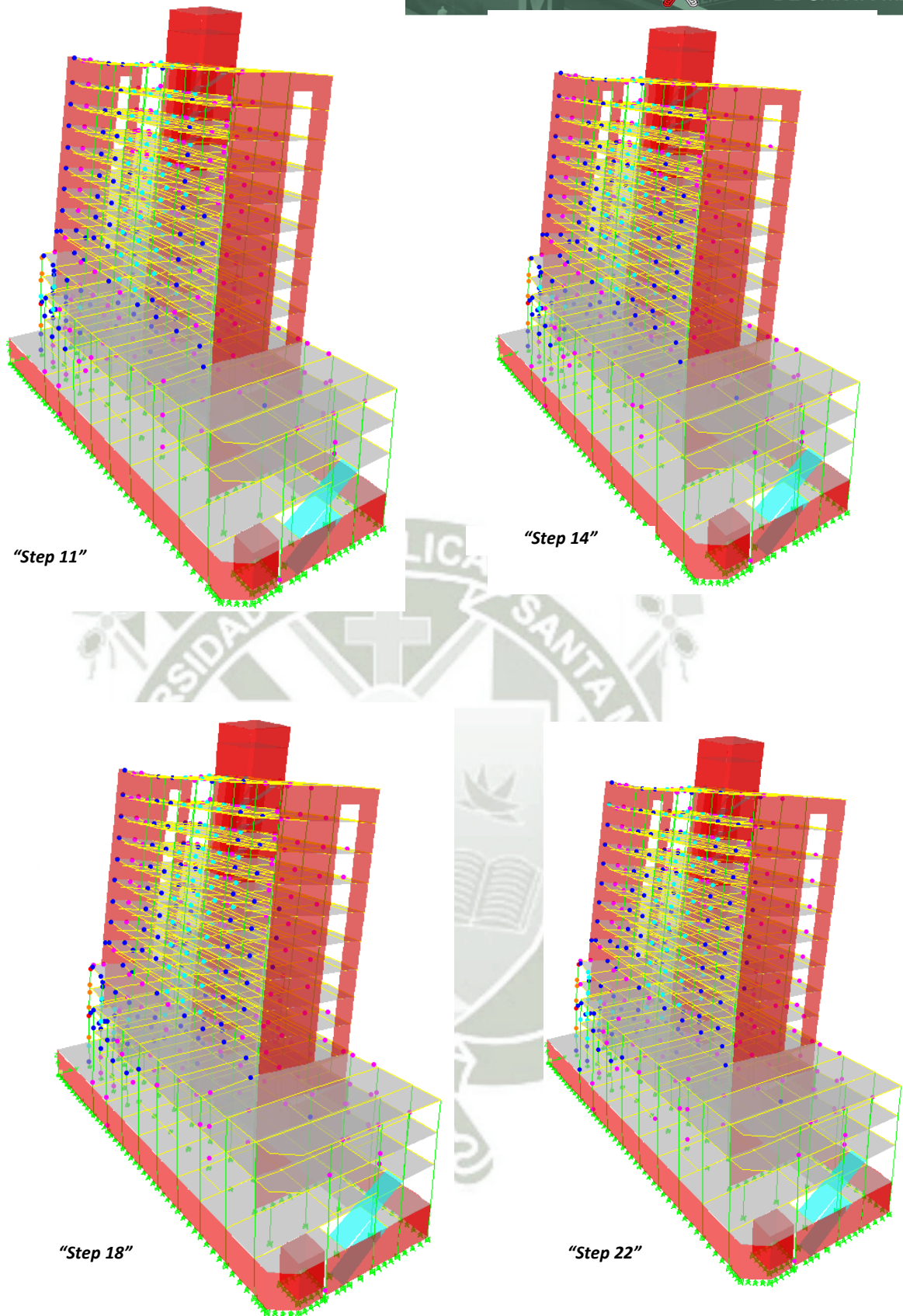


FIGURA 4.19 – SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (b)

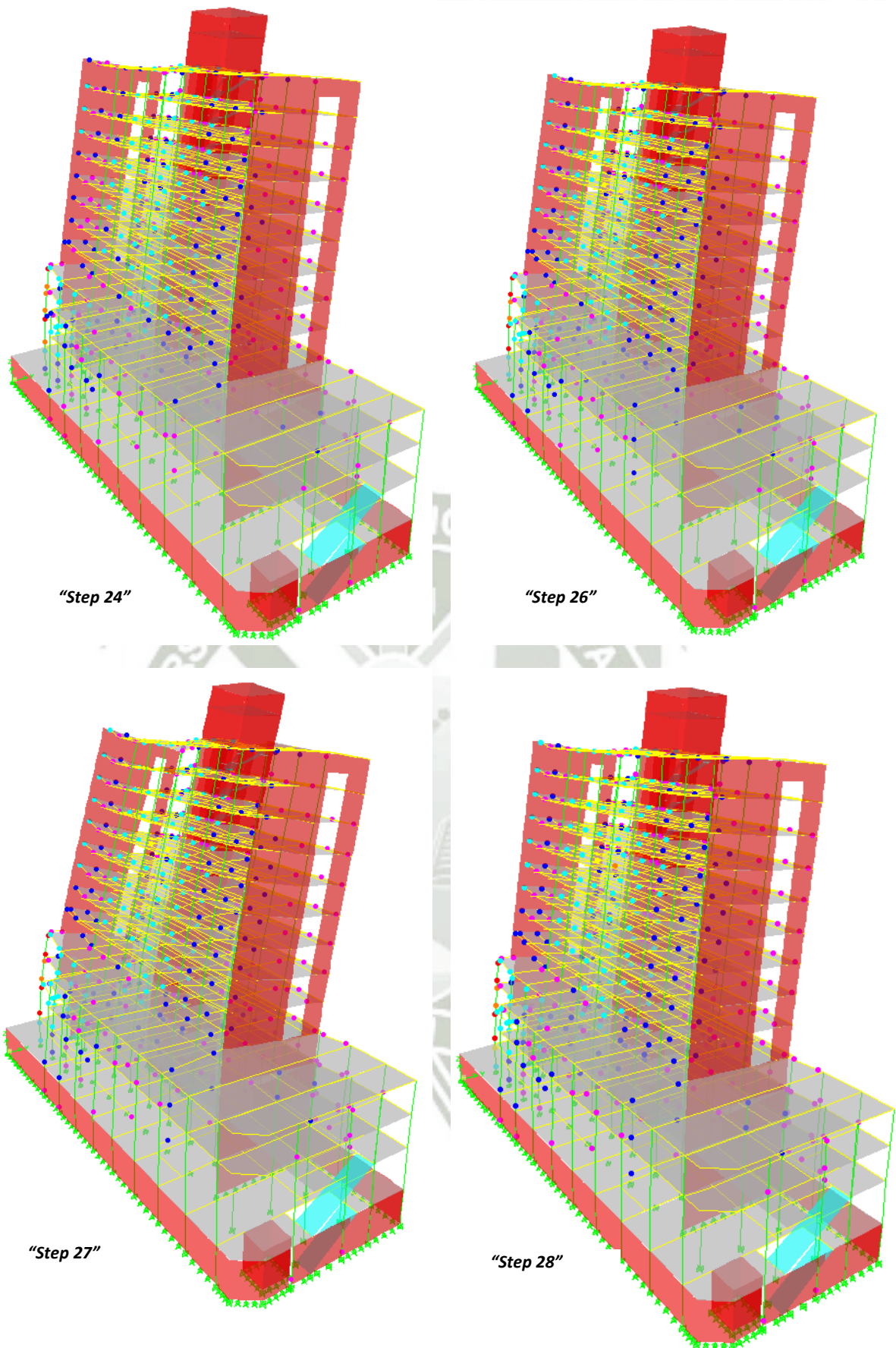


FIGURA 4.20 – SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN "Y" (c)

4.4.4 CURVA DE CAPACIDAD Y FACTOR “R”

Tras realizar el análisis “Pushover” el software muestra, para cada caso de carga no lineal que se definió, la curva de capacidad de la estructura de manera gráfica y también mediante valores dispuesto en una tabla desde el Menú Display > Show Static Pushover Curve...

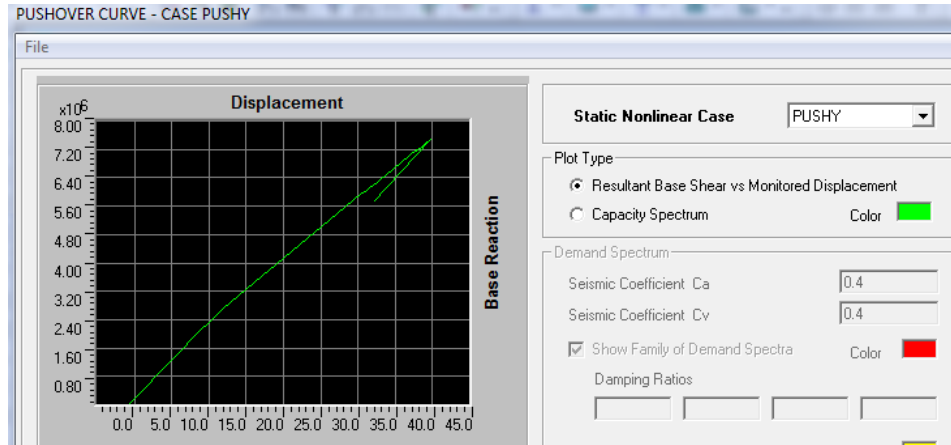


FIGURA 4.21 – CURVA DE CAPACIDAD “Y” DESDE ETABS

Se tiene las curvas de capacidad para los sentidos “X” y “Y”, las cuales sirven para determinar el factor de reducción sísmico del edificio siguiendo la teoría de Newmark y Hall que se tocó al inicio de este capítulo.

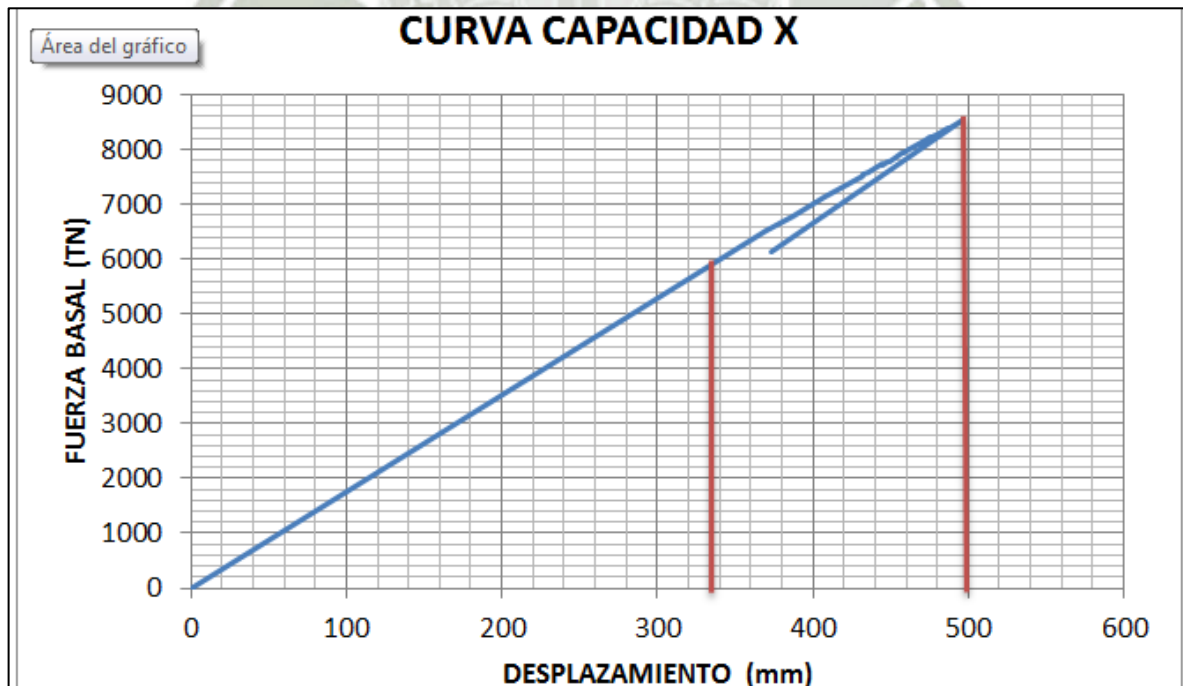


FIGURA 4.22 – CURVA DE CAPACIDAD “X”

Para factor R en dirección "X":

$$R = \frac{\text{Max. Desp. Inelástico}}{\text{Máx. Desp. Elástico}} = \frac{500}{330} = 2$$

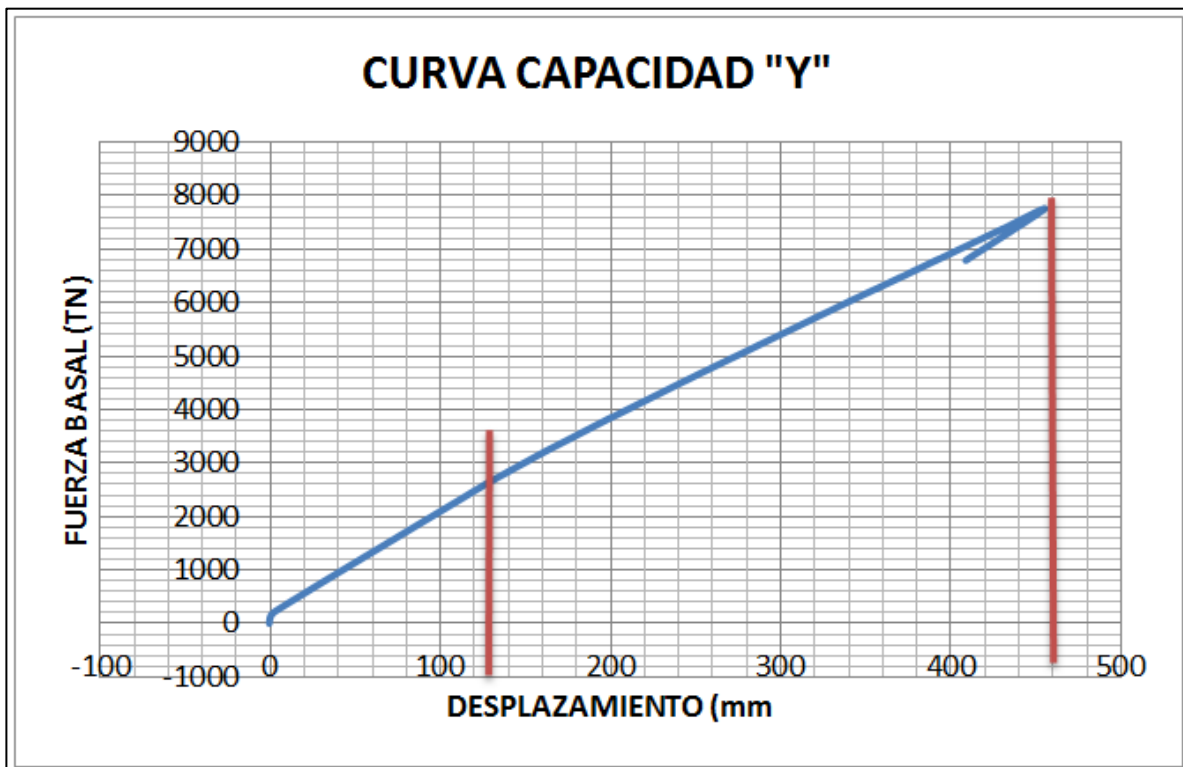


FIGURA 4.23 – CURVA DE CAPACIDAD "Y"

Para factor R en dirección "Y":

$$R = \frac{\text{Max. Desp. Inelástico}}{\text{Máx. Desp. Elástico}} = \frac{460}{130} = 4$$

4.5 ANÁLISIS SÍSMICO

En este análisis se determina el comportamiento que tiene el edificio sísmicamente según los requerimientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030, la cual tiene aplicación al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Se realiza el análisis dinámico mediante combinación espectral en el software ETABS, al ser una edificación irregular no aplica la realización del análisis estático, como lo indica la norma E-030.

Se obtendrán los valores de fuerzas internas para cada uno de los elementos resistentes del edificio con fines de diseño y además se obtendrán desplazamientos laterales de entrepiso.

4.5.1 ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

Se determinan los espectros de aceleraciones en cada dirección, según lo define la norma E-030:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

- FACTOR DE ZONA (Z) Zona 3, **Z=0.4**
- COEFICIENTE DE USO E IMPORTANCIA (U) Edificaciones Comunes (hotel) "C", **U=1**
- FACTOR DE SUELO (S) Suelos Intermedios, **S=1.2**
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R) Según teoría Newmark Y Hall punto 4.4.4
- GRAVEDAD Aceleración de la gravedad, **g=9.81m/s²**

a) ESPECTRO EN DIRECCIÓN X

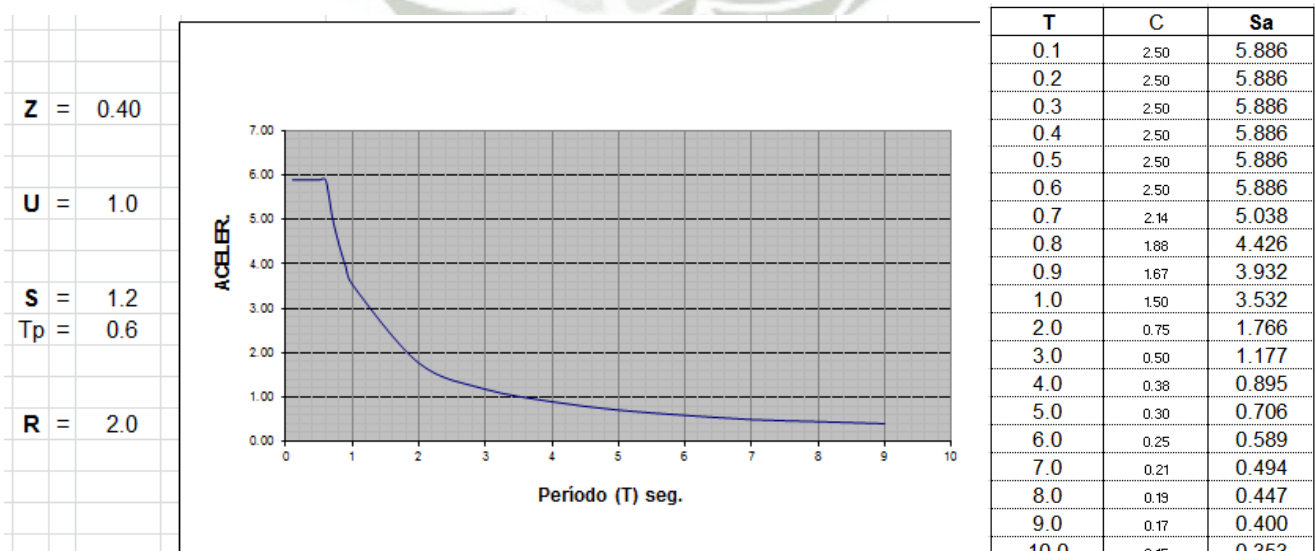


FIGURA 4.24 – ESPECTRO EN "X"

b) ESPECTRO EN DIRECCIÓN Y

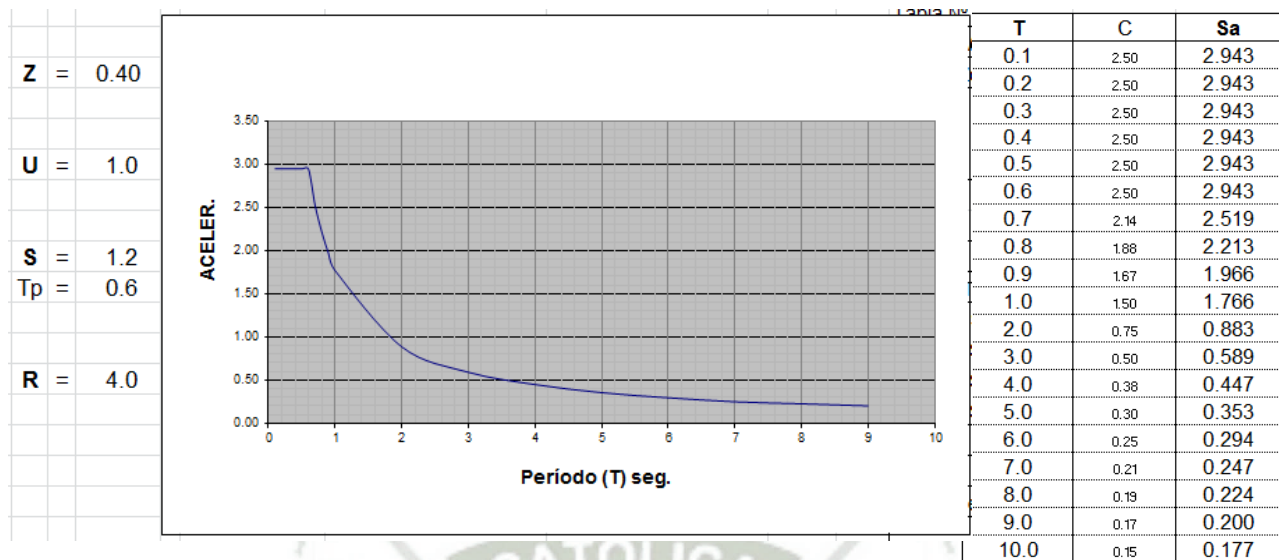


FIGURA 4.25 – ESPECTRO EN “Y”

4.5.2 APLICACIÓN

Para la aplicación del análisis se parte del edificio modelado y con cargas de tipo muertas y vivas, ya asignadas a cada elemento que le corresponde, como se muestra en los puntos 4.2 y 4.3 de este capítulo.

Se describe a continuación los pasos en el programa Etabs para el análisis sísmico tomando en cuenta los parámetros ya descritos en lo referente a los espectros considerados; así mismo se realizan las combinaciones de carga definidas por la norma peruana E-060, lo que conlleva a obtener los esfuerzos y desplazamientos relativos de entrepiso.

a) Definición de la fuente de masa

En los elementos lineales, la masa se calcula integrando el producto de la masa volumétrica del material por su área transversal, a lo largo de la longitud del elemento. En los elementos de área, la integral corresponde al producto de la masa volumétrica del material por el espesor del elemento y se extiende en toda su área.

Posteriormente, para ambos casos, la masa se distribuye a los nudos de los elementos.

Se debe definir la masa que ha de considerar el programa, esto desde el Menu Define > Mass Source, en la ventana definimos la masa a partir de las cargas dándole factor de 1 a las cargas de tipo muerta y un factor de 0.25 a las de tipo viva.

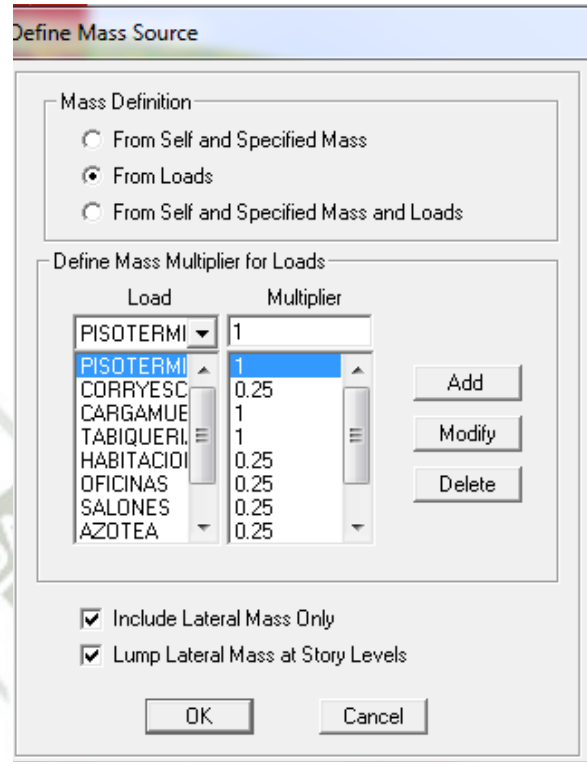


FIGURA 4.26 – CUADRO ETABS DEFINICIÓN FUENTE MASA

b) Definición de la función del espectro de respuesta

En este paso se ingresan los espectros que se han considerado para cada sentido. Puede realizarse manualmente o desde una hoja de cálculo. Se realizó manualmente desde el Menú Define > Define Response Spectrum Functions, se añadieron los espectros como con del ingreso de datos el programa grafica el espectro.

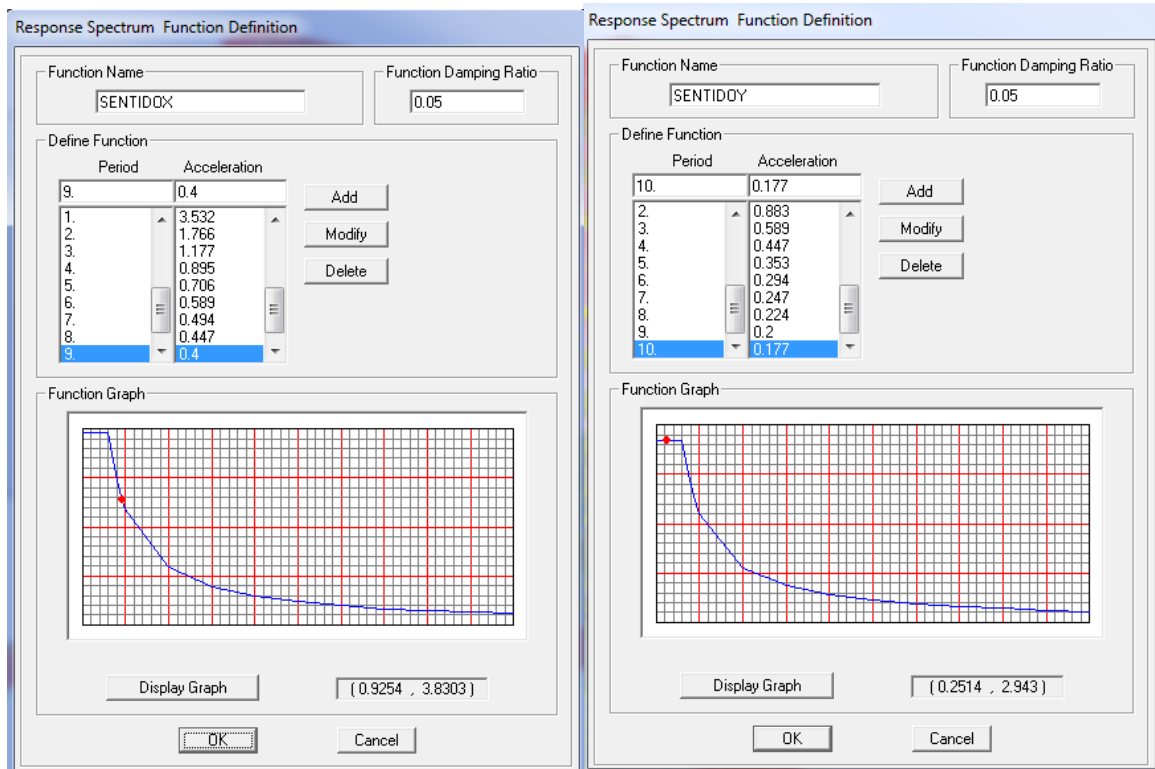


FIGURA 4.27 – ESPECTROS EN ETABS

c) Definición de los casos de análisis espectral

Se define en este paso las direcciones X y Y para el análisis espectral desde el Menú Define > Response Spectrum Cases, se añaden dos nuevos casos “SISMOX” y “SISMOY”, en los cuales se considera el espectro que le corresponde a cada uno.

En la ventana de datos para los casos de espectro, se configuró de la manera como se muestra:

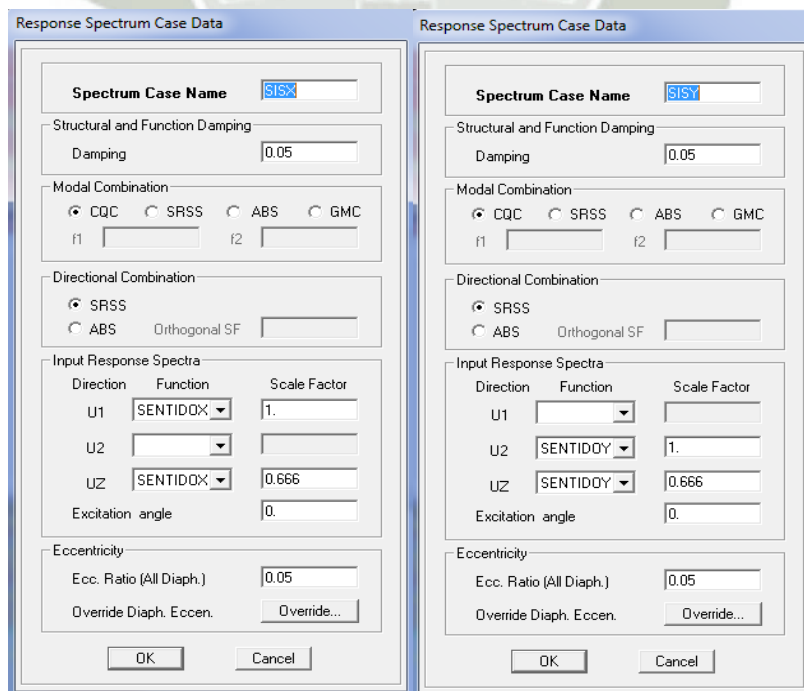


FIGURA 4.28 – CASOS ANÁLISIS ESPECTRAL

La configuración considera 5% de amortiguamiento, combinación modal Cuadrática Completa (CQC), combinación Direccional de la Raíz Cuadrada De la Suma de los Cuadrados (SRSS). Se ingresa la dirección del espectro según corresponda a cada caso, añadiendo para el sentido vertical un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, como lo señala la norma E-030. Se considera excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo de 0.05 veces la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de análisis.

d) Definición de las combinaciones de los casos de carga

Una combinación de casos de carga es la composición de dos o más casos de carga individuales mediante factores de escala, que pueden ser positivos o negativos.

Con estas combinaciones se pueden superponer los desplazamientos, las reacciones, las fuerzas internas, etc. de los casos de carga individuales, con la finalidad de obtener solicitaciones de carga más desfavorables en los elementos y posteriormente realizar envolventes de carga que sean útiles para el diseño.

La norma peruana E-060 Concreto Armado, en su Capítulo 9 “REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO”, define las combinaciones de cargas que se deben de tomar en cuenta, las cuales se esquematizan a continuación:

1.40	CARGA MUERTA	+	1.70	CARGA VIVA	
1.25	CARGA MUERTA	+	1.25	CARGA VIVA	+ CARGA SISMO X
1.25	CARGA MUERTA	+	1.25	CARGA VIVA	- CARGA SISMO X
1.25	CARGA MUERTA	+	1.25	CARGA VIVA	+ CARGA SISMO Y
1.25	CARGA MUERTA	+	1.25	CARGA VIVA	- CARGA SISMO Y
0.90	CARGA MUERTA	+		CARGA SISMO X	
0.90	CARGA MUERTA	-		CARGA SISMO X	
0.90	CARGA MUERTA	+		CARGA SISMO Y	
0.90	CARGA MUERTA	-		CARGA SISMO Y	

ENVOLVENTE

FIGURA 4.29 – ESQUEMA COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga en el programa se realizan desde el Menú Define > Load Combinations, se ingresan las combinaciones de carga o combos con el tipo ADD y la envolvente de éstos de tipo ENVE.

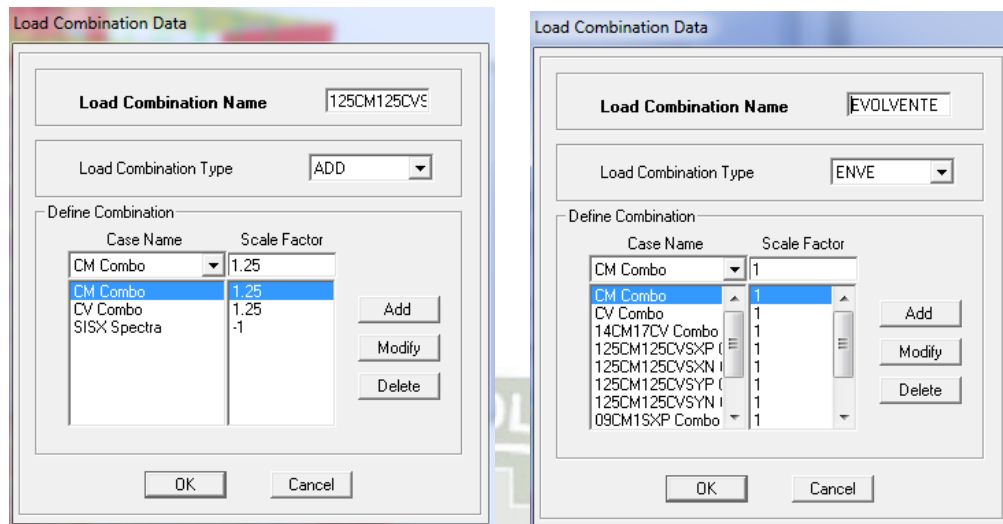


FIGURA 4.30 – CUADROS ETABS COMBINACIONES DE CARGA

e) Configuración de análisis y procesamiento

Desde el Menú Analyze > Set Analysis Options, se configura el análisis tridimensional, así como el número de modos donde se han considerado tres modos por cada nivel, dos traslacionales y uno rotacional; finalmente se corre el análisis (Run Analysis).

Luego del análisis el programa muestra los resultados de manera gráfica o mediante tablas que muestran la data sobre desplazamientos y esfuerzos internos para cada caso o combinación de carga que se configuró, los resultados provenientes del Combo Envolvente serán los de mayor interés y participación en la interpretación y futuro diagnóstico del edificio existente.

4.6 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados del análisis del edificio existente, son los datos base para poder evaluar el comportamiento actual del inmueble y junto a otros aspectos conformar la propuesta de intervención.

4.6.1 PERIODOS FUNDAMENTALES

Del análisis modal se tiene información de los periodos fundamentales que son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura.

Modo	Periodo (s)	Participación X-X (%)	Participación Y-Y (%)
1	1.049	49.1	5.2
2	0.929	6.6	51.3
3	0.618	4.0	1.7
4	0.262	21.1	0.0
5	0.205	0.0	23.4
6	0.159	0.5	0.8
7	0.133	0.8	0.0
8	0.130	4.7	0.1
9	0.106	0.0	0.0
10	0.104	0.0	0.1
11	0.102	0.0	6.3
12	0.100	0.0	0.5
13	0.094	0.0	0.0
14	0.089	0.0	0.0
15	0.083	0.2	0.0
16	0.079	2.3	0.0
17	0.072	0.0	0.0
18	0.071	0.0	0.0
19	0.068	0.0	0.0
20	0.063	0.0	3.8
21	0.060	0.0	0.1
22	0.057	0.9	0.0
23	0.056	0.0	0.0
24	0.050	0.0	0.0
25	0.049	0.5	0.0
26	0.046	0.0	3.0
27	0.045	0.2	0.0
28	0.044	0.0	0.0
29	0.041	0.0	0.0
30	0.041	0.0	0.0
31	0.040	0.0	0.0
32	0.038	0.6	0.0
33	0.037	0.0	2.7
34	0.037	0.1	0.1
35	0.034	0.0	0.2
36	0.033	0.5	0.0
37	0.031	0.0	1.6

38	0.030	0.0	0.0
39	0.030	0.1	0.0
40	0.028	0.0	0.3
41	0.027	0.0	0.2
42	0.026	0.3	0.1
43	0.025	0.0	0.0
44	0.025	0.5	0.1
45	0.025	0.1	0.1

CUADRO 4.2 – FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para X-X el periodo 1.049s presenta un porcentaje de 49.1%, y para Y-Y el periodo 0.929s presenta un porcentaje de 51.3%, siendo los más importantes.

4.6.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO

Se tiene los desplazamientos de cada nivel, lo que permite evaluar las derivas de cada entrepiso y contrastarlos con los permisibles en la norma actual.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su inciso 16.4, se multiplican por $0.75R$ los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico.

DIRECCIÓN X-X

Datos: R = 2
Distors. Max = 0.007

Piso o Nivel	Altura de Entrepiso h (cm)	DESPLAZ. LINEAL ELAST.	DESPLAZ. LATERAL NORMA E.30				Observac.
		Desplaz. Respecto al Suelo (cm)	Desplaz. Respecto al Suelo Δ (cm)	Desplaz. Relativo de Entrepiso: Δ (cm)	Distorsión Δ/h	Distorsión Permitida	
T.E.	225	13.59	20.39	0.93	0.0041	0.007	Ok
C.M.	365	12.97	19.46	0.08	0.0002	0.007	Ok
12	305	12.92	19.38	1.79	0.0059	0.007	Ok
11	275	11.73	17.59	1.70	0.0062	0.007	Ok
10	275	10.59	15.89	1.86	0.0068	0.007	Ok
9	275	9.35	14.02	1.87	0.0068	0.007	Ok
8	275	8.10	12.15	1.87	0.0068	0.007	Ok
7	275	6.85	10.28	1.84	0.0067	0.007	Ok
6	275	5.63	8.44	1.76	0.0064	0.007	Ok
5	275	4.45	6.67	1.79	0.0065	0.007	Ok
4	305	3.26	4.89	1.27	0.0042	0.007	Ok
3	305	2.41	3.62	1.33	0.0044	0.007	Ok
2	305	1.52	2.29	1.27	0.0042	0.007	Ok
1	383	0.68	1.02	0.96	0.0025	0.007	Ok
Sotano	340	0.04	0.06	0.06	0.0002	0.007	Ok
0		0	0.00				

CUADRO 4.3 – DESPLAZAMIENTO ENTREPISO X-X

DIRECCIÓN Y-Y

Datos: R = 4
Distors. Max. = 0.007

Piso o Nivel	Altura de Entrepiso h (cm)	DESPLAZ. LINEAL ELAST.	DESPLAZ. LATERAL NORMA E.30				Observac.
		Desplaz. Respecto al Suelo (cm)	Desplaz. Respecto al Suelo Δ (cm)	Desplaz. Relativo de Entrepiso Δ (cm)	Distorsión Δ/h	Distorsión Permitida	
T.E.	225	8.51	25.52	-22.25	-0.09887	0.007	Ok
C.M.	365	15.92	47.76	27.16	0.07440	0.007	Mal
12	305	6.87	20.60	2.04	0.00667	0.007	Ok
11	275	6.19	18.57	1.96	0.00712	0.007	Mal
10	275	5.54	16.61	2.04	0.00743	0.007	Mal
9	275	4.86	14.57	1.98	0.00721	0.007	Mal
8	275	4.20	12.59	1.96	0.00712	0.007	Mal
7	275	3.54	10.63	1.90	0.00691	0.007	Ok
6	275	2.91	8.73	1.80	0.00656	0.007	Ok
5	275	2.31	6.93	1.47	0.00534	0.007	Ok
4	305	1.82	5.46	2.14	0.00701	0.007	Mal
3	305	1.11	3.32	1.31	0.00429	0.007	Ok
2	305	0.67	2.01	0.85	0.00280	0.007	Ok
1	383	0.39	1.16	0.92	0.00239	0.007	Ok
Sótano	340	0.08	0.24	0.24	0.00071	0.007	Ok
0		0	0.00				

CUADRO 4.4 – DESPLAZAMIENTO ENTREPISO Y-Y

En las tablas anteriores, que muestran los desplazamientos de entrepiso, se aprecia que las derivas en el sentido X-X están dentro de lo permitido en la norma actual, en ningún caso excede el 7‰ de desplazamientos relativos. En el sentido Y-Y, las derivas en algunos niveles superan ligeramente los máximos permitidos.

4.7 VERIFICACIÓN ELEMENTOS EXISTENTES

Los esfuerzos (momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales) obtenidos del Análisis Sísmico para cada elemento han sido utilizados para la revisión de éstos.

Para determinar la resistencia nominal requerida en los elementos de concreto armado, se emplea la combinación de carga ENVOLVENTE, la cual se describió anteriormente.

Se muestra la verificación de los elementos más representativos, asumiendo que el acero de refuerzo que existe en los elementos coincide con lo referido a los planos originales ya que no se han realizado ensayos para constatar in situ el acero de refuerzo.

4.7.1 TECHOS

Casi la totalidad de los techos en la edificación son de tipo aligerado convencional de $h=20\text{cm}$, excepto en el primer nivel que existen un área con aligerado $h=25\text{cm}$.

Las viguetas que forman el aligerado $h=20\text{cm}$ muestran según planos existentes refuerzos de $1/2''$ y $3/8''$ dispuestos apropiadamente en extremos y centros de luz. Las viguetas de $h=25\text{cm}$ incluyen refuerzos de $5/8''$.

Se muestran a continuación dos viguetas de techo para verificar su desempeño:

VIGUETA 1- ENCOFRADO NIVEL 1 H=25CM

Soporta carga de oficinas del segundo nivel.

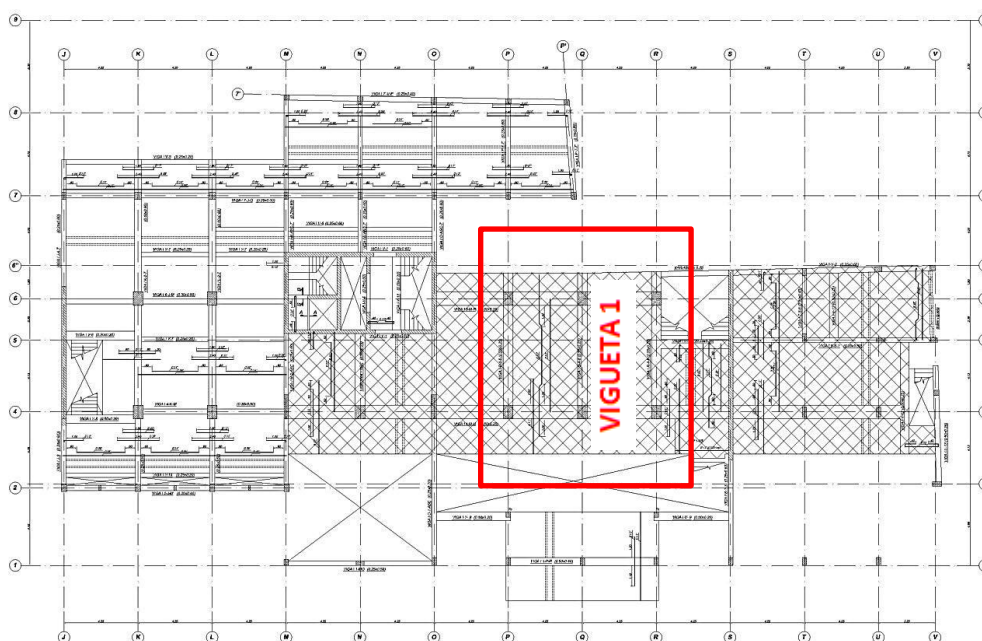


FIGURA 4.31 – UBICACIÓN VIGUETA 1

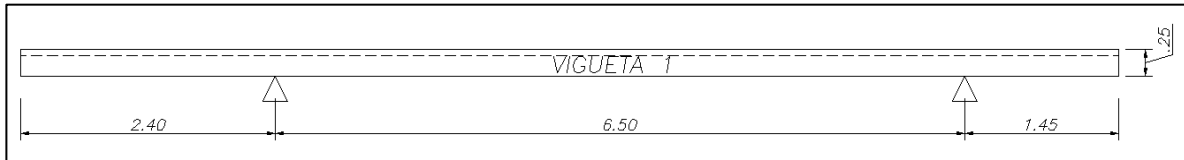


FIGURA 4.32 –VIGUETA 1

Teniendo en cuenta las cargas ya definidas, se desarrollaron los diagramas de fuerzas internas, con lo cual se obtuvieron las áreas de refuerzo requerido, para compararlos con el área de acero colocado que figura en los planos:

Con la ayuda de una hoja de cálculo, configurada con la teoría de la flexión y parámetros de la norma E-060 de Concreto Armado se halla el área de acero requerido para el momento en la sección de la viga. Nótese que para el cálculo se usa f_y del acero existente de Grado 40.

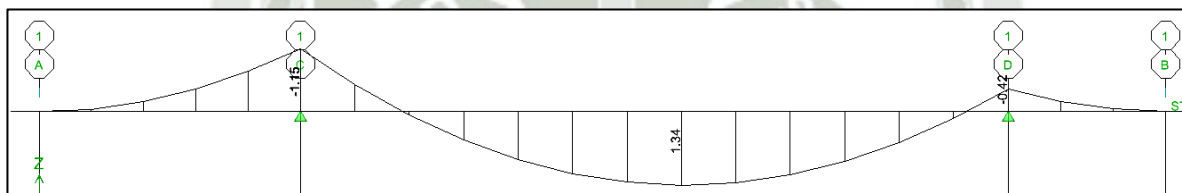


FIGURA 4.33 –DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGUETA 1 (Tn-m)

ÁREA DE ACERO		ÁREA DE ACERO		ÁREA DE ACERO	
DATOS: a ingresar		DATOS: a ingresar		DATOS: a ingresar	
Mu	= 1.15 tn-m	Mu	= 1.34 tn-m	Mu	= 0.42 tn-m
b	= 40 cm	b	= 10 cm	b	= 40 cm
h	= 25 cm	h	= 25 cm	h	= 25 cm
d	= 22 cm	d	= 22 cm	d	= 22 cm
f_y	= 2800 kg/cm ²	f_y	= 2800 kg/cm ²	f_y	= 2800 kg/cm ²
f_c	= 210 kg/cm ²	f_c	= 210 kg/cm ²	f_c	= 210 kg/cm ²
ku ó C	= 6.60	ku ó C	= 30.76	ku ó C	= 2.41
Cuantía	= 0.00240	Cuantía	= 0.01215	Cuantía	= 0.00087
a	= 0.82950 cm	a	= 4.19255 cm	a	= 0.29922 cm
Resultado	As= 2.12 cm ²	Resultado	As= 2.67 cm ²	Resultado	As= 0.76 cm ²

FIGURA 4.34 –CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN

As Colocado	3.25	1.98
As Requerido	2.12	0.76
As Requerido	2.67	
As Colocado	3.96	

FIGURA 4.35 – ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm²)

En el análisis de la Vigueta 1, el acero colocado cubre las solicitaciones del momento flector.

Para las fuerzas del diagrama de cortante, el aligerado $h=25\text{cm}$ es capaz de soportar una fuerza de 1.43 Tn con un $f'c$ de 210 kg/cm^2 , como se observa en el diagrama que sigue, la fuerza actuante es ligeramente menor que la resisten en el primer apoyo, mientras en el segundo apoyo existe mayor holgura a favor del elemento existente.

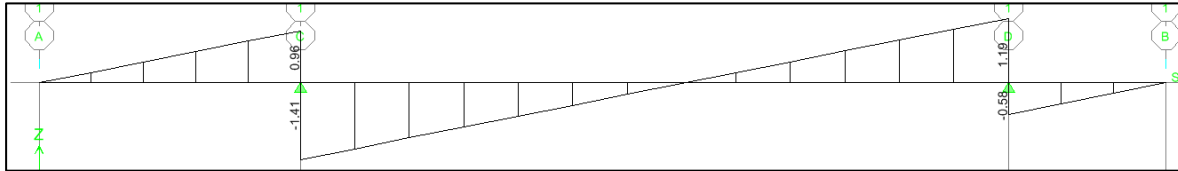


FIGURA 4.36 –DIAGRAMA CORTANTE VIGUETA 1 (Tn)

VIGUETA 2- ENCOFRADO NIVEL 4 H=20CM

Soporta carga de habitaciones quinto nivel.

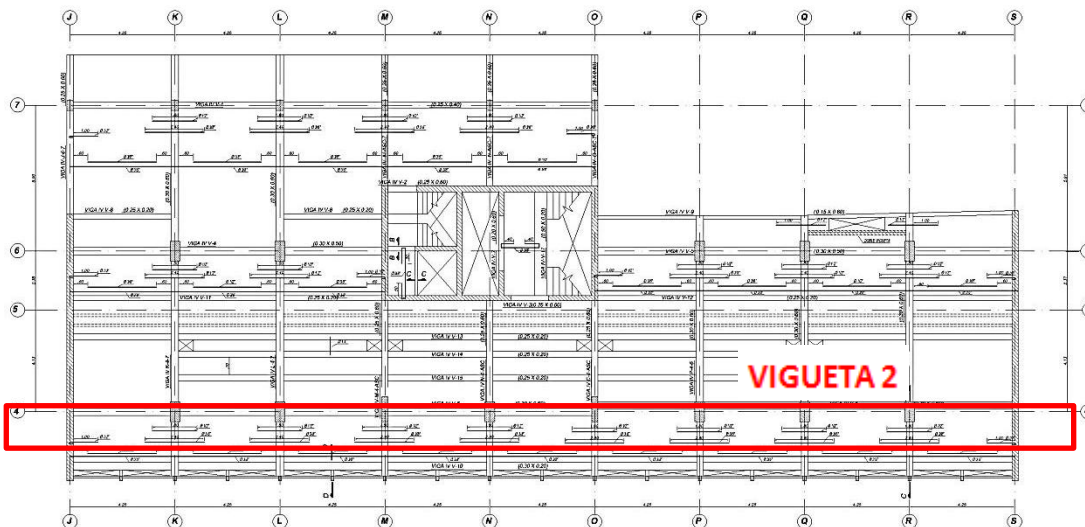


FIGURA 4.37 –UBICACIÓN VIGUETA 2

Vigueta continua de 9 tramos, dispuesta en toda la dirección más larga del edificio paralela a la fachada principal (de eje “J” a eje “S”). El acero de refuerzo es típico en la parte inferior 2 varilla de $3/8''$ y en la parte superior dos varillas una de $1/2''$ y otra de $3/8''$.

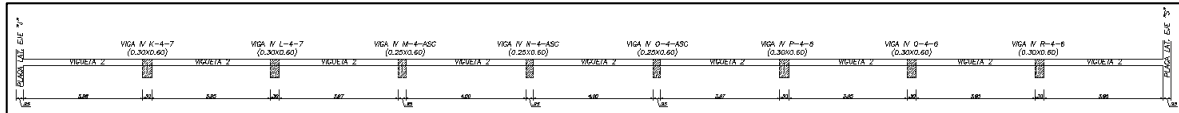


FIGURA 4.38 –VIGUETA 2



FIGURA 4.39 –DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGUETA 2 (Tn-m)

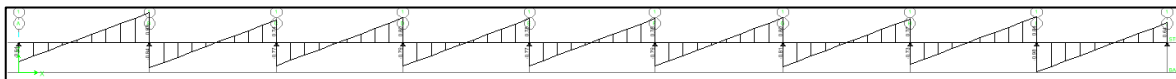


FIGURA 4.40 –DIAGRAMA CORTANTE VIGUETA 2 (Tn)

Obtenidos los diagramas de fuerzas internas, al ser el refuerzo típico se procede a la verificación para el mayor valor de momento flector positivo y negativo.

Con la ayuda de una hoja de cálculo, configurada con la teoría de la flexión y parámetros de la norma E-060 de Concreto Armado se halla el área de acero requerido para el momento en la sección de la viga. Nótese que para el cálculo se usa f_y del acero existente de Grado 40.

ÁREA DE ACERO		DATOS: a ingresar	
Mu	=	0.55	tn-m
b	=	10	cm
h	=	20	cm
d	=	17	cm
f_y	=	2800	kg/cm ²
f_c	=	210	kg/cm ²
ku ó C	=	21.15	
Cuantía	=	0.00807	
a	=	2.15144	cm
Resultado		As=	1.372 cm ²

ÁREA DE ACERO		DATOS: a ingresar	
Mu	=	0.74	tn-m
b	=	40	cm
h	=	20	cm
d	=	17	cm
f_y	=	2800	kg/cm ²
f_c	=	210	kg/cm ²
ku ó C	=	7.11	
Cuantía	=	0.00259	
a	=	0.69155	cm
Resultado		As=	1.763 cm ²

FIGURA 4.41 –CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN

As Colocado	1.98	
As Requerido	1.76	
\$ — Δ — Δ — \$		
As Requerido	1.37	1.37
As Colocado	1.42	1.42

FIGURA 4.42 –ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm²)

En el tramo de mayores momentos de la Vigüeta 2, el área de acero colocado es superior al requerido, esto se cumple en los demás tramos ya que el refuerzo es típico.

El aligerado $h=20\text{cm}$ como el de la vigüeta analizada soporta un cortante $1.1T_n$, en el diagrama de cortante ningún valor actuante supera al resistente.

4.7.2 VIGAS

Las vigas estructurales son de peralte variado en los primeros niveles 30×70 , 40×60 , 25×40 , 80×25 y a partir del piso 5 en su mayoría se uniformizan a $25 \times 60\text{cm}$. Se muestra a continuación verificaciones para 2 vigas, ambas dispuestas en sentido perpendicular a la dirección de las vigüetas de losas:

VIGA 1 – “VIGA S-K-2-7’ (0.40x70) (0.30x0.40)” ENCOFRADO SÓTANO

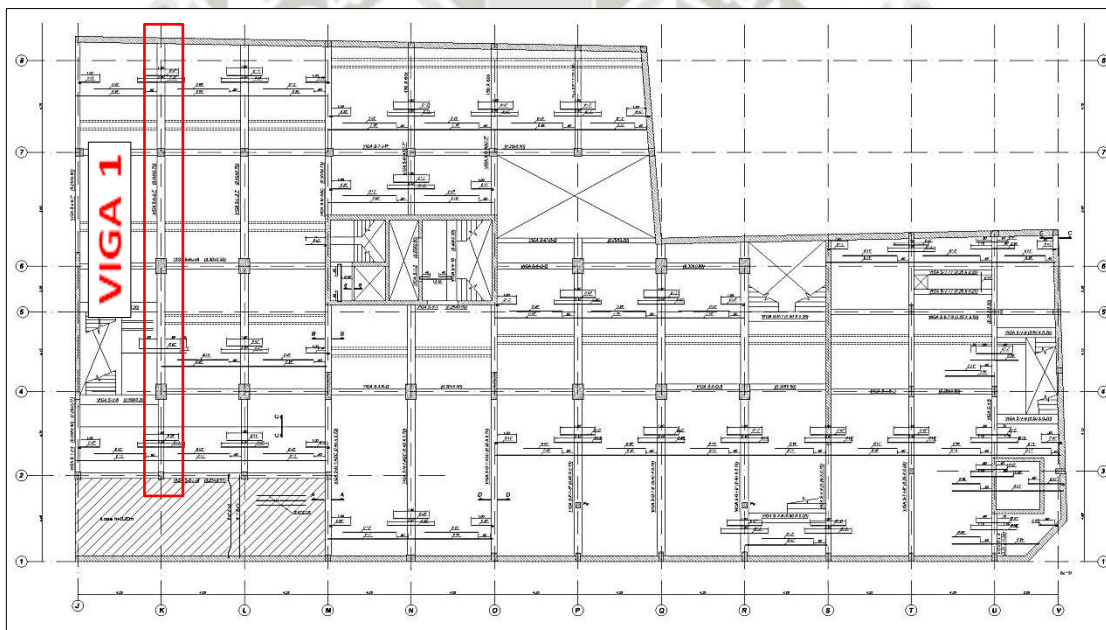


FIGURA 4.43 –UBICACIÓN VIGA 1

Se cuenta con el desarrollo de la viga, digitalizado del plano original.

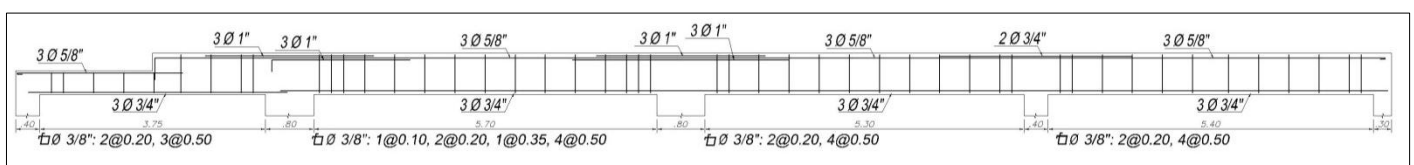


FIGURA 4.44 – VIGA 1

Como se aprecia en el desarrollo de la viga, es continua de cuatro luces, con cambio de sección en uno de los cuatro claros.

Teniendo el edificio analizado con las cargas correspondientes, se muestra el diagrama de momento flector resultante de la envolvente de cargas.

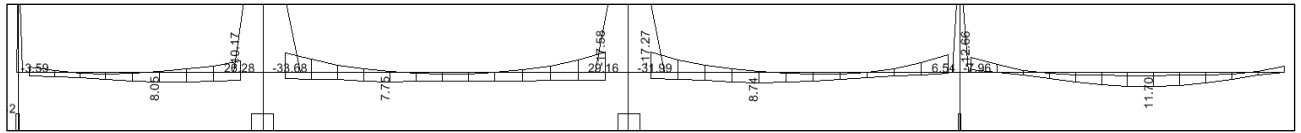


FIGURA 4.45 –DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGA 1 (Tn-m)

Con la ayuda de una hoja de cálculo, configurada con la teoría de la flexión y parámetros de la norma E-060 de Concreto Armado se halla el área de acero requerido para el momento en la sección de la viga. Nótese que para el cálculo se usa f_y del acero existente de Grado 40.

ÁREA DE ACERO			ÁREA DE ACERO		
DATOS: a ingresar			DATOS: a ingresar		
Mu	=	3.59 tn-m	Mu	=	33.68 tn-m
b	=	30 cm	b	=	40 cm
h	=	40 cm	h	=	70 cm
d	=	36 cm	d	=	62 cm
f_y	=	2800 kg/cm ²	f_y	=	2800 kg/cm ²
f_c	=	210 kg/cm ²	f_c	=	210 kg/cm ²
ku ó C	=	10.26	ku ó C	=	24.34
Cuantía	=	0.00378	Cuantía	=	0.00939
a	=	2.13352 cm	Resultado	=	As= 23.3 cm ²
Resultado	=	As= 4.08 cm ²			

FIGURA 4.46 –CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN

A continuación se comparan las áreas de acero “Acero Requerido vs. Acero Colocado” en cm².

As Colocado	5.94	36.6	36.6	36.6	36.6	11.64	11.64	5.94
As Requerido	4.08	17.8	23.3	19.9	22	4.25	5.18	3.44
As Requerido	7.25		5.04		5.7		7.67	
As Colocado	8.55		8.55		8.55		8.55	

FIGURA 4.47 –ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm²)

Para la viga analizada, el acero horizontal colocado en ningún tramo es menor que el requerido.

Se verifica el cortante de la sección de la misma manera, se calcula cortante resistente comparándolo con el del diagrama de fuerza cortante.

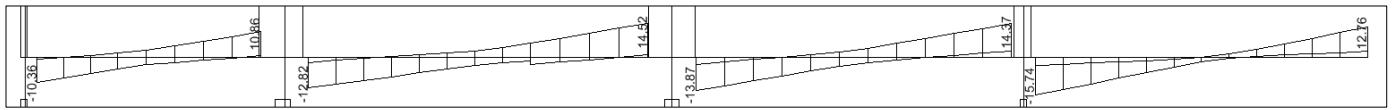


FIGURA 4.48 –DIAGRAMA CORTANTE VIGA 1 (Tn)

Para la sección de 0.40 x 0.70 m:

CORTANTE	
b =	40 cm
h =	70 cm
d =	62 cm
fy =	2800 kg/cm ²
f'c =	210 kg/cm ²
DATOS: a ingresar	
∅ est. =	∅ 3/8"
A vari. =	1.42 cm ²
s =	20 cm
Vs =	12.326 Tn
Vc =	19.047 Tn
$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53 \sqrt{f'c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(19.05 + 12.3)$	
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 27 Tn	

FIGURA 4.49 –CÁLCULO CORTANTE RESITENTE SECCIÓN 40x70

El cortante resistente de la sección es superior al actuante.

Para la sección de 0.30 x 0.40m:

CORTANTE	
b =	30 cm
h =	40 cm
d =	36 cm
fy =	2800 kg/cm ²
f'c =	210 kg/cm ²
DATOS: a ingresar	
∅ est. =	∅ 3/8"
A vari. =	1.42 cm ²
s =	20 cm
Vs =	7.1568 Tn
Vc =	8.2949 Tn
$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53 \sqrt{f'c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(8.295 + 7.16)$	
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 13 Tn	

FIGURA 4.50 –CÁLCULO CORTANTE RESITENTE SECCIÓN 30x40

El cortante resistente de la sección es superior al actuante.

VIGA 2 – “VIGA VIII-Q-4-6 (0.25x0.60)” ENCOFRADO NIVEL 8

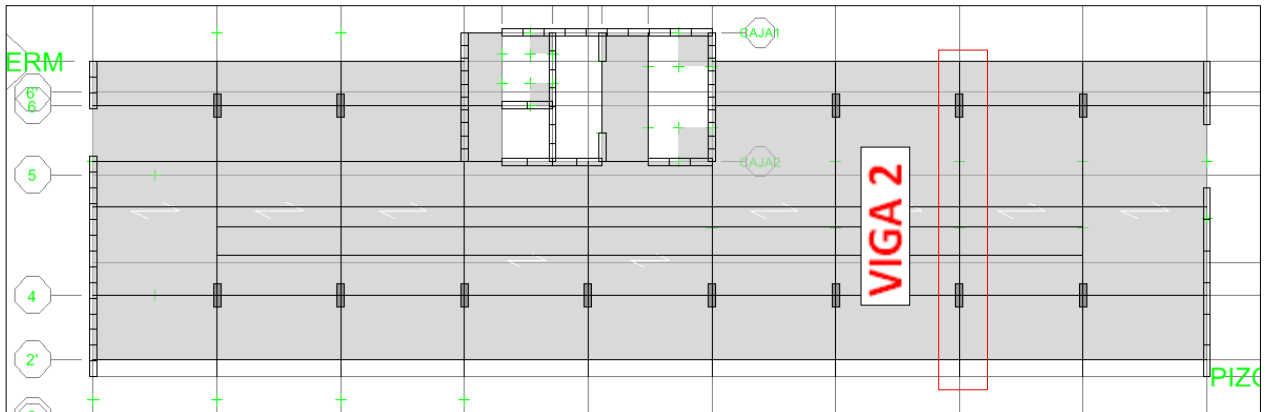


FIGURA 4.51 –UBICACIÓN VIGA 2

Se muestra el desarrollo de la viga (dibujo plano original).

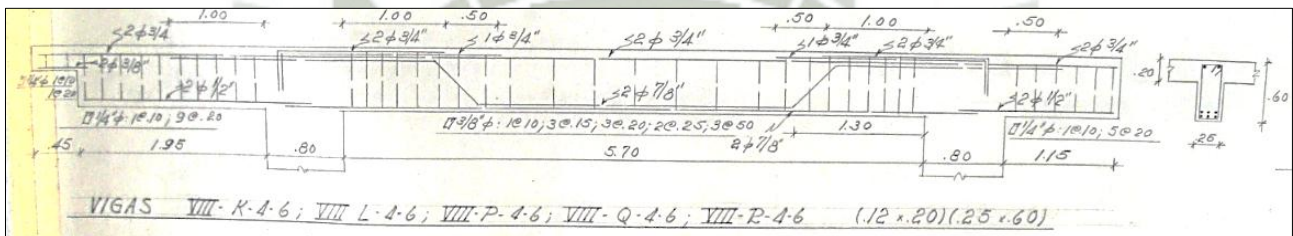


FIGURA 4.52 –VIGA 2

Teniendo el edificio analizado con las cargas correspondientes, se muestra el diagrama de momento flector resultante de la envolvente de cargas

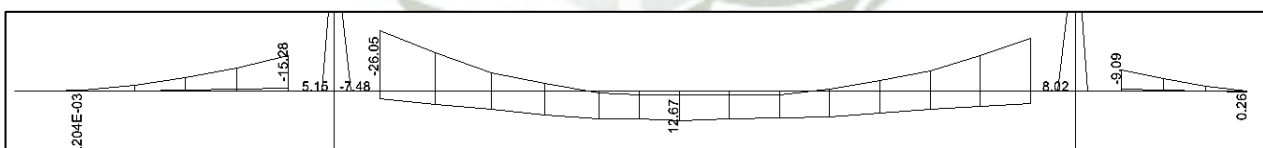


FIGURA 4.53 –DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR VIGA 2 (Tn-m)

Con la ayuda de una hoja de cálculo, configurada con la teoría de la flexión y parámetros de la norma E-060 de Concreto Armado se halla el área de acero requerido para el momento en la sección de la viga. Nótese que para el cálculo se usa f_y del acero existente de Grado 40.

ÁREA DE ACERO	
DATOS: a ingresar	
Mu	= 26.05 tn-m
b	= 25 cm
h	= 60 cm
d	= 52 cm
fy	= 2800 kg/cm ²
fc	= 210 kg/cm ²
ku ó C	= 42.82
Cuantía	= 0.01778
a	= 14.50284 cm
Resultado	As= 23.11 cm ²

FIGURA 4.54 –CÁLCULO AREA DE ACERO FLEXIÓN

As Colocado	13.46	22.01	22.01	13.46
As Requerido	12.6	23.1	19.76	7.94
<hr/>				
As Requerido				10.3
As Colocado				15.52

FIGURA 4.55 –ACERO COLOCADO vs ACERO REQUERIDO (cm²)

Tras la verificación por flexión, en esta viga se halló que el lado izquierdo del tramo central contiene menor cantidad de acero que el requerido por el momento negativo. La carencia del área de acero es del 4.7%, este valor puede ser reducido o anulado por consideraciones que no se toman en la verificación, como el acero en compresión o que la calidad del concreto testeado es superior a la de los planos. Los demás puntos verificados contienen acero que se requiere.

Se verifica el cortante calculando el resistente en la sección y comparándolo con el que actúa según el diagrama.

Para el tramo con menor confinamiento:

CORTANTE	
DATOS: a ingresar	
ø est.	= ø 3/8"
A vari.	= 1.42 cm ²
s	= 20 cm
Vs	= 10.338 Tn
Vc	= 9.9846 Tn
0.85(Vc + Vs)	
0.85(0.53 √ f'c bwd + Av*fy*d/s)	
0.85(9.985 + 10.3)	
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 17 Tn	

FIGURA 4.56 –CÁLCULO CORTANTE RESISTENTE SECCIÓN

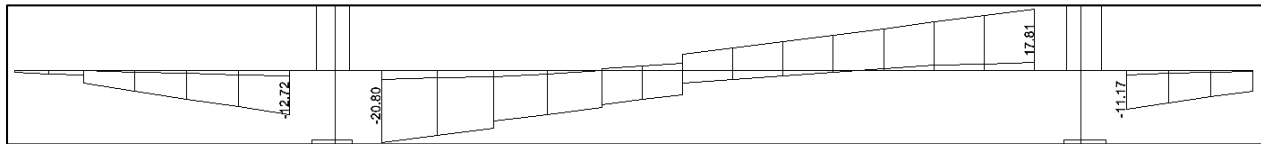


FIGURA 4.57 –DIAGRAMA CORTANTE VIGA 2 (Tn)

Las 17 Tn de fuerza cortante que resiste la sección con menor confinamiento a la distancia “d” no son superadas por ningún valor del diagrama de corte.

En general, para el análisis de las fuerzas cortantes, se tiene que la distribución de estribos cumple con el diseño por corte. Sin embargo, la zona de confinamiento no cumple con la longitud mínima en la mayoría de casos. Los requerimientos estrictos de la Norma E-060 referidos al Cap. 21 “Disposiciones Especiales Para el Diseño Sísmico”

4.7.3 COLUMNAS

Se cuenta con el plano original de cuadro de columnas, contiene la totalidad de columnas de la edificación, mostrando el detalle de la sección. Las columnas tienen dimensiones variables, siendo las más robustas las contenidas entre los ejes 4 - 6 y K - R que llegan hasta el nivel 12. Para la verificación de columnas se compara el diagrama de iteración de la columna vs las fuerzas actuantes.

COLUMNA 1 – “O-4 (0.30 x 1.40)”- Primer Nivel

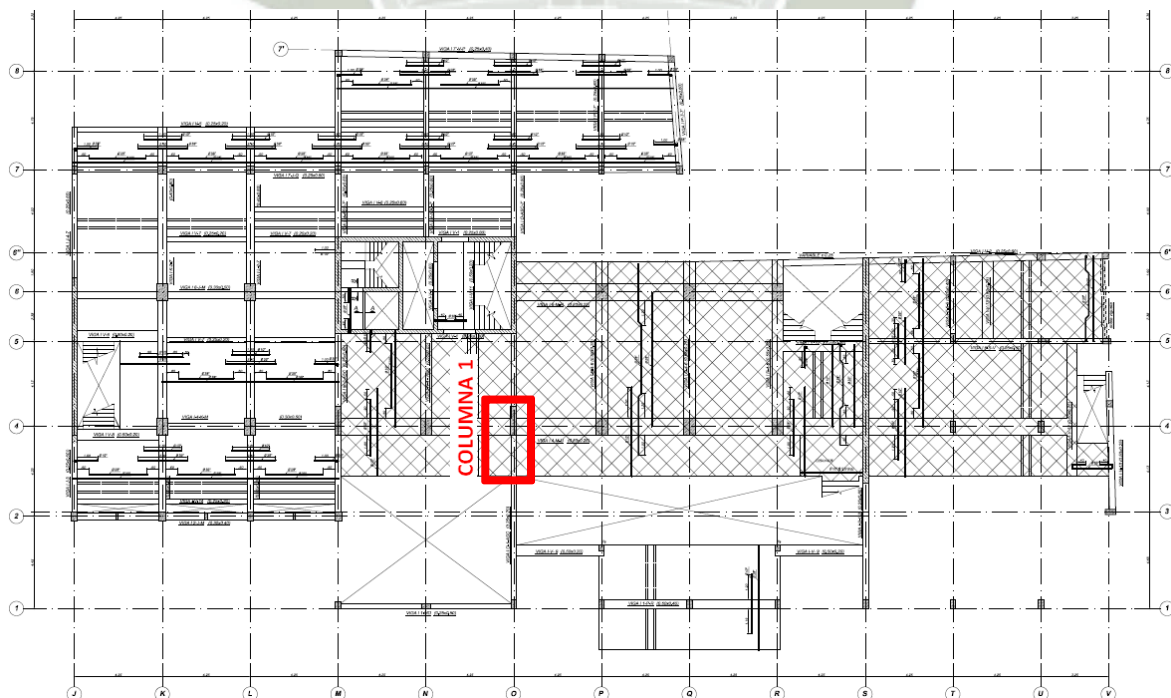


FIGURA 4.58 –UBICACIÓN COLUMNA 1

Según el cuadro de columnas, la columna "O-4" en el nivel 1, contiene 24 fierros de 1" de diámetro constituyendo una cuantía del 3.4% como se muestra a continuación.

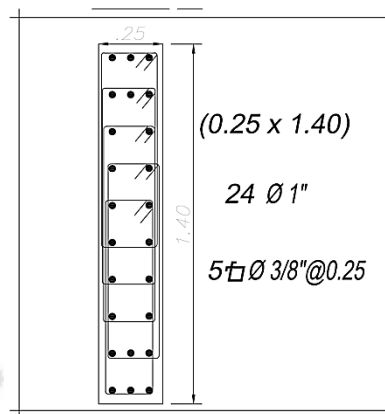


FIGURA 4.59 –SECCIÓN COLUMNA 1

Del análisis, se obtienen la fuerza axial, cortante y momentos que soporta la columna:

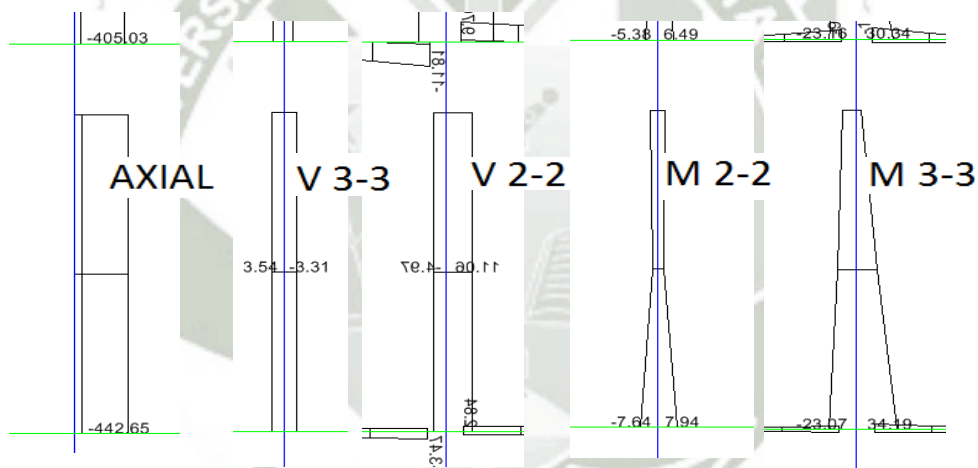


FIGURA 4.60 –FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 1

	2-2	3-3	
F. Axial	442		Tn
Momento	7.94	34.19	Tn-m
Corte	11.06	3.54	Tn

CUADRO 4.5 –FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 1

Se halla mediante el programa CSICOL los diagramas de iteración, considerando el acero Grado 40:

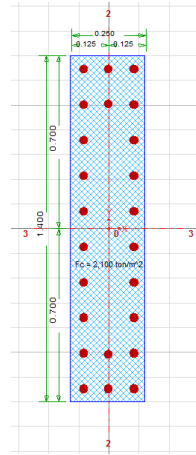


FIGURA 4.61 –COLUMNA 1 EN CSICOL

Para el momento 2-2:

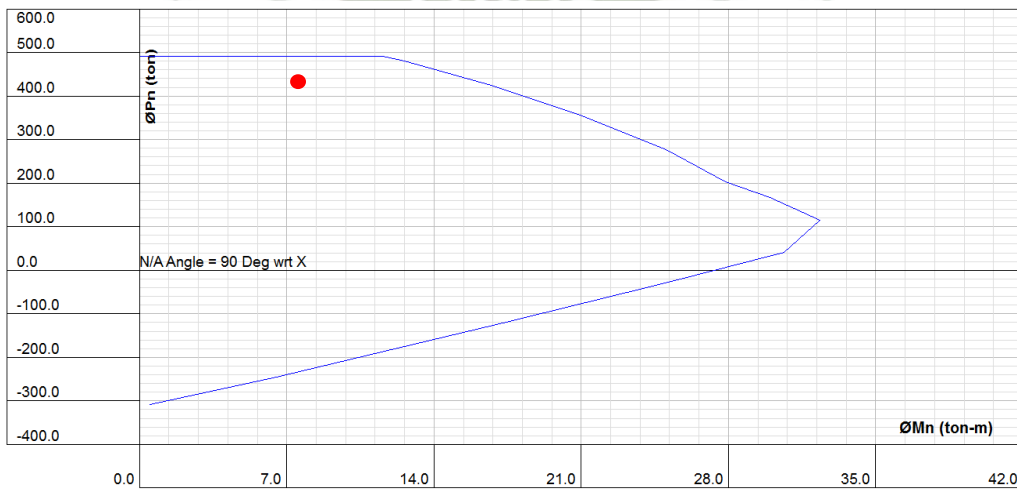


FIGURA 4.62 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 COLUMNA 1

Para el momento 3-3:

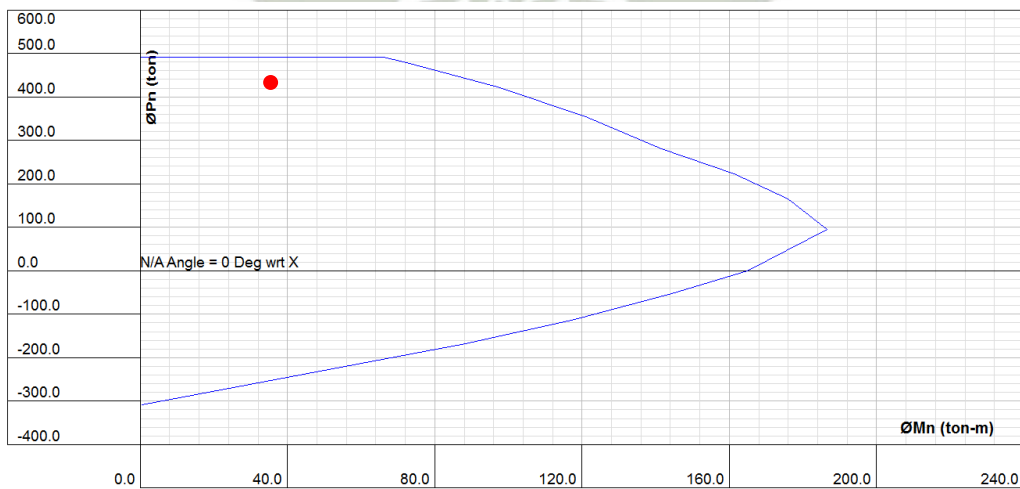


FIGURA 4.63 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 COLUMNA 1

Para el cortante se verifica cuanto resiste la sección:

CORTANTE		CORTANTE	
DATOS: a ingresar		DATOS: a ingresar	
b	= 25 cm	b	= 140 cm
h	= 140 cm	h	= 25 cm
d	= 136 cm	d	= 22 cm
fy	= 2800 kg/cm ²	fy	= 2800 kg/cm ²
fc	= 210 kg/cm ²	fc	= 210 kg/cm ²
ø est.	= 5 ø 3/8"	ø est.	= 5 ø 3/8"
A vari.	= 7.1 cm ²	A vari.	= 7.1 cm ²
s	= 25 cm	s	= 25 cm
Vs	= 108.147 Tn	Vs	= 17.4944 Tn
Vc	= 26.1135 Tn	Vc	= 23.6557 Tn
$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(26.113 + 108)$		$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(23.656 + 17.5)$	
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 114 Tn		CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 35 Tn	

FIGURA 4.64 – VERIFICACIÓN CORTANTE COLUMNA 1

Como se puede apreciar en los gráficos de diagramas de iteración para las 2 direcciones principales la columna no presenta problemas en cuanto flexo compresión ya que lo actuante se ubica dentro de los límites del gráfico, a pesar que su desempeño no se ajusta adecuadamente a las fuerzas de diseño, tiene una respuesta aceptable.

En cuanto a la verificación del cortante no presenta problemas, la sección soporta mayor corte que el actuante, presenta 5 estribos de Ø3/8" espaciados cada 0.25m en toda su altura, esta disposición de estribos no cumple con el confinamiento "So" de la norma actual E-060, sin embargo se reitera que resisten con holgura la fuerza de diseño.

COLUMNA 2 – "L-6 (0.55 x 0.80)" / "K-6 (0.55 x 0.80)" Primer Nivel

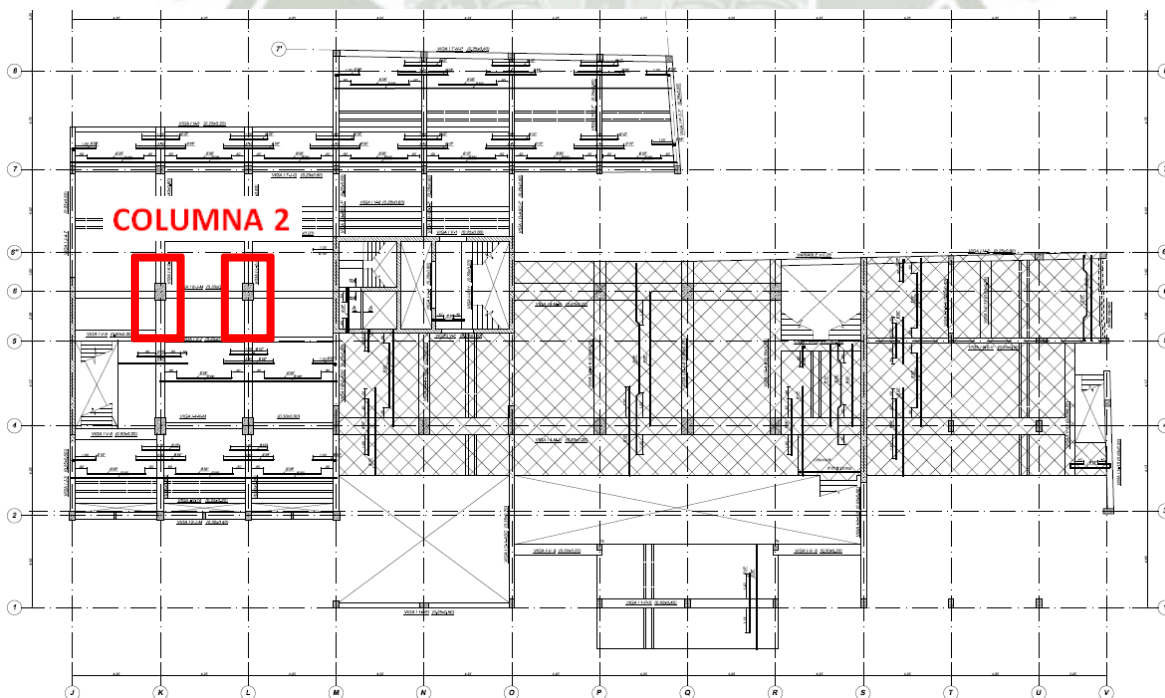


FIGURA 4.65 – UBICACIÓN COLUMNA 2

Las columnas “L-6 (0.55 x 0.80)” y la “K-6 (0.55 x 0.80)” son de igual dimensión e igual armado de refuerzo, el cuadro de columna las muestra de esa manera, para el nivel 1 con 18 fierros de $\varnothing 1"$ + 4 fierros $\varnothing 7/8$ los que representan una cuantía del 2.5%.

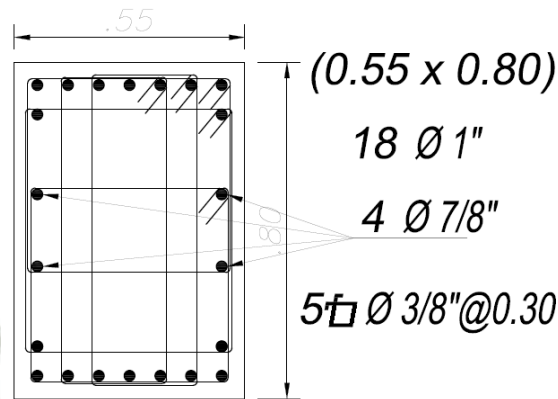


FIGURA 4.66 –SECCIÓN COLUMNA 2

Para la verificación se elige entre las 2 columnas “gemelas” a la que presenta mayor magnitud en los resultados de fuerzas actuantes, esto corresponde a la columna K-6 que supera ligeramente a la L-6.

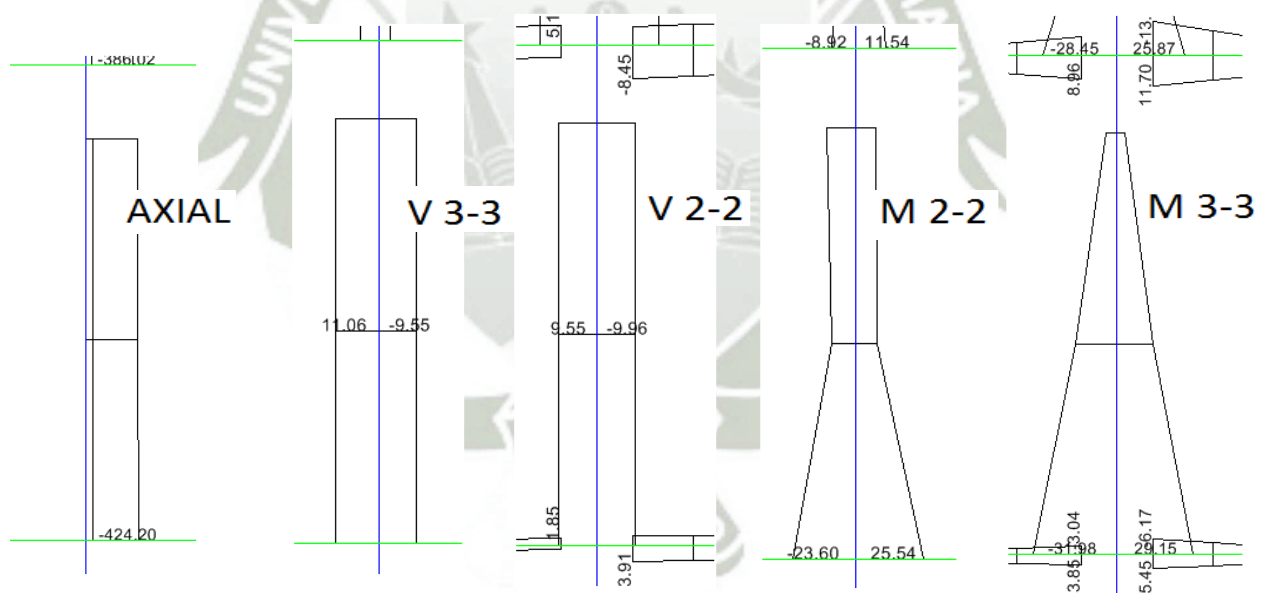


FIGURA 4.67 –FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 2

	2-2	3-3	
F. Axial	424		Tn
Momento	25.54	31.98	Tn-m
Corte	9.96	11.06	Tn

CUADRO 4.6 – FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 2

Se halla mediante el programa CSICOL los diagramas de iteración, considerando el acero Grado 40:

Para el momento 2-2:

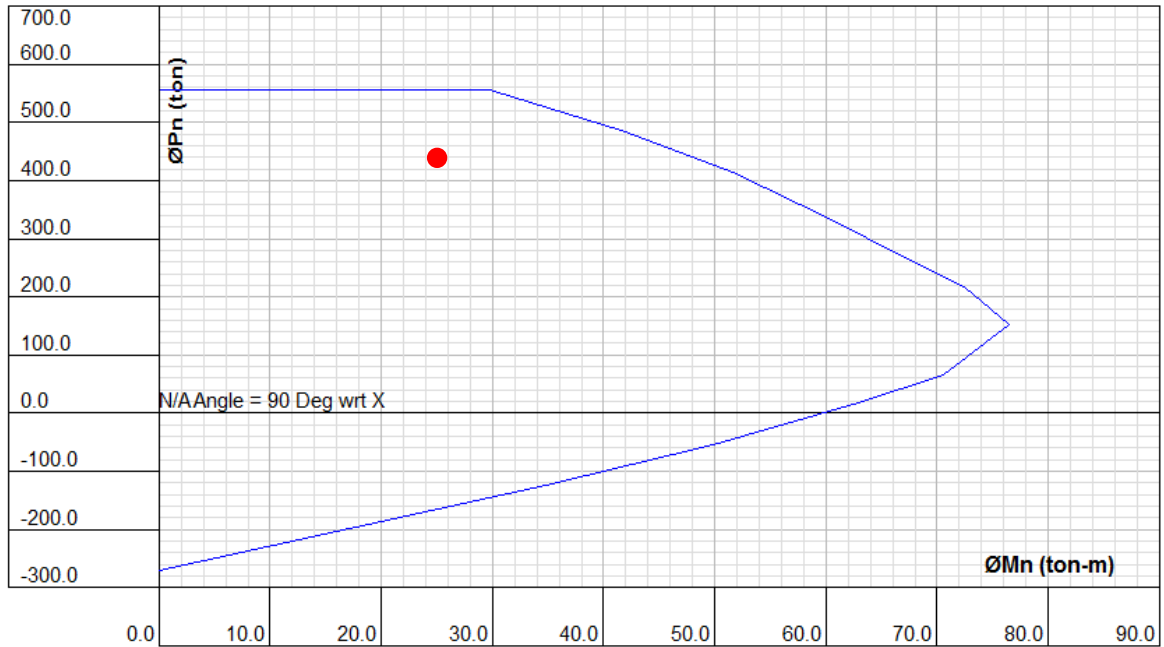


FIGURA 4.68 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 COLUMNA 2

Para el momento 3-3:

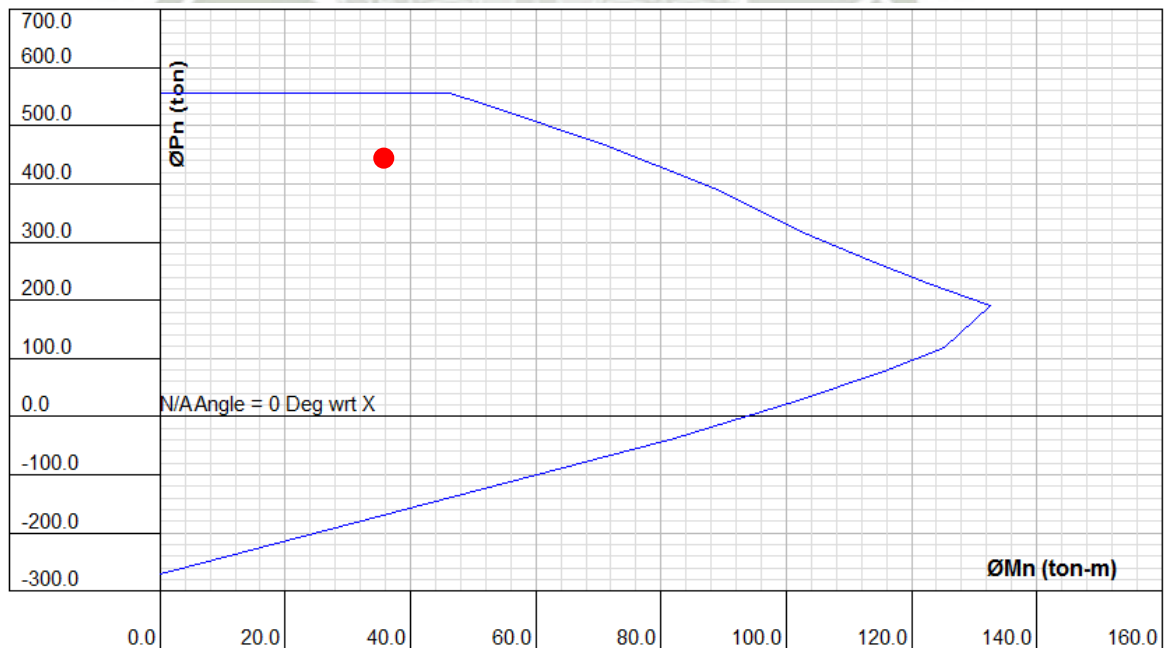


FIGURA 4.69 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 COLUMNA 2

Para el cortante se verifica cuanto resiste la sección:

CORTANTE			CORTANTE		
DATOS: a ingresar			DATOS: a ingresar		
b	=	55 cm	b	=	80 cm
h	=	80 cm	h	=	55 cm
d	=	76 cm	d	=	51 cm
fy	=	2800 kg/cm ²	fy	=	2800 kg/cm ²
fc	=	210 kg/cm ²	fc	=	210 kg/cm ²
ø est.	=	5 ø 3/8"	ø est.	=	5 ø 3/8"
A vari.	=	7.1 cm ²	A vari.	=	7.1 cm ²
s	=	30 cm	s	=	30 cm
Vs	=	50.3627 Tn	Vs	=	33.796 Tn
Vc	=	32.1042 Tn	Vc	=	31.3362 Tn
$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(32.104 + 50.4)$			$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Av*fy*d/s)$ $0.85(31.336 + 33.8)$		
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 70.1 Tn			CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 55.4 Tn		

FIGURA 4.70 – VERIFICACIÓN CORTANTE COLUMNA 2

Observando los gráficos de diagramas de iteración para las 2 direcciones principales se aprecia que la columna no presenta problemas en cuanto flexo compresión ya que las fuerzas actuantes se ubican dentro de los límites del gráfico.

La columna, ante las fuerzas cortantes no presenta problemas, la sección soporta mayor corte que el actuante, presenta 5 estribos de $\varnothing 3/8"$ espaciados cada 0.30m en toda su altura, esta disposición de estribos no cumple con el confinamiento "So" de la norma actual E-060.

4.7.4 PLACAS

Las placas tienen espesores de 25cm y 20cm, sólo se cuenta el plano que detalla el refuerzo de la placa sobre el eje "J" y el plano de muros de los ascensores, la disposición del refuerzo se asume igual para la placa del eje "S" y caja de escaleras.

Para la verificación de las placas se comparará el diagrama de iteración del elemento y su cortante resistente vs las fuerzas actuantes.

PLACA 1 – DISPUESTA SOBRE EJE "J"

Para esta placa, se cuenta con el plano que se digitalizó del original, el cual muestra la elevación y detalla el refuerzo. La placa aumenta su longitud en los primeros 4 niveles y se uniformiza en los siguientes, se diseñó así seguramente para dar mayor espacio al estacionamiento del sótano. El plano no muestra las ventanas laterales existentes sobre esta placa.

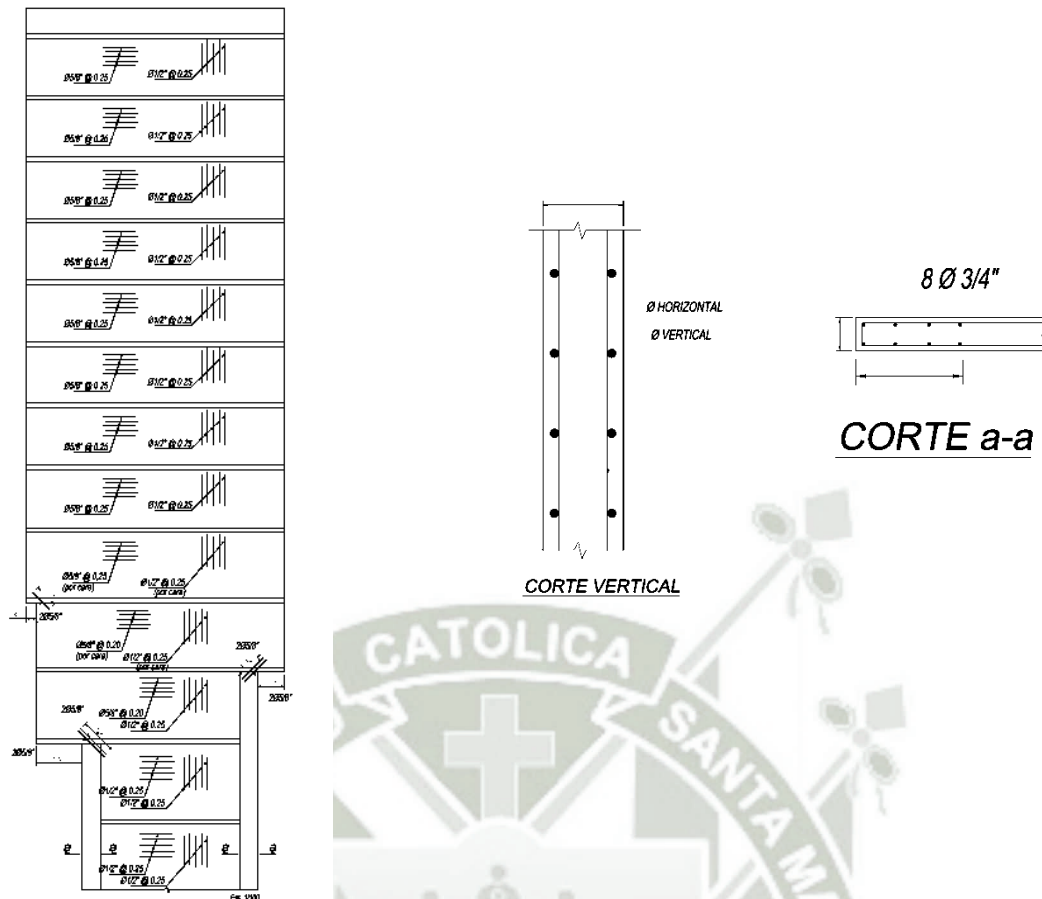


FIGURA 4.71 – DETALLE PLACA 1

Para la verificación se muestra la sección del sótano, que es la menor y la que soporta mayores esfuerzos.

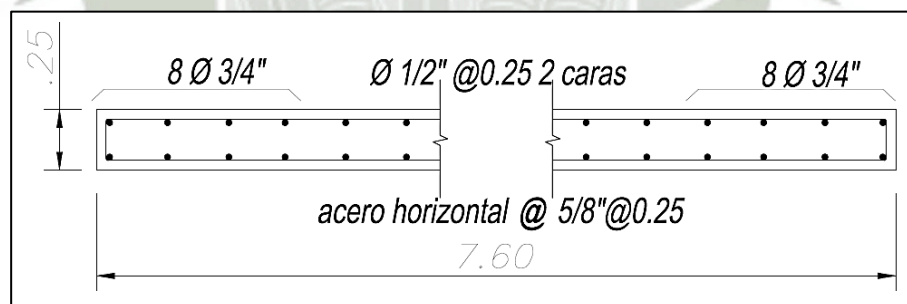


FIGURA 4.72 – SECCIÓN PLACA 1

Del análisis del edificio se tienen los resultados de máximas fuerzas actuante para la Placa eje "J" en el nivel de sótano.

	2-2	3-3	
F. Axial	867		Tn
Momento	15.73	3726	Tn-m
Corte	345	8.09	Tn

CUADRO 4.7 – FUERZAS ACTUANTES PLACA 1

Se halla mediante el programa CSICOL los diagramas de iteración, considerando el acero Grado 40:

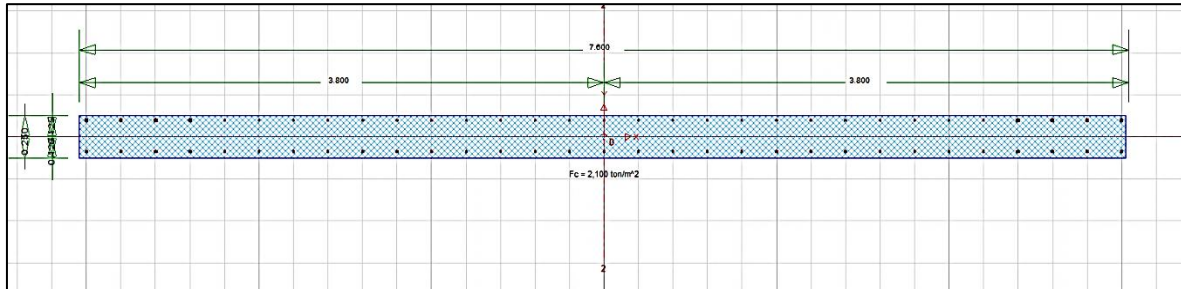


FIGURA 4.73 – PLACA 1 EN CSICOL

Para el momento 2-2:

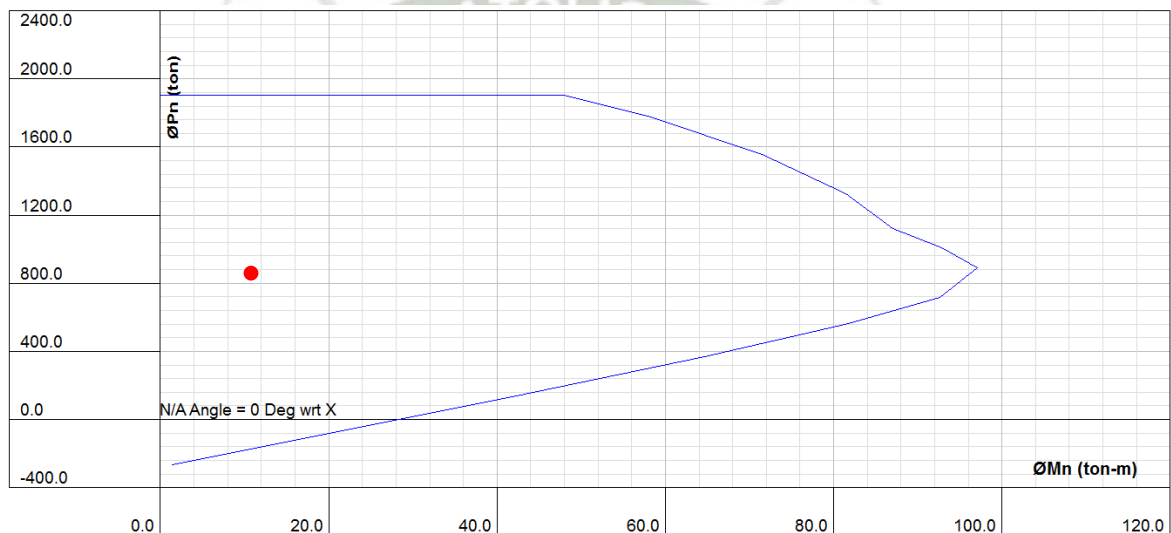


FIGURA 4.74 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 PLACA 1

Para el momento 3-3:

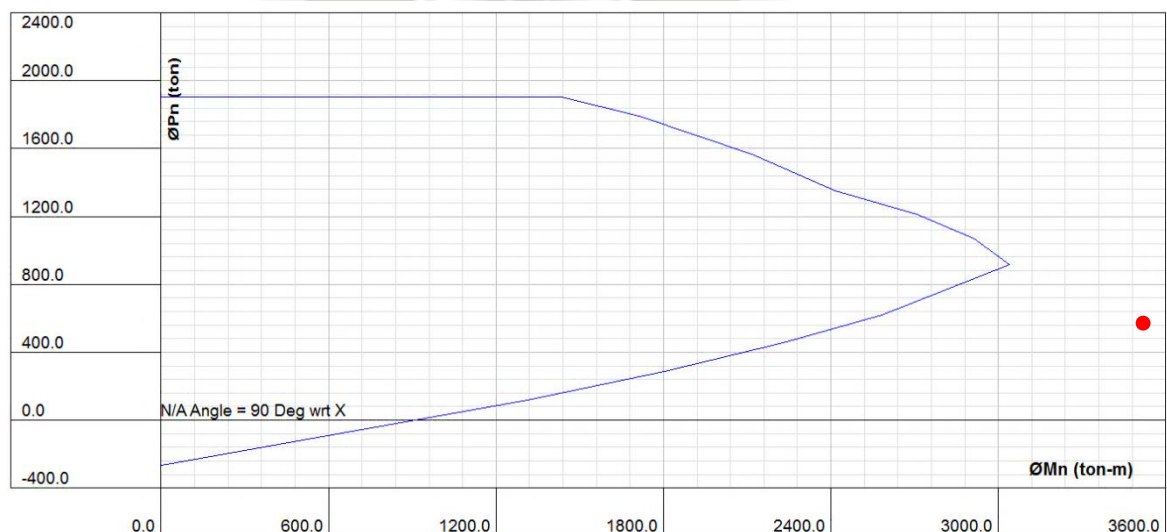


FIGURA 4.75 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 PLACA 1

Para el cortante se verifica cuanto resiste la sección:

CORTANTE		CORTANTE	
b	= 25 cm	b	= 760 cm
h	= 760 cm	h	= 25 cm
d	= 756 cm	d	= 22 cm
fy	= 2800 kg/cm ²	fy	= 2800 kg/cm ²
fc	= 210 kg/cm ²	fc	= 210 kg/cm ²
ø est.	= ø 5/8"	A vari.	= cm ²
A vari.	= 3.96 cm ²	s	= cm
s	= 25 cm	Vs	= Tn
Vs	= 335.3 Tn	Vc	= 128.417 Tn
Vc	= 145.16 Tn		
$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Avfy*d/s)$ $0.85(145.2 + 335)$		$0.85(Vc + Vs)$ $0.85(0.53\sqrt{f_c} bwd + Avfy*d/s)$ $0.85(128.4 +)$	
CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 408 Tn		CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc+Vs) = 109 Tn	

FIGURA 4.76 – VERIFICACIÓN CORTANTE PLACA 1

Como se puede apreciar en los gráficos de diagramas de iteración, la placa presenta problemas en cuanto a flexo compresión en lo que respecta al momento 3-3, la ubicación del punto de las fuerzas actuantes escapa los límites del gráfico.

Para el momento 2-2 el desempeño es correcto, la sección presenta holgura para resistir esfuerzos actuantes.

En cuanto a la verificación del cortante no presenta problemas, la sección soporta mayor corte que el actuante, a pesar de no tener estribos de confinamiento el doble enmallado horizontal de 5/8" @0.20m absorbe la fuerza.

PLACA 2 – DISPUESTA SOBRE EJE "S"

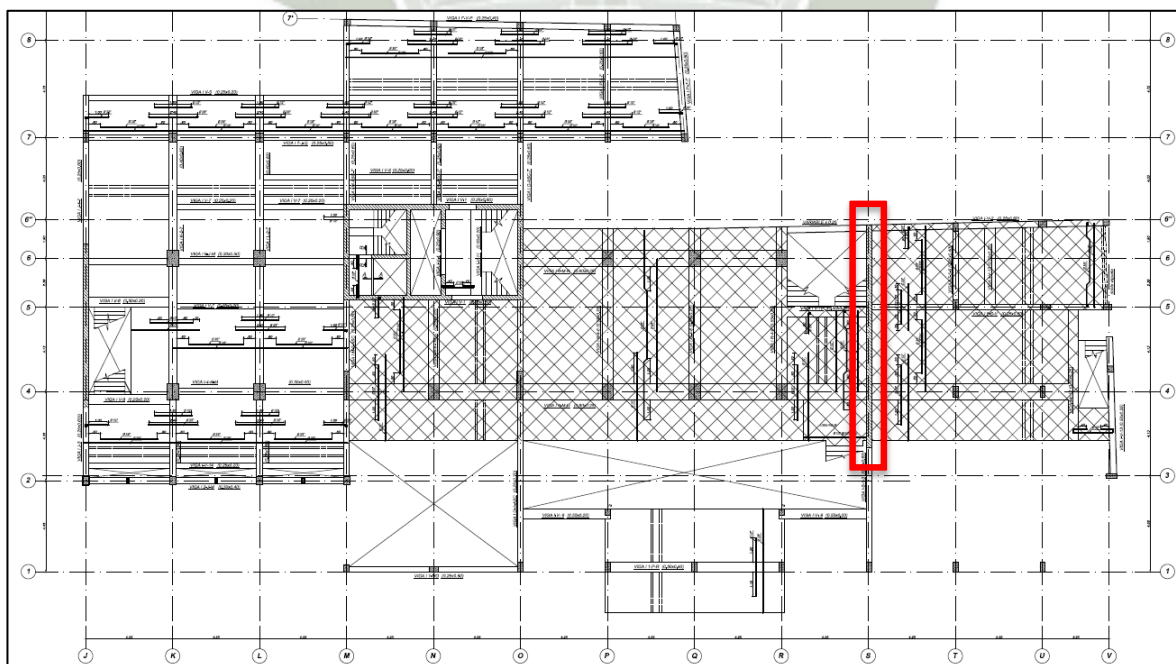


FIGURA 4.77 – UBICACIÓN PLACA 2

Esta placa es la de mayor longitud del edificio, con una sección de 10.90m x 0.25m. Del análisis del edificio se tienen los resultados de máximas fuerzas actuante para la Placa eje "J" en el nivel de sótano.

	2-2	3-3	
F. Axial	1036		Tn
Momento	18.35	5063	Tn-m
Corte	325	8.86	Tn

CUADRO 4.8 –FUERZAS ACTUANTES PLACA 2

Se halla mediante el programa CSICOL los diagramas de iteración, considerando el acero Grado 40:

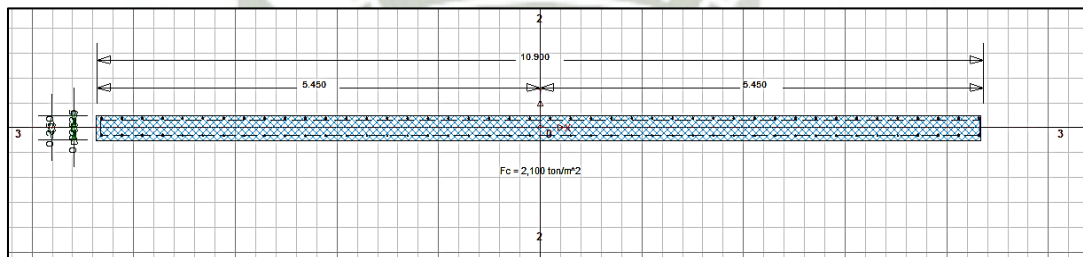


FIGURA 4.78 – PLACA 2 EN CSICOL

Para el momento 2-2:

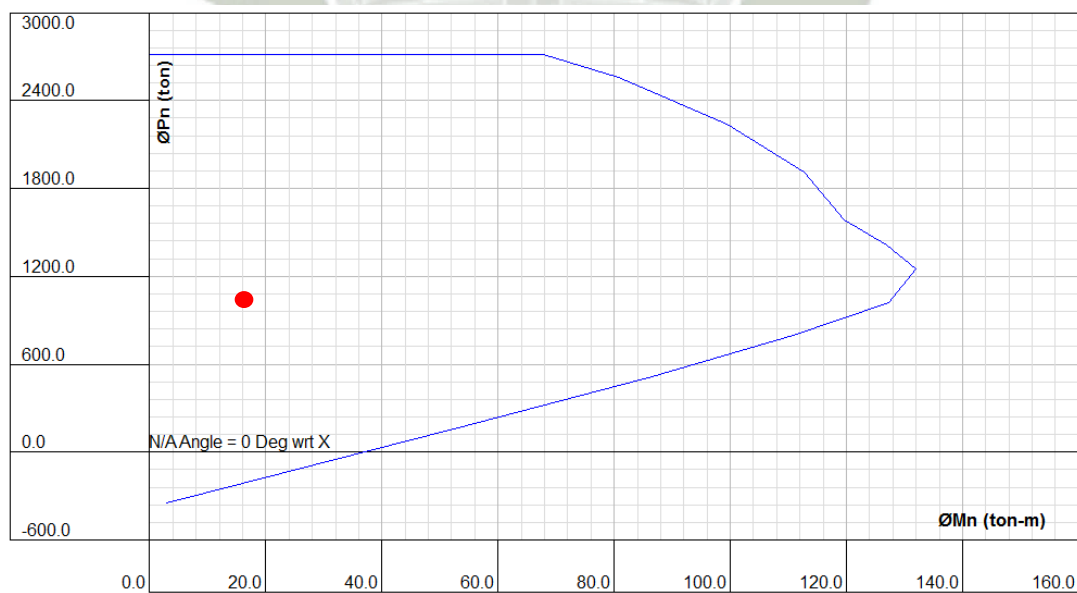


FIGURA 4.79 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 2-2 PLACA 2

Para el momento 3-3:

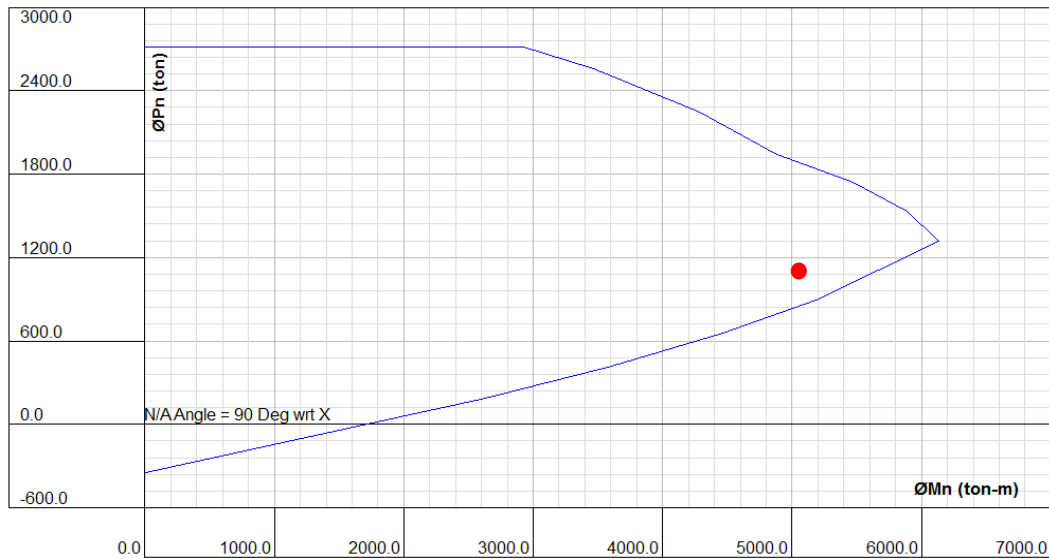


FIGURA 4.80 – DIAGRAMA INTERACCIÓN 3-3 PLACA 2

Para el cortante se verifica cuanto resiste la sección:

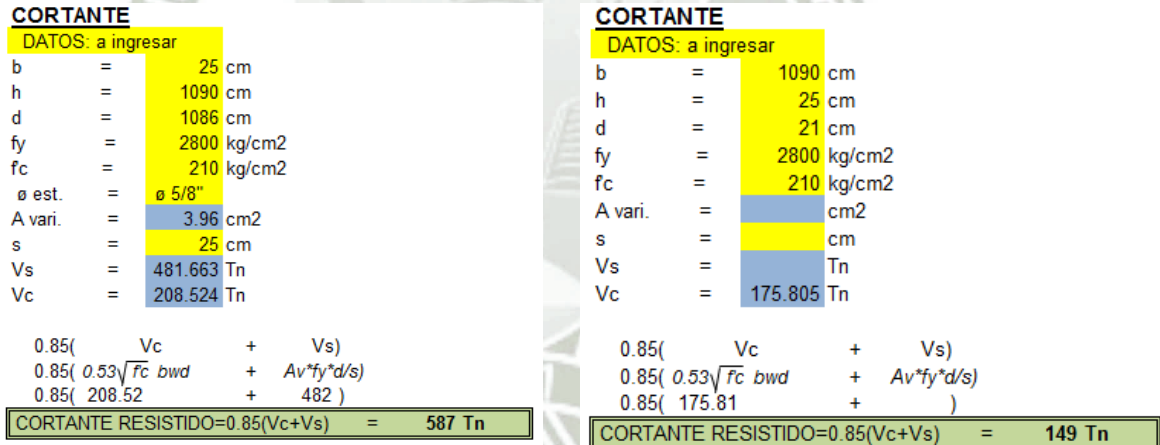


FIGURA 4.81 – VERIFICACIÓN CORTANTE PLACA 2

Como se puede apreciar en los gráficos de diagramas de iteración para las 2 direcciones principales la placa no presenta problemas en cuanto flexo compresión ya que lo actuante se ubica dentro de los límites del gráfico, su desempeño es correcto.

En cuanto a la verificación del cortante no presenta problemas, la sección soporta mayor corte que el actuante, a pesar de no tener estribos de confinamiento el doble enmallado horizontal de 5/8" @0.20m absorbe la fuerza.

4.7.5 CIMENTACIÓN

Se cuenta con el plano original de cimentación, el cual se ha digitalizado en su totalidad. En este plano se aprecian zapatas rectangulares convencionales de 70 cm de peralte en su mayoría para las columnas que no tienen continuidad hasta el nivel 12 mientras que para las columnas componentes de la torre, placas y caja de ascensor la cimentación se compone de zapatas con pedestal, bloques de zapata de gran dimensión con vigas de cimentación que llegan a peraltes de 1.40m.

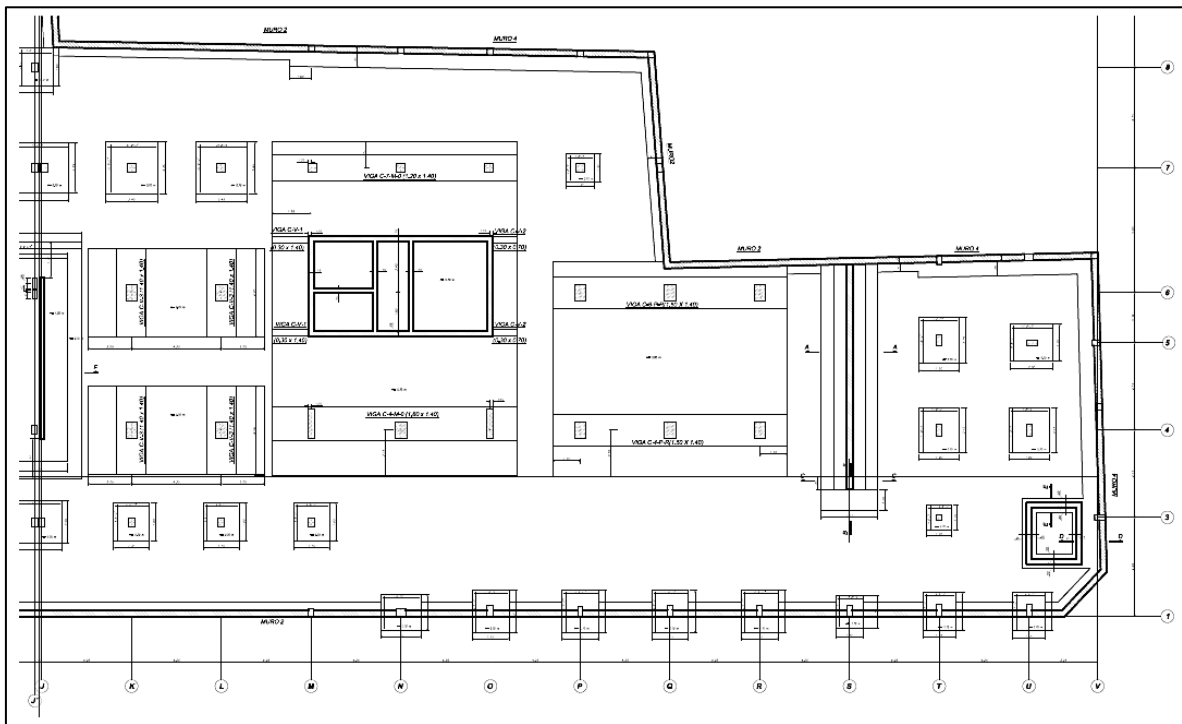


FIGURA 4.82 – PLANO CIMENTACIÓN

En los documentos originales no se halló un estudio referente a capacidad portante del terreno, sin embargo, en el plano original de cimentación se aprecia una especificación para el terreno de fundación que considera una resistencia de 2kg/cm^2 (Ct).

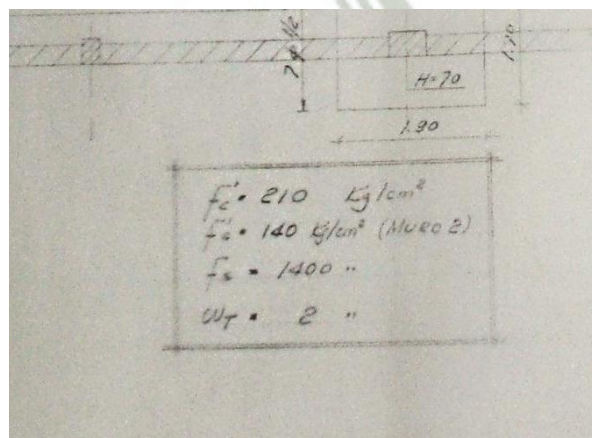


FIGURA 4.83 – ESPECIFICACIÓN EN CIMENTACIÓN

Este trabajo no considera la realización de un estudio de suelos actual ya que implicaría la excavación de calicatas removiendo la losa de piso del estacionamiento que funciona como playa pública. Los permisos de intervención para la realización de la tesis no permiten ensayos destructivos; sin embargo para la verificación en cierta manera de la capacidad portante de terreno se realizaron pruebas al suelo adyacente a la cimentación.

Se tuvo acceso al nivel de cimentación cuando, en el transcurso de tiempo en el que se realizaba la inspección al edificio, los propietarios encargaron a terceros la construcción de un pozo a tierra para servir a las operaciones de las oficinas que actualmente funcionan, éste se ejecutó en estacionamiento (sótano) entre los ejes "R" y "S".

Con el apoyo del laboratorio SPC&C, de Arequipa, se hicieron ensayos de campo y extracción de muestras para su procesamiento en gabinete del terreno que el orificio excavado para el pozo a tierra permitió acceder, con el fin de determinar la capacidad portante del suelo adyacente a las zapatas.

Se realizaron las siguientes pruebas:

- Análisis Granulométrico
- Peso específico
- Corte Directo
- Densidad Máxima y Mínima



FIGURA 4.84 – ENSAYO DE SUELOS



FIGURA 4.85 – EXTRACCIÓN MUESTRAS



FIGURA 4.86 – CORTE DIRECTO Y GRANULOMETRÍA

Los datos fueron procesados en el laboratorio, obteniendo así los resultados que se muestran a continuación:

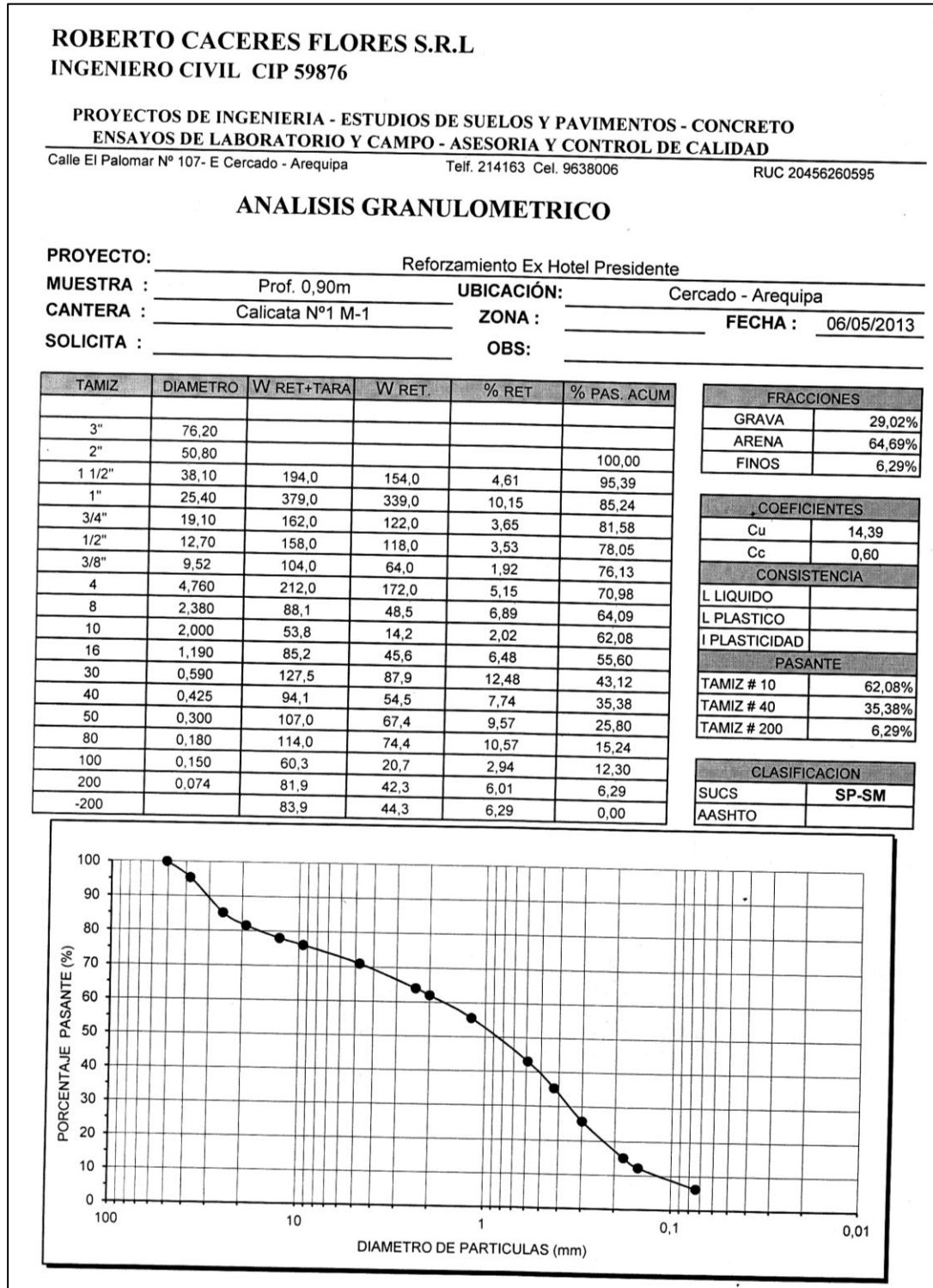


FIGURA 4.87 – RESULTADOS GRANULOMETRÍA

ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
INGENIERO CIVIL CIP 59876

PROYECTOS DE INGENIERIA - ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS - CONCRETO
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD

Calle El Palomar N° 107 E Cercado - Arequipa Telf. 214163 Cel. 9638006 RUC 20456260595

PESO ESPECIFICO

PROYECTO: Reforzamiento Ex Hotel Presidente
MUESTRA: Prof. 0,90m UBICACIÓN: Cercado - Arequipa
CANTERA: Calicata N°1 M-1 ZONA: FECHA: 06/05/2013
SOLICITA: OBS:

PESO ESPECIFICO

ITEM	DESCRIPCION		
1	Peso de muestra seca (gr)	583,10	
2	Peso de picnometro + agua (gr)	1214,10	
3	Peso de picn.+agua+muestra (gr)	1563,00	
4	Volumen de muestra (cm3)	234,20	
5	Temperatura C°	20,00	
6	Peso Unitario de Agua (gr/cm3)	1,000	
7	Gravedad Especifica		

RESULTADOS

ITEM	DESCRIPCION		
8	Peso Especifico de Muestra (gr/cm3)	2,490	
9	Relacion de Vacios e		
10	Porosidad n		

FIGURA 4.88 – RESULTADOS P. ESPECÍFICO

ROBERTO B. CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL CIP 59876

PROYECTOS DE INGENIERIA - ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS - CONCRETO
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD

Calle Puno N° 908 Miraflores - Arequipa Telf. 222825 Cel. 9638006 RUC 10295652719

DENSIDAD MAXIMA Y MINIMA

PROYECTO: Reforzamiento Ex Hotel Presidente
MUESTRA: Prof. 0,90m UBICACIÓN: Cercado - Arequipa
TRAMO: Calicata N°1 M-1 ZONA: FECHA: 06/05/2013
SOLICITA: OBS:

DENSIDAD MAXIMA

DESCRIPCION	1	2	3	4
Peso de molde+muestra (gr)	10368	10359	10363	
Peso de molde (gr)	6375	6375	6375	
Peso de muestra (gr)	3993	3984	3988	
Volumen de molde (cm3)	2145,65	2145,65	2145,65	
Densidad (gr/cm3)	1,861	1,857	1,859	

Densidad Maxima 1,859 gr/cm3

DENSIDAD MINIMA

DESCRIPCION	1	2	3	4
Peso de molde+muestra (gr)	9926	9917	9922	
Peso de molde (gr)	6375	6375	6375	
Peso de muestra (gr)	3551	3542	3547	
Volumen de molde (cm3)	2145,65	2145,65	2145,65	
Densidad (gr/cm3)	1,655	1,651	1,653	

Densidad Minima 1,653 gr/cm3

FIGURA 4.89 – RESULTADOS DENSIDADES

ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
INGENIERO CIVIL CIP 59876

PROYECTOS DE INGENIERIA - ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS - CONCRETO
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD

Calle El Palomar N° 107-E Cercado - Arequipa

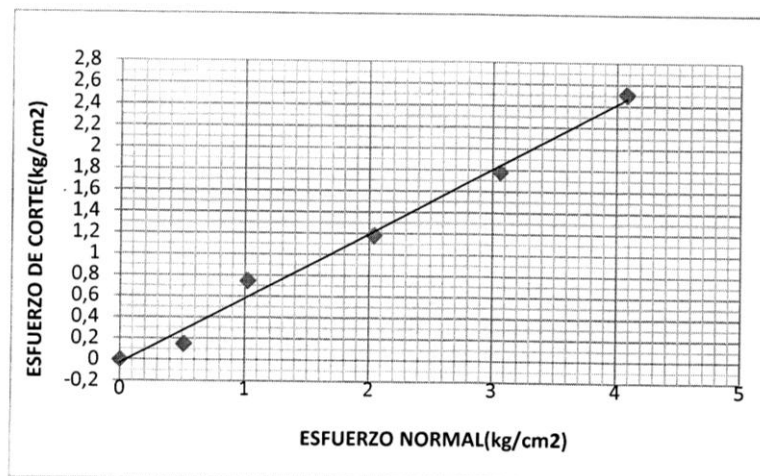
Telf. 214163 Cel. 9638006

RUC 20456260595

CORTE DIRECTO

PROYECTO : Reforzamiento Ex Hotel Presidente
MUESTRA : Prof. 0,90m UBICACIÓN: Cercado - Arequipa
TRAMO : Calicata N°1 M-1 ZONA : FECHA : 06/05/2013
SOLICITA: OBS.

ESFUERZO NORMAL		ESFUERZO CORTE	
CARGA	ESFUERZO	ESFUERZO	CARGA
0,00	0,00	0,00	0,00
15,30	0,51	0,17	5,20
30,60	1,02	0,47	14,08
61,20	2,04	1,18	35,31
91,80	3,06	1,87	56,12
122,40	4,08	2,55	76,53



PENDIENTE 0,644252549

RESULTADOS	
Cohesión :	0.00 kg/cm2
Angulo de fricción:	32,8°
Humedad :	0%

FIGURA 4.90 – RESULTADOS CORTE DIRECTO

Se halla mediante una hoja de cálculo, configurada con la teoría de Meyerhoff, el valor de capacidad portante admisible para la zapata existente de menor dimensión (1.20m x 1.20m), como se sabe para las zapatas de mayor tamaño el valor de capacidad aumentaría.

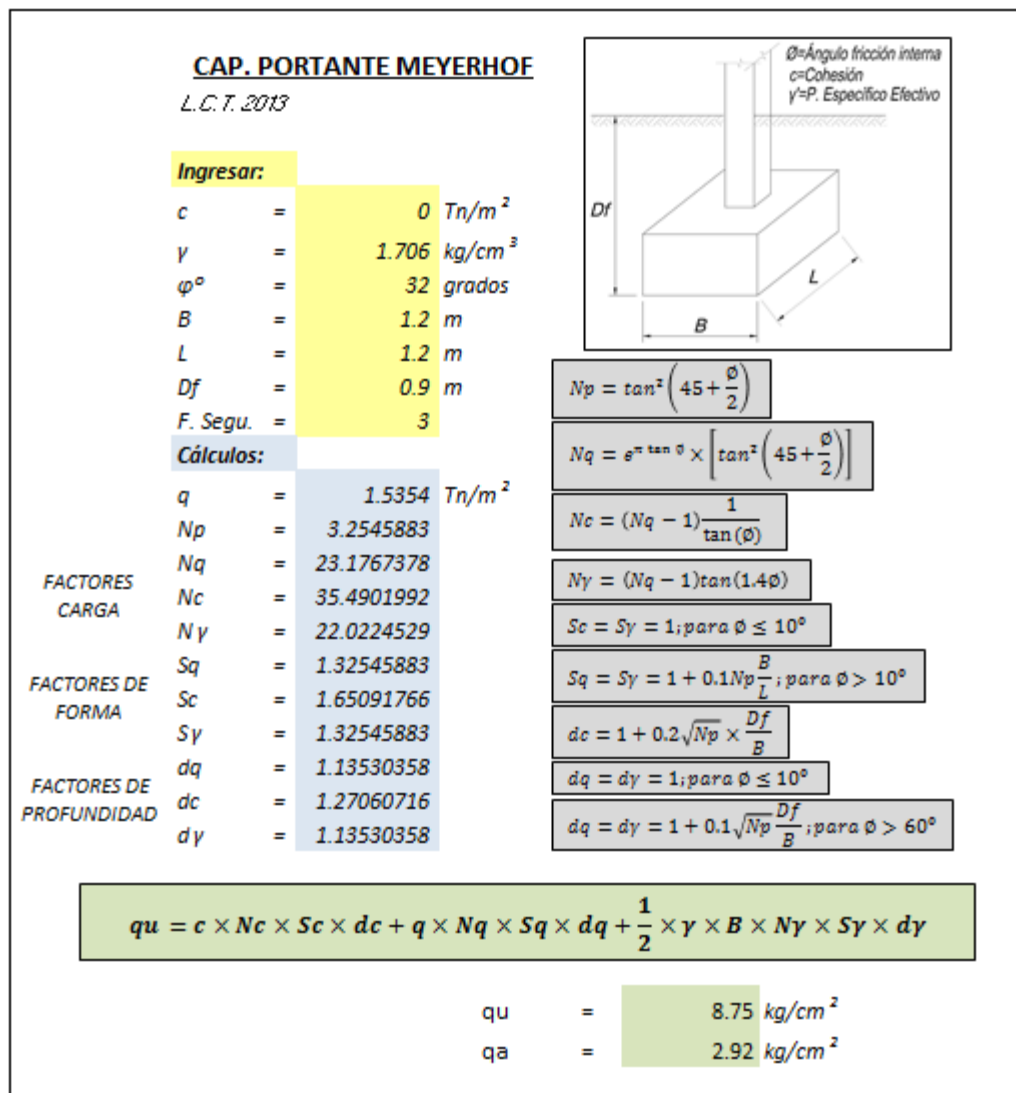


FIGURA 4.91 – CAP. PORTANTE MEYERHOF

El valor calculado para la capacidad pórtate del terreno analizado es 2.92 kg/cm², esto respalda el dato que figura en el plano de cimentación de 2 kg/cm² para el suelo de cimentación. Éste último valor será tomado para la verificación de la cimentación.

Se utiliza el modelo de la edificación existente que se tiene en el programa ETABS, introduciendo la geometría de las zapatas en el nivel “BASE”, tal como lo especifica el plano de cimentación. Luego se exporta el modelo analizado, conteniendo las zapatas, al programa SAFE 12.3 (Slab Analysis by the Finite Element Method) para el análisis específico de la cimentación.

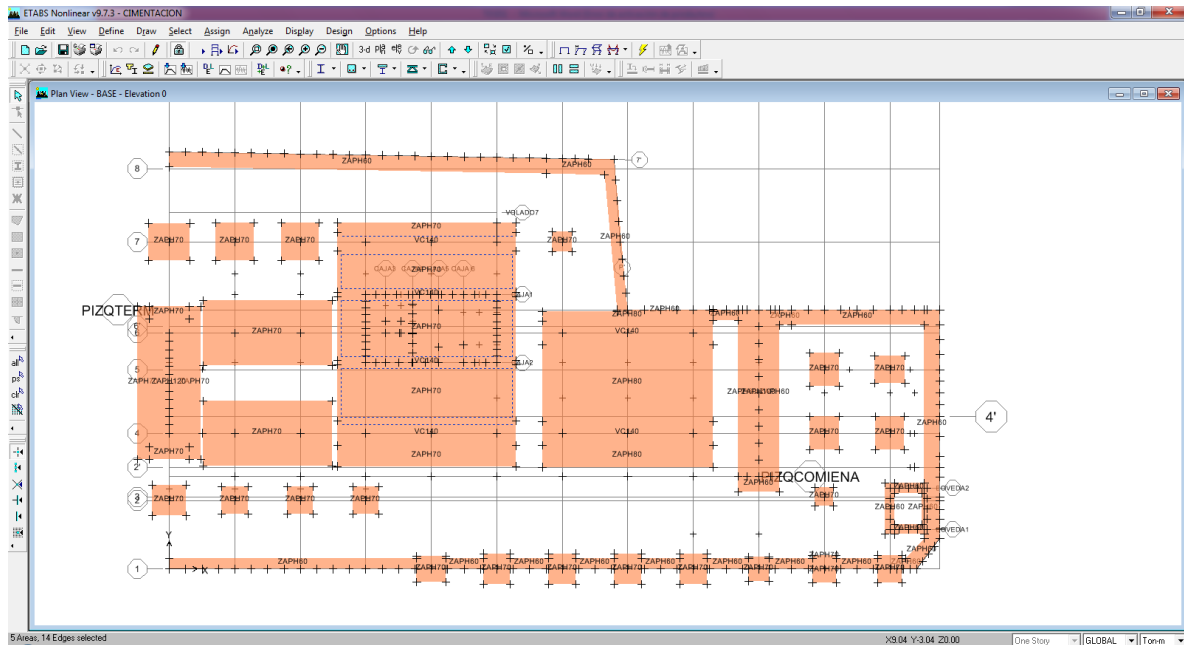


FIGURA 4.92 – CIMENTACION EN ETABS

Para la correcta exportación de ETABS a SAFE, se debe indicar al programa que los elementos de cimentación lleven consigo las cargas y momentos recibidos de toda la edificación, así mismo deberán incluirse todas los casos de cargas y espectros de sismo que ya se introdujeron al modelo del edificio. Esto se realiza configurando la ventana de exportación con la opción “Export Floor Loads and Loads from Above” y seleccionando el nivel BASE.

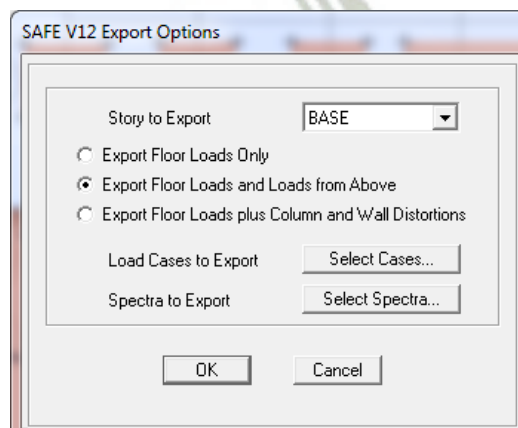


FIGURA 4.93 – OPCIONES DE EXPORTACIÓN

El proceso de exportación entonces, incluye todas las características geométricas y las cargas que soporta la cimentación; pero queda pendiente por asignar los parámetros del suelo de fundación que se realiza directamente en el programa SAFE.

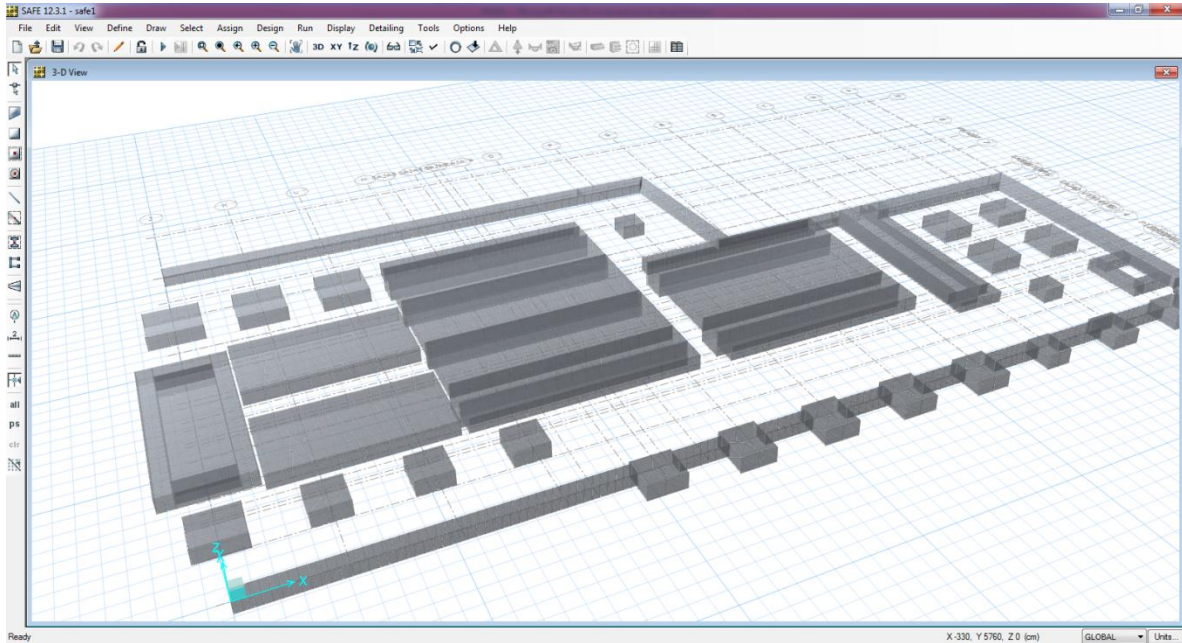


FIGURA 4.94 – CIMENTACIÓN EN SAFE

Con el modelo de cimentación ya en el programa SAFE es necesario para el análisis introducir el valor de módulo de reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler), para este caso se carece de un estudio del suelo que otorgue un dato preciso de este parámetro. Sin embargo, la empresa “Computers & Structures Inc.” recomienda una tabla para obtener el valor de módulo de Balasto en función de la capacidad admisible del terreno.

Se muestran las equivalencias como un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).

Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Módulo de Reacción del Suelo					
Datos para SAFE					
<u>Esf Adm</u>	<u>Winkler</u>	<u>Esf Adm</u>	<u>Winkler</u>	<u>Esf Adm</u>	<u>Winkler</u>
(Kg/Cm ²)	(Kg/Cm ³)	(Kg/Cm ²)	(Kg/Cm ³)	(Kg/Cm ²)	(Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

CUADRO 4.9 – CAP. PORTANTE Y MODULO WINKLER

Como se aprecia en la tabla anterior para un terreno con capacidad portante de 2kg/cm^2 le corresponde el Coeficiente de Winkler de 4 kg/cm^3 o 4000 Tn/m^3 , valor que se utiliza en este caso.

VERIFICACIÓN PRESIONES

Para la verificación de presiones que genera la estructura sobre el terreno que la soporta, se analizan los esfuerzos que experimenta el suelo en condiciones de servicio, es decir las cargas sin amplificación, en el diseño tradicional las presiones sobre el suelo permiten el pre

dimensionamiento de las zapatas, en este caso las presiones sobre el terreno, que deben ser menores a las admisibles, nos dan información referente a si las dimensiones existentes de la estructura son correctas o no.

Pedimos al programa Safe, luego de correr el modelo, que muestre la presión del suelo, desde el Menu Display > Reaction Forces > Soil Pressures, para el caso de servicio.

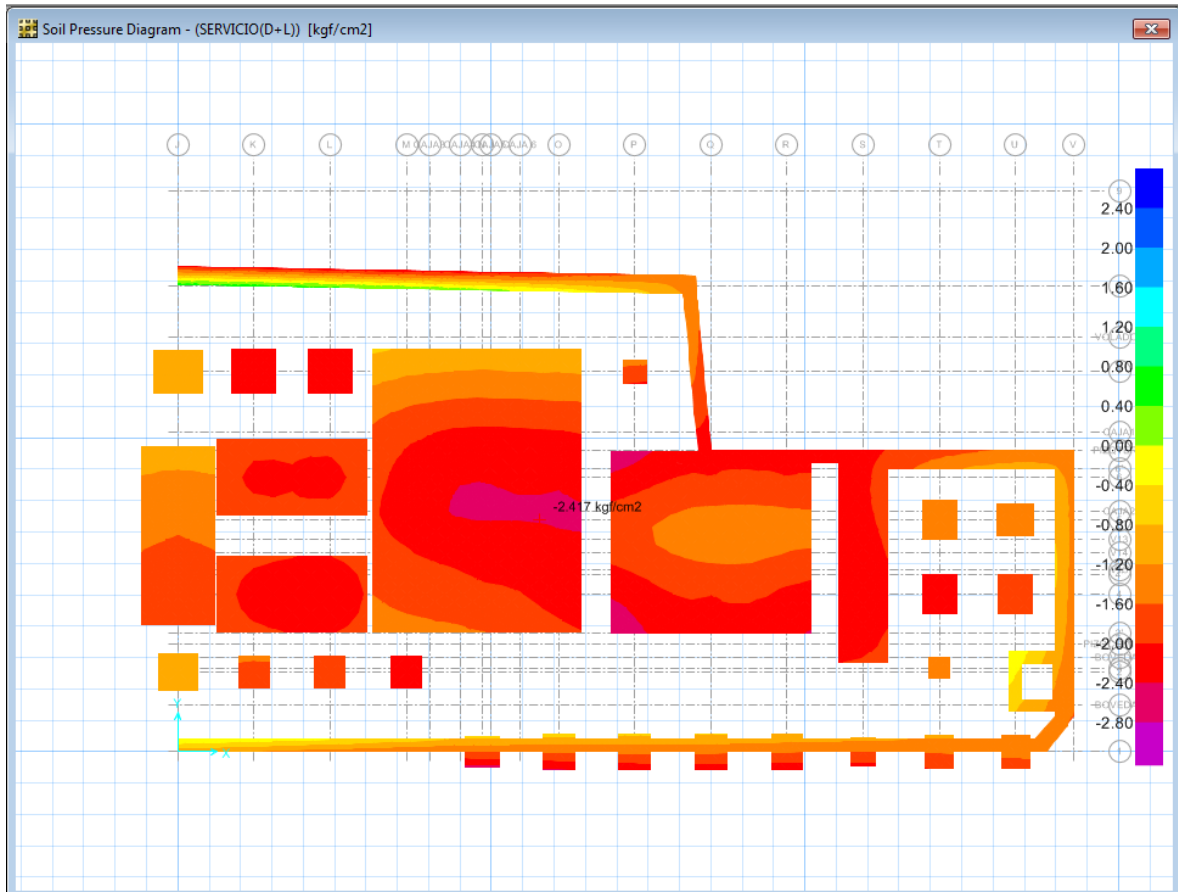


FIGURA 4.95 – PRESIONES TERRENO

Los resultados de presiones en terreno muestran que existen algunas zonas de la cimentación en donde los esfuerzos que experimenta el suelo son superiores a los considerados que admite para condiciones de servicio.

La zapata de mayor dimensión y más importante en cuanto a estructuración del edificio, que cimenta a la caja de ascensores y escaleras, es la que oprime al suelo con mayor intensidad, llegando a una presión de 2.4 kg/cm^2 .

Se debe tener en cuenta que las fórmulas, que presentan las teorías de la mecánica de suelos, para calcular la capacidad admisible son en base tanto a las propiedades del material de

fundación como a las dimensiones de la cimentación. El valor admisible de 2 kg/cm^2 fue verificado para una zapata con las dimensiones de la menor existente (1.20m x 1.20m). En la verificación de presiones se observa que las zapatas de hasta 2.45m x 2.45m cumplen satisfactoriamente las presiones.

Por lo expuesto, se recalcula la capacidad admisible del terreno para una dimensión, aun conservadora, de 2 m x 2m.

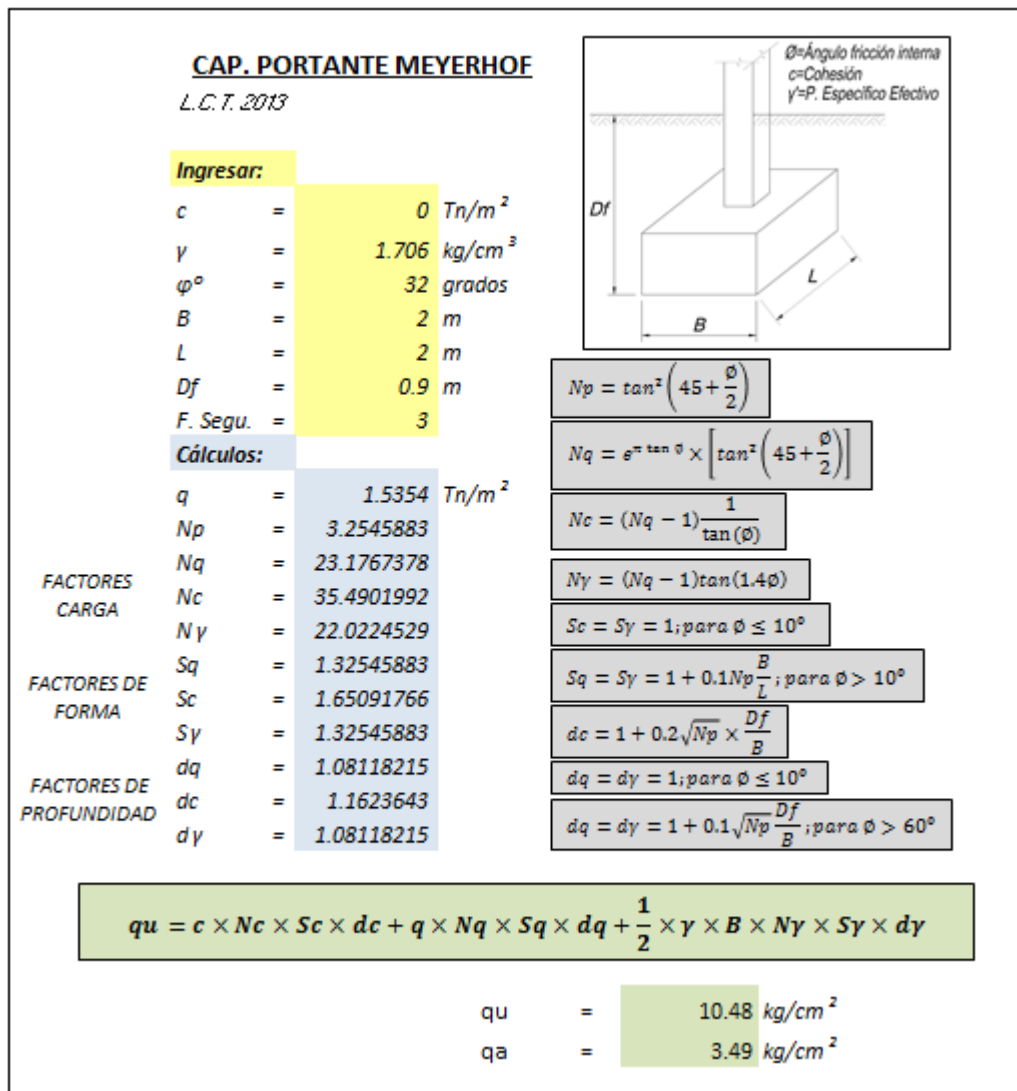


FIGURA 4.96 – CAPACIDAD PORTANTE MEYRHOFF (2X2)

La capacidad portante admisible, para zapatas de dimensiones 2m x 2m o superiores a éstas, es de 3.49 kg/cm^2 , (Figura 4.96) valor que supera los esfuerzos actuantes sobre el terreno de las zapatas que incluso tienen mayor tamaño. Como se puede apreciar en la Figura 4.95.

4.7.5.1 VERIFICACIÓN DISEÑO ZAPATAS

Luego de comprobar las presiones sobre el terreno considerando las cargas de servicio, se procede a la verificación del diseño en concreto armado de las zapatas, éstas deberán resistir las cargas amplificadas (Diseño por Resistencia).

Se analiza la cimentación en el programa Safe, configurando combinaciones de cargas amplificadas para encontrar los esfuerzos resultantes de una envolvente, encontrando valores de momentos flectores y fuerzas cortantes que experimentan las zapatas y verificar su diseño.

Se configura, en el programa Safe las combinaciones para las cargas que ya se tienen, producto de la importación desde ETABS; esto se realiza desde el Menu Define > Load Combinations...

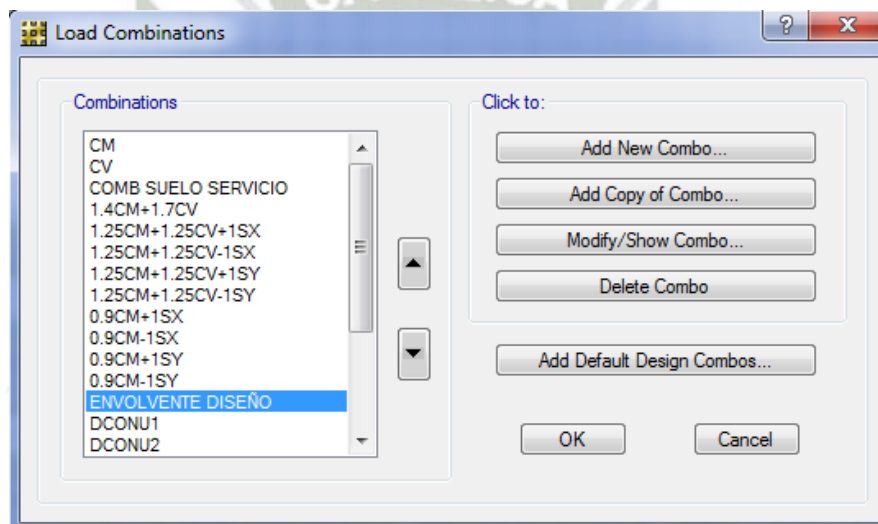


FIGURA 4.97 – SAFE, COMBINACIONES CARGA

Luego de correr el análisis se tomarán datos de esfuerzos sobre las zapatas, para verificar si es adecuado el comportamiento. Se visualizan los esfuerzos generados en las zapatas por la combinación de cargas desde el Menu Display > Show Slab Forces/Stresses...

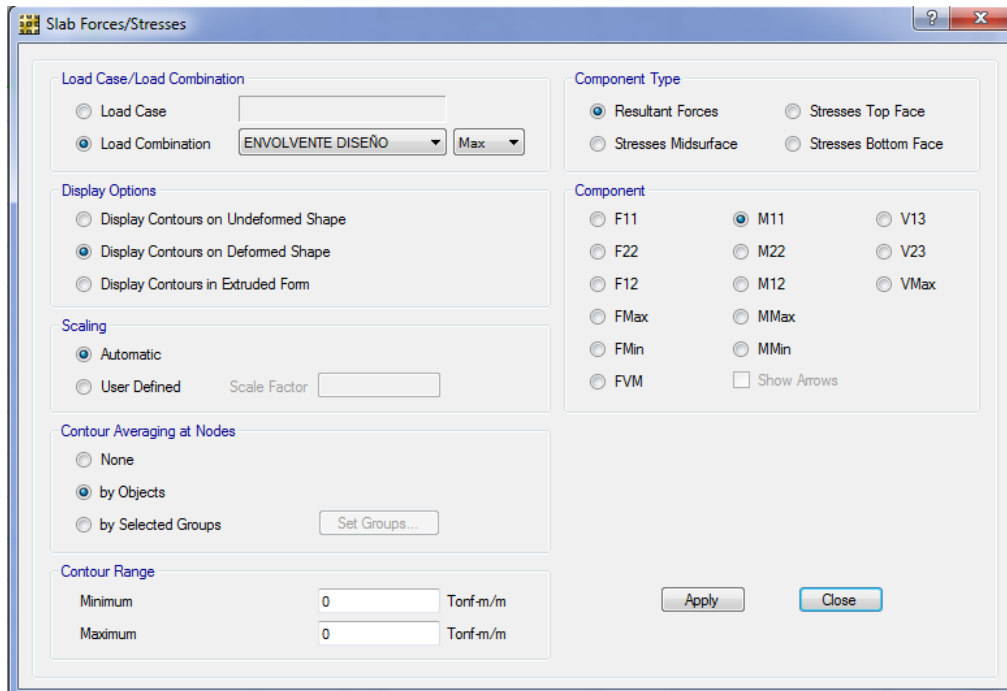


FIGURA 4.98 – CUADRO SAFE-ESFUERZOS EN ZAPATAS

El software muestra los valores de fuerzas y momentos en cada punto de la cimentación, conociendo los esfuerzos se procede a la verificación de diseño para tres zapatas representativas.

CIMENTACIÓN “L-7”

Zapata cuadrada ubicada en la intersección de los ejes “L” con “7”, de dimensión 2.45 x 2.45 m y 0.7 de peralte, cimienta a columna de 0.40 x 0.40 m que es parte de la estructura alzándose hasta el cuarto nivel.

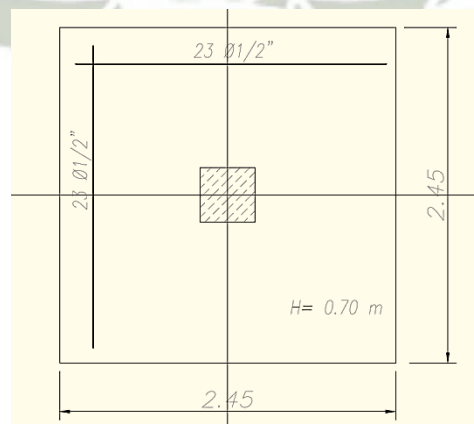


FIGURA 4.99 – CIMENTACIÓN L-7

El programa SAFE permite verificar el punzoamiento de la zapata, mediante un factor de relación de esfuerzos resistentes entre actuantes, con un factor de 0.61 la zapata cumple correctamente.

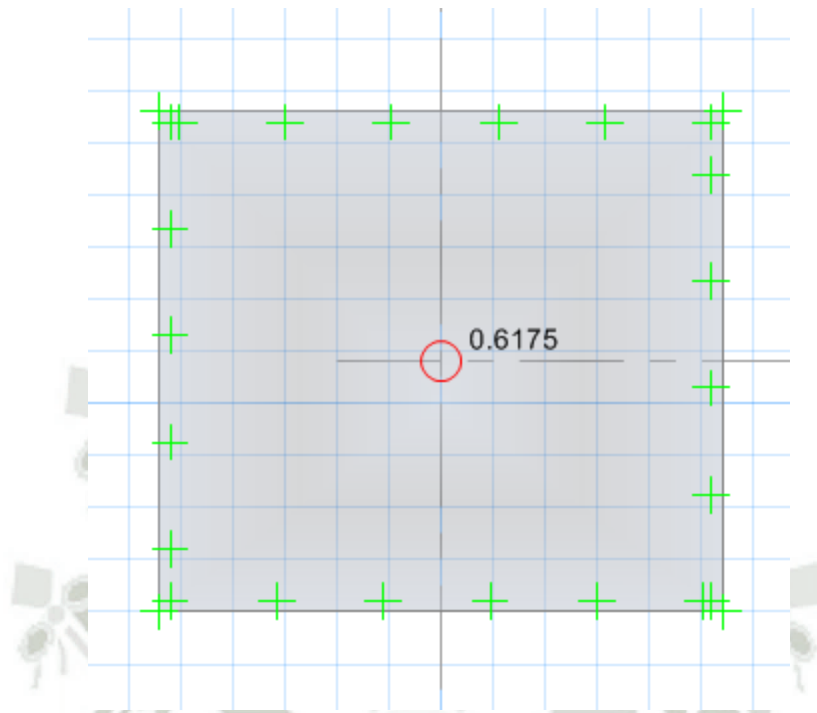


FIGURA 4.100 – FACTOR DE PUNZONAMIENTO

Se visualiza los esfuerzos de fuerza cortante y momento flector que recibe la zapata simétrica.

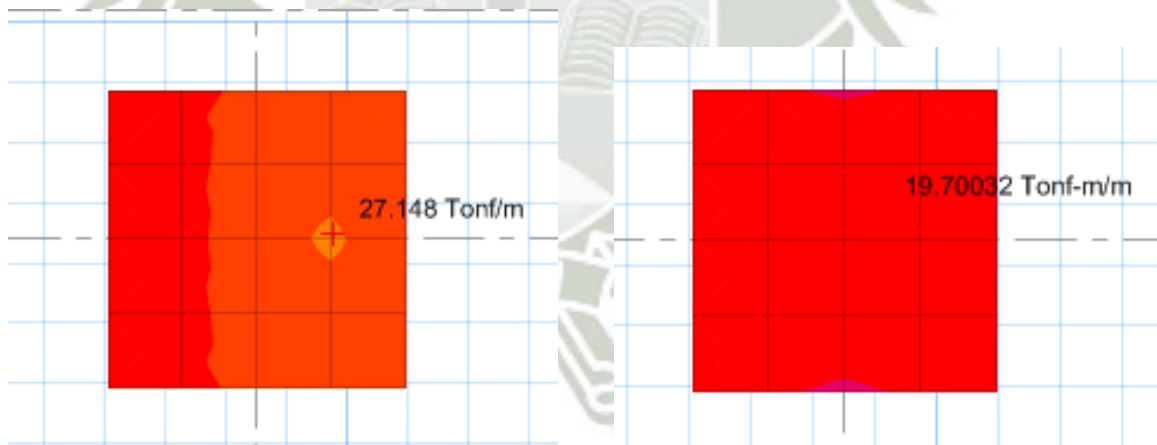


FIGURA 4.101 – F. CORTANTE Y MOMENTO MAX. EN LA SECCIÓN

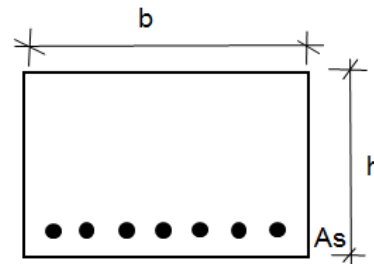
Se halla mediante una hoja de cálculo configurada con la teoría de la flexión y la fuerza cortante en zapatas el área de acero necesaria, Grado 40 y la resistencia de la zapata al corte.

FLEXIÓN EN ZAPATAS

DATOS: a ingresar

Mu	=	19.7	tn-m
b	=	100	cm
h	=	70	cm
d	=	63	cm
fy	=	2800	kg/cm ²
f'c	=	210	kg/cm ²
ku ó C	=	5.51	
Cuantía	=	0.00200	
a	=	1.97671	cm

Resultado **As= 12.6 cm²**



CORTANTE EN ZAPATAS

Vc = 48.387 Tn

$$0.85 \left(\frac{V_c}{0.53 \sqrt{f'_c} bwd} \right)$$

$$0.85 (48.39)$$

CORTANTE RESISTIDO=0.85(Vc) = 41.1 Tn

FIGURA 4.102 –CÁLCULO ÁREA DE ACERO Y F. CORTANTE ZAPATA L-4

La resistencia de la zapata para fuerza cortante es de 41.1 Tn, la cual es superior a la actuante de 27.15 Tn.

El área de acero requerida para el momento flector de 19.7 tn.m/m es de 12.6cm² en un ancho de 1m. La zapata contiene 23 barras de $\phi \frac{1}{2}$ " (29.67cm²) en el ancho total de 2.45m. Siendo el área de acero por metro de 12.11cm², valor ligeramente inferior al requerido. El acero colocado es un 4% menor que el requerido, se considera el comportamiento de la zapata aceptable.

VIGA DE CIMENTACIÓN "VIGA C-4-P-R" (1.50 x 1.40 m)

Viga de cimentación que forma parte de una losa de $h=80\text{cm}$ y que cimenta a tres columnas: P-4, Q-4 y R-4, las cuales forman parte del edificio hasta el nivel 12.

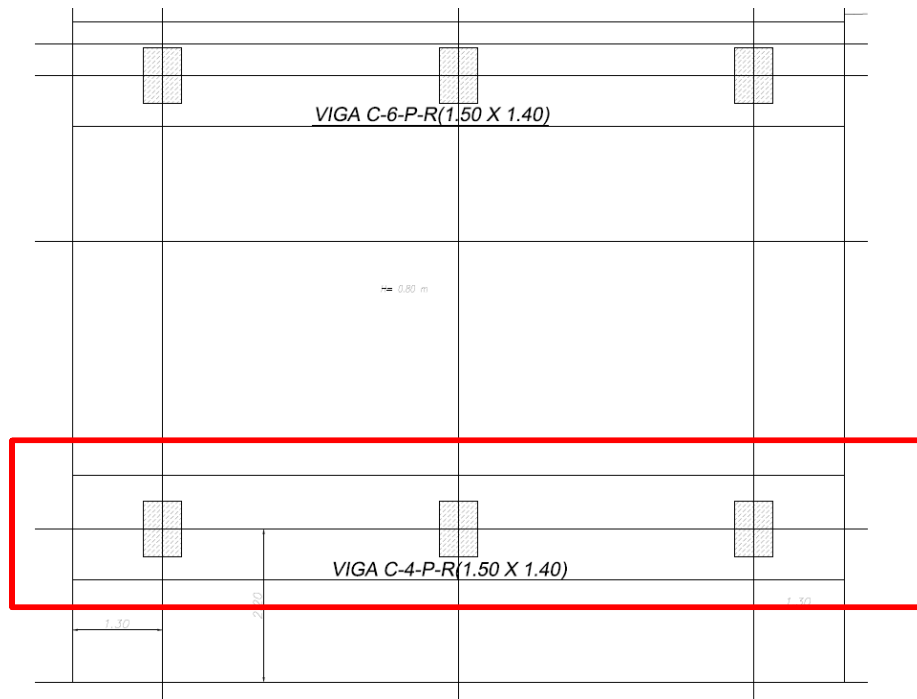


FIGURA 4.103 –VIGA" C-4-P-R"

Se verifica el punzoamiento de la zapata, mediante el factor de relación de esfuerzos resistentes entre actuantes, que se obtiene del software. En este caso para las tres columnas, ya mencionadas, que llegan a la viga de cimentación. La verificación es correcta.

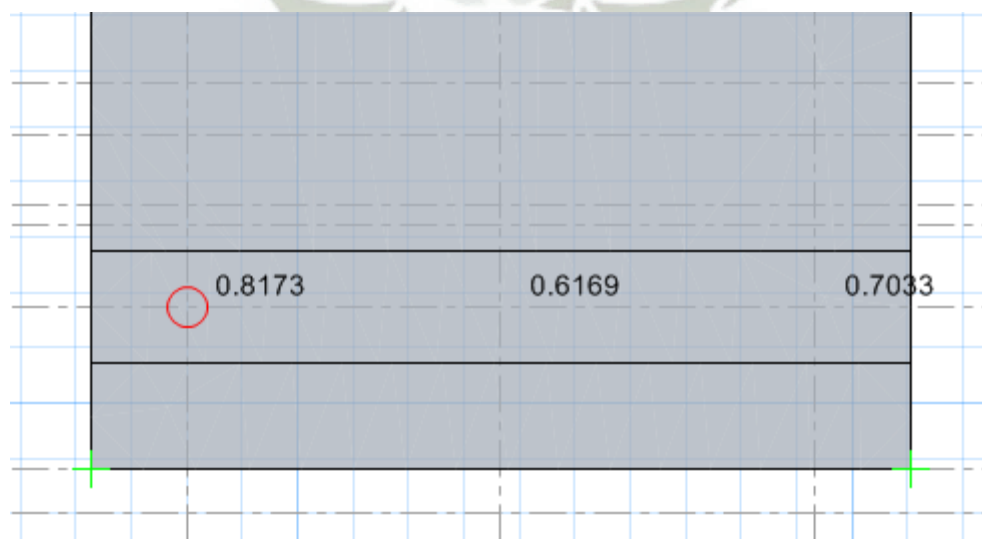
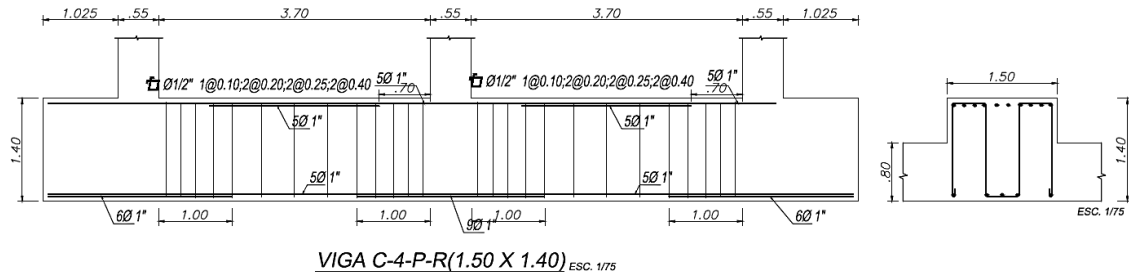


FIGURA 4.104 – FACTOR DE PUNZONAMIENTO V. CIMENTACIÓN

De los planos originales existentes se cuenta con el detalle de armado de la viga de cimentación, el cual se digitalizó, lo que permite realizar la verificación del acero colocado y sección de la viga para los esfuerzos cortantes y de momentos flectores.



VIGA C-4-P-R(1.50 X 1.40) ESC. 1/75

FIGURA 4.105 –DETALLE V. CIMENTACIÓN

Se hallan los momentos y cortantes para la viga de cimentación, en SAFE.

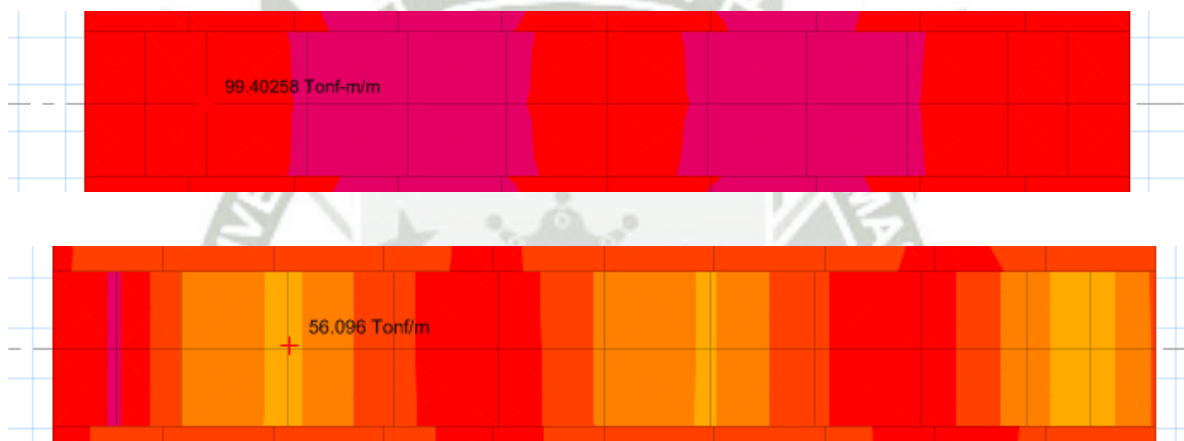


FIGURA 4.106 – MOMENTOS Y CORTANTE VIGA DE CIMENTACIÓN

Se muestra mediante la figura 4.107, la viga de cimentación con los máximos momento flectores que recibe (sentido 1-1) y el acero colocado, para realizar la verificación del acero requerido en una hoja de cálculo (figura 4.108).

MOMENTO FLECTOR	-33 Tn.m/m	-33 Tn.m/m	
As Colocado	33.8 cm ² /m	33.8 cm ² /m	
As Requerido	9.89 cm ² /m	9.89 cm ² /m	
As Requerido	30.38 cm ² /m	21.4 cm ² /m	28.9 cm ² /m
As Colocado	37.18 cm ² /m	47.32 cm ² /m	37.18 cm ² /m
MOMENTO FLECTOR	99 Tn.m/m	71 Tn.m/m	95 Tn.m/m

FIGURA 4.107 – M. FLECTOR - ACERO REQUERIDO VS ACERO COLOCADO

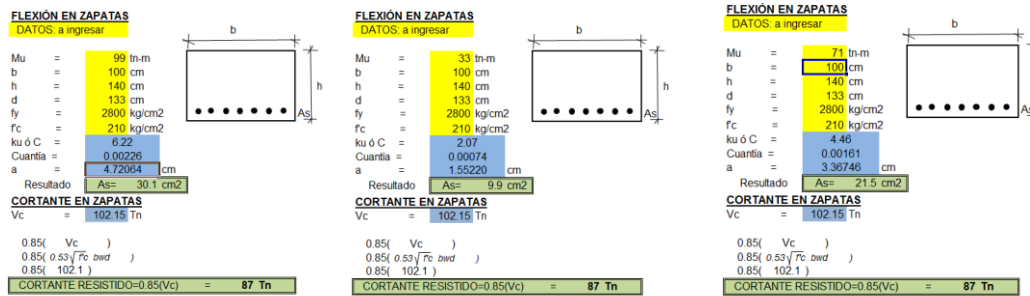


FIGURA 4.108 – CÁLCULO ACERO REQUERIDO – CORTANTE CONCRETO

El acero colocado por flexión en la viga de cimentación analizada es superior al requerido y la fuerza cortante de mayor valor que experimenta la viga es de 66 Tn/m, el concreto de la sección resiste 87 Tn/m. La viga de cimentación tiene un comportamiento adecuado.



CAPÍTULO V

DIAGNÓSTICO Y CONCLUSIONES DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE

5.1 CONCLUSIONES EDIFICACIÓN EXISTENTE

- a) De la inspección de daños del edificio se ha observado la presencia de fisuras y grietas en los muros de tabiquería, elementos no estructurales conformados por ladrillos de tipo tubular (o pandereta), como consecuencia no estar debidamente aislados de los elementos estructurales.
- b) El ensayo realizado para verificar la calidad del concreto presenta resultados superiores en todos los casos al $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ que especifican los planos.
- c) Se sometió al edificio a una evaluación estructural, incluyendo análisis “pushover”, por fuerzas de sismo y gravedad a fin de verificar su respuesta y comportamiento.
- d) El análisis “pushover” realizado, expone en las secuencias de plastificación para las 2 direcciones principales, que la primeras rótulas se forman en los extremos de vigas; mostrando que el edificio posee la característica “columna fuerte-viga débil” criterio a usar en el diseño actual de estructuras.
- e) En el análisis por sismo se hallaron desplazamientos relativos de entrepiso al límite en cuanto al sentido X-X y que sobrepasan ligeramente en el sentido Y-Y, ambos comprándose respecto a lo máximo permitido en la actual norma de diseño Sismo Resistente E-030.
- f) Los elementos estructurales existentes, vigas y columnas, tras la evaluación de su resistencia, presentan respuestas aceptables ante las sollicitaciones inducidas por parámetros actuales de diseño. En algunos casos la disposición del acero de refuerzo en zona de confinamiento no cumple los mínimos dispuesto por las normas E-060 vigente, pero el acero colocado resiste la fuerza de diseño.
- g) Se encontró que la placa situada sobre el eje “J”, la cual cambia de longitud en los primeros niveles, experimenta en el nivel de sótano esfuerzos que exceden su capacidad de diseño. Esto a pesar de que no evidencia daño en su integridad.

- h) El suelo de cimentación, verificado por cargas de servicio, experimenta esfuerzos inferiores a los admisibles del terreno. El acero colocado en la cimentación es el correcto para los esfuerzos que soporta.
- i) La ampliación en el nivel 2, construida posteriormente al edificio presenta daños como consecuencia de un mal procedimiento constructivo y por no formar parte del diseño original.

5.2 DIAGNÓSTICO

El edificio Ex Hotel Presidente de Arequipa en su estado actual no representa riesgo inminente o deficiencias críticas; sin embargo se observan daños y problemas estructurales. Para su operación integral y ocupación completa, requiere de una intervención y reforzamiento estructural, a fin de obtener un comportamiento correcto ante cargas de gravedad y sismo.



CAPÍTULO VI

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Luego de la evaluación y diagnóstico, se abre un abanico de muchas alternativas de intervención a la estructura, provenientes de las teorías de la especialidad y experiencias en otros casos de reforzamiento de los cuales se tiene información, la elección de alguna de las teorías de reforzamiento existente o combinación de éstas queda a criterio del diseñador o equipo técnico que se encarga de la realización del proyecto de reforzamiento.

En el proceso de elegir una propuesta de refuerzo al edificio, se consideran varios aspectos como el económico, el uso de materiales disponibles en el lugar, la funcionalidad arquitectónica, entre otros en donde la correcta jerarquización y participación de éstos en el proyecto, lo encaminan a un buen resultado.

6.1 PRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA

Para la propuesta de intervención o reforzamiento del edificio Ex Hotel Presidente, se considera en primer lugar la intención de intervenir lo menos posible la edificación; pero del mismo modo asegurar su buen comportamiento ante las sollicitaciones de gravedad y sismo a las cuales está expuesto.

El afán de minimizar la magnitud de la intervención, conlleva a la economía de la propuesta y también a la no transformación de la distribución interna de la edificación, al no contar con un estudio o análisis de mejoramiento en arquitectura o cambio de uso del edificio se toma en cuenta la función de hotel, dimensiones que constan en lo existente, en los planos y diseño original.

La propuesta busca minimizar o eliminar los principales problemas de la estructura que son los presentados en la tabiquería y en la placa eje "J" en el nivel de sótano.

La propuesta se presenta en los puntos siguientes:

- a) Reemplazar la tabiquería que existe de ladrillo tubular, con tabiquería seca "drywall" (doble plancha de fibrocemento más aislamiento interior) en su totalidad; a partir del cuarto nivel y parcialmente en los niveles 2 y 3, lo que implica una reducción del peso del edificio y por

consiguiente hace menor la masa que participa en el efecto sísmico. Como se ha mostrado la tabiquería existente está en su mayoría dañada y los desplazamientos han perjudicado la integridad de los elementos estructurales.

	TABIQUERÍA LADRILLO	TABIQUERÍA SECA (DRYWALL)
PESO MATERIAL	1350 kg/m ³	70 kg/m ²
H MURO EJEMPLO	2.4 m	2.4 m
PESO LINEAL	1350*2.4*.15	70*2.4
	486 Kg/m	168 kg/m
COMPARATIVO	100%	35%

FIGURA 6.1 – COMPARATIVO PESO TABIQUERÍA

- b) Reforzar la placa sobre el eje “J”, en el sótano, la cual recibe esfuerzos superiores a los que soporta, mediante la adhesión de columnas de concreto armado 25cm x 30cm en los extremos que pasarán a formar parte de la placa aumentando su longitud en un total de 60cm. De esta manera se incrementará la resistencia para obtener un comportamiento adecuado.
- c) Quitar la ampliación realizada en el segundo nivel, ya que como se muestra en el Capítulo 3, punto 3.1.7, esta construcción no forma parte del diseño original, la ampliación se ha separado del edificio por medio de una grieta y su demolición asegura la integridad de los elementos resistentes del edificio los cuales no deben soportar su peso o lo que sería más grave un “martilleo” (choque) entre la ampliación y el edificio durante un evento sísmico.

6.2 IMPLICANCIA EN ARQUITECTURA

La propuesta no representa cambio significativo en la arquitectura del edificio, el aspecto de mayor influencia es el incremento de longitud de la placa a reforzar en el sótano, lo que reducirá el paso vehicular a dimensiones aceptables considerando el mínimo requerido de 2.70m. como se muestra en la Figura 6.2, parte del plano Encofrado Sótano que sigue:

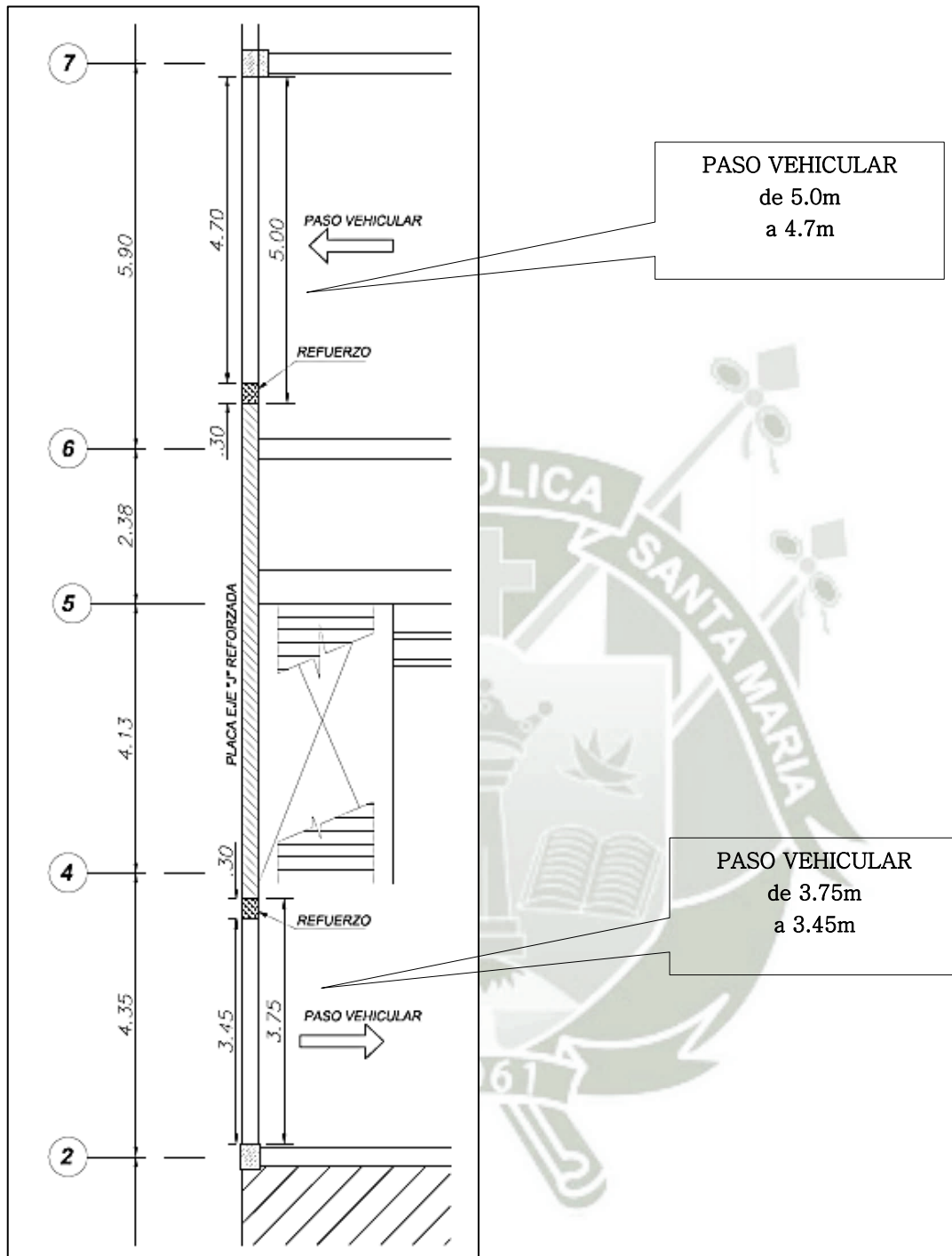


FIGURA 6.2 – REDUCCIÓN PASO VEHICULAR POR PLACA REFORZADA

La tabiquería seca que reemplazará a los muros de ladrillo pandereta, conserva la misma distribución interna de los ambientes.

6.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

6.3.1 VENTAJAS

- Se le resta peso al edificio, por lo que tendrá menor masa.
- Los esfuerzos internos de los elementos disminuirán.
- La distribución interna sin cambios perjudiciales.
- Vigas y columnas no tendrán incremento en sección.

6.3.2 DESVENTAJAS

- Incremento de longitud de placa a reforzar en sótano; pero sin perjuicio de tránsito vehicular siendo superior al mínimo reglamentario de 2.70m (Norma A.010 R.N.E.)



CAPÍTULO VII

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

El procedimiento de análisis estructural para la propuesta es similar al descrito en el capítulo 4 (ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIÓN EXISTENTE), por lo que en el desarrollo siguiente se muestran solamente las modificaciones correspondientes.

7.1 MODELAJE ESTRUCTURAL

Se realizan los cambios, señalados en la presentación de la propuesta, en el modelo estructural de la edificación existente. Las modificaciones consisten en el cambio del peso de los tabiques que se reemplazan por tabiquería seca, de menor peso.

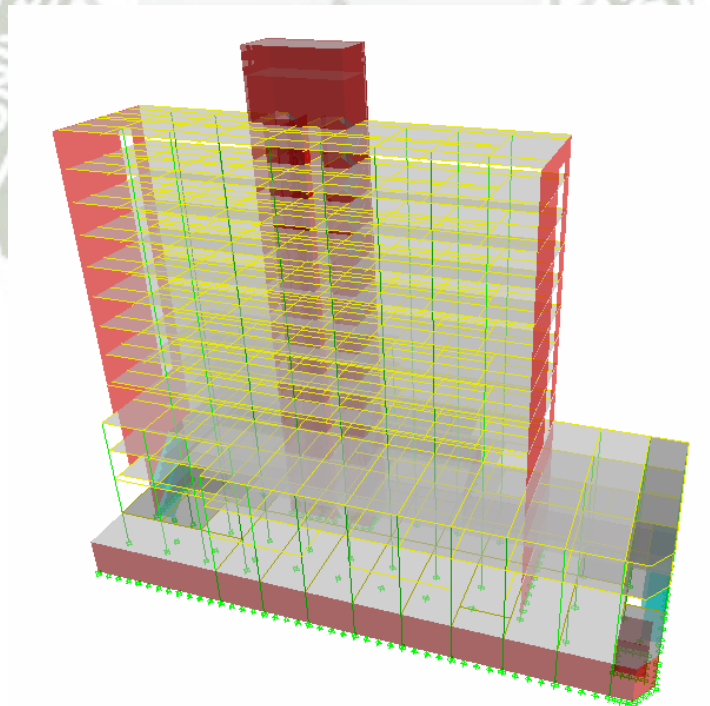


FIGURA 7.1 – MODELO PROPUESTA (TABIQUERÍA MODIFICADA)

7.2 CARGA MUERTA

El principal propósito de la propuesta es disminuir la carga muerta para que los esfuerzos internos sean menores. La carga muerta para la propuesta es modificada con respecto a la estructura existente.

El valor de la tabiquería de ladrillo que se consideró en el punto 3.3 (1350 kg/cm³) permanece intacto para los muros que no serán reemplazados y para la tabiquería a sustituirse por “DRYWALL” el valor usado es 70kg/m².

La carga muerta considera los siguientes casos, al igual que en la edificación existente.

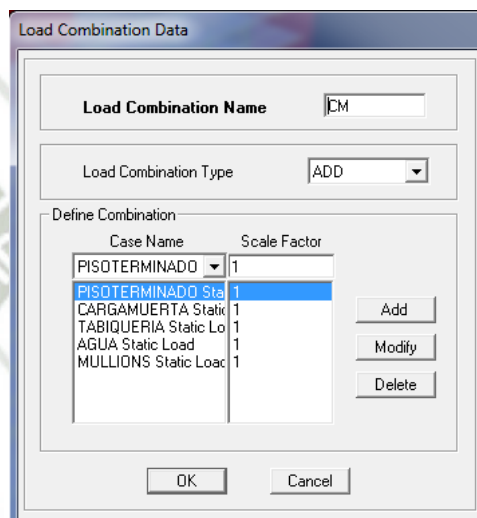


FIGURA 7.2 –CUADRO ETABS CARGA MUERTA

7.3 CARGA VIVA

Al no cambiar el uso de los espacios interiores del edificio, ni la añadidura de ningún ambiente, los valores de carga viva se mantienen con los valores iguales a los descritos en el punto 3.3, así como los casos de carga estática que se consideran para el combo carga viva.

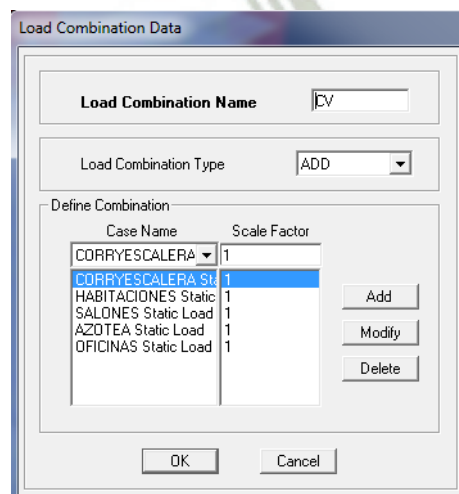


FIGURA 7.3 –CUADRO ETABS CARGA VIVA

7.4 ANÁLISIS SÍSMICO

Se determina el comportamiento que tendrá el edificio sísmicamente según los requerimientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030, se obtendrán los valores de fuerzas internas para cada uno de los elementos estructurales del edificio y además se obtendrán desplazamientos laterales de entrepiso para el edificio con las modificaciones de la propuesta.

7.5.1 ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

Los espectros a usarse se definen en base a la norma E-030 y valor obtenido anteriormente de R. La propuesta no representa cambios en la esencia de la disposición y geometría de los elementos estructurales, los espectros a utilizar para el análisis serán los mismos determinados para el análisis sísmico del edificio existente.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

- FACTOR DE ZONA (Z) Zona 3, **Z=0.4**
- COEFICIENTE DE USO E IMPORTANCIA (U) Edificaciones Comunes (hotel) "C", **U=1**
- FACTOR DE SUELO (S) Suelos Intermedios, **S=1.2**
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R) Según teoría Newmark Y Hall punto 4.4.4
- GRAVEDAD Aceleración de la gravedad, **g=9.81m/s²**

a) ESPECTRO EN DIRECCIÓN X

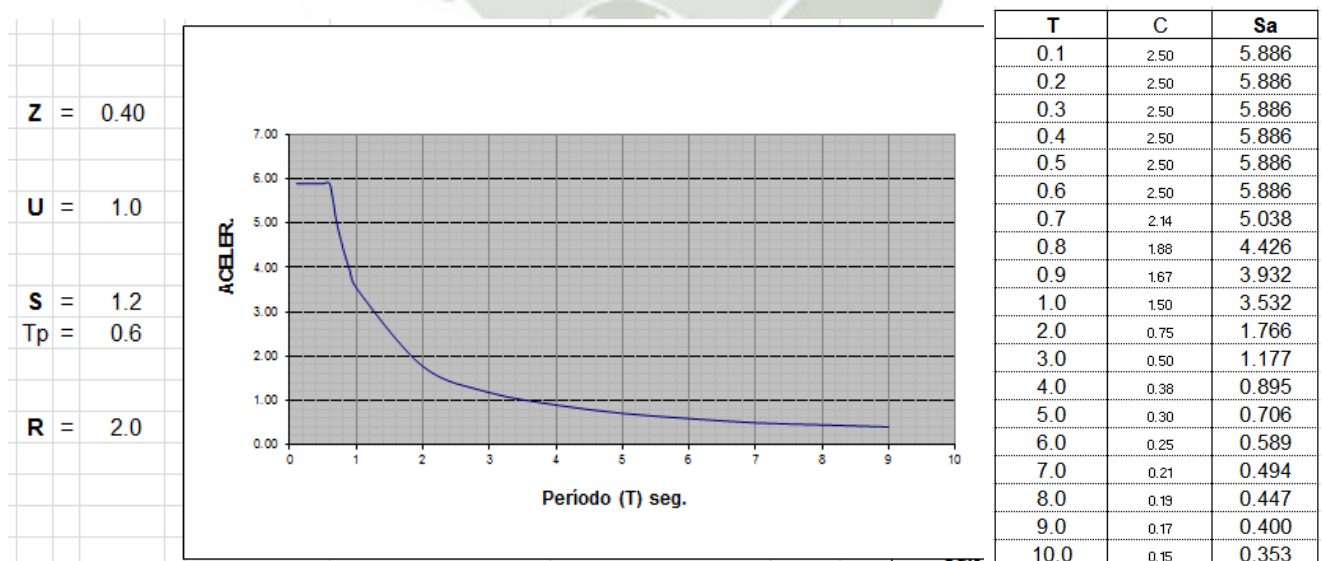


FIGURA 7.4 – ESPECTRO EN "X"

b) ESPECTRO EN DIRECCIÓN Y

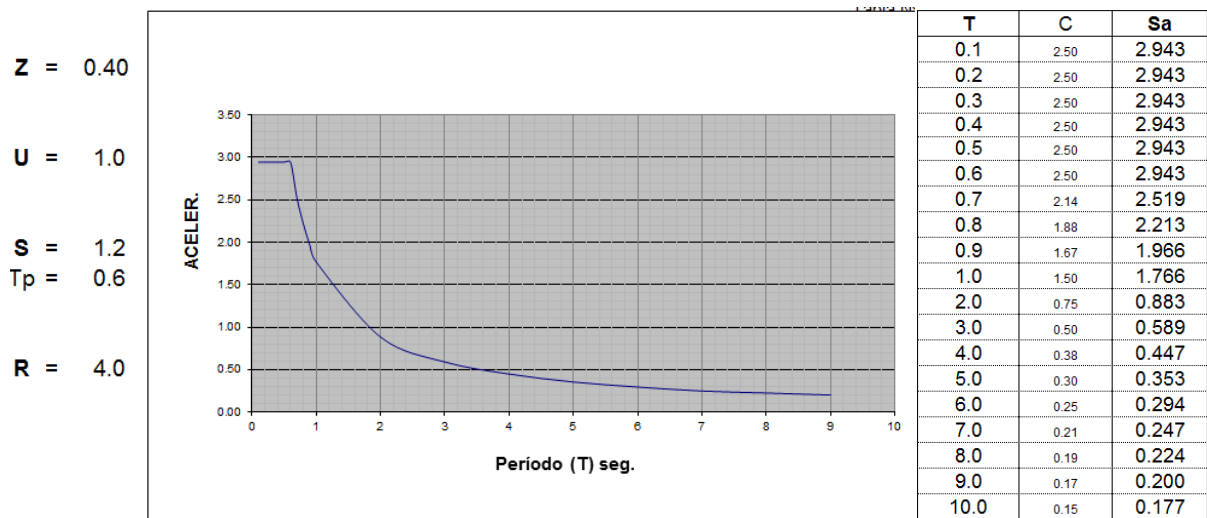


FIGURA 7.5 – ESPECTRO EN “Y”

7.5.2 APLICACIÓN

Se procede a hacer el análisis sísmico y de cargas de gravedad al edificio con las modificaciones que considera la propuesta. Se aplica el análisis sísmico espectral y las combinaciones de carga utilizadas en el Diseño por Resistencia que especifica la norma E-060 y que esquematizan en el punto 4.5.2 (d).

Los pasos seguidos en el software partiendo del modelo con cargas asignadas son los siguientes:

- Definición de la fuente de masa.
- Definición de la función del espectro de respuesta
- Definición de los casos de análisis espectral
- Definición de las combinaciones de los casos de carga
- Configuración de análisis y procesamiento

El proceso de análisis detallado de cada uno de los pasos seguidos que se realizaron, es similar al realizado para la edificación existente y que se muestran en el punto 4.5.2.

7.5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

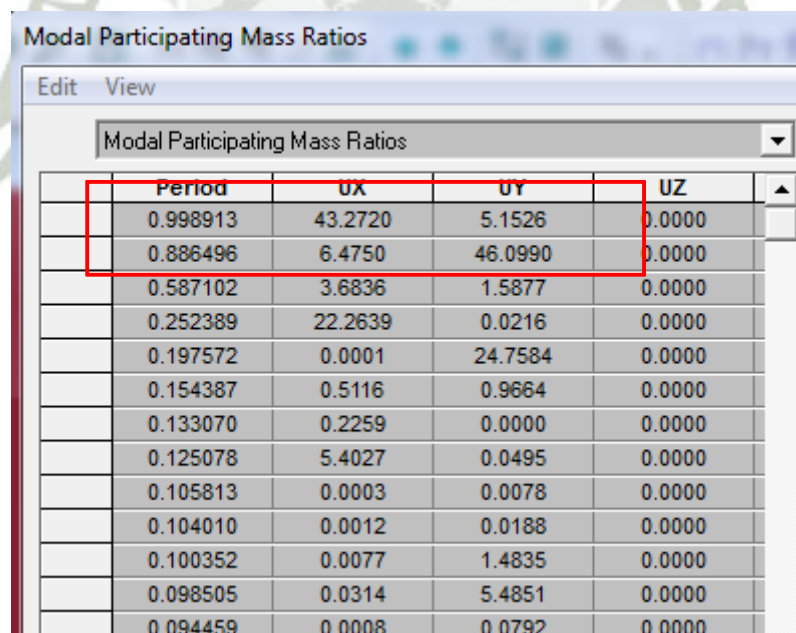
La acción de minimizar la carga muerta del edificio, implica también la reducción de la masa participante del análisis sísmico espectral, lo que conlleva a que los esfuerzos internos en todos los elementos se vean reducidos.

7.5.1 PERIODOS FUNDAMENTALES

Del análisis modal se tiene información de los periodos fundamentales que son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura.

Al reducir el peso del edificio el periodo fundamental en cada dirección debe disminuir, ya que el periodo es directamente proporcional a la masa considerada.

Los periodos hallados en el análisis de la edificación existente, 1.049s para “x” y 0.929s para “y”, que se muestran en el punto 4.6.1, han disminuido para el modelo de la propuesta a 0.998s para “x” y 0.886 para “y”, como se muestra a continuación:



Period	UX	UY	UZ
0.998913	43.2720	5.1526	0.0000
0.886496	6.4750	46.0990	0.0000
0.587102	3.6836	1.5877	0.0000
0.252389	22.2639	0.0216	0.0000
0.197572	0.0001	24.7584	0.0000
0.154387	0.5116	0.9664	0.0000
0.133070	0.2259	0.0000	0.0000
0.125078	5.4027	0.0495	0.0000
0.105813	0.0003	0.0078	0.0000
0.104010	0.0012	0.0188	0.0000
0.100352	0.0077	1.4835	0.0000
0.098505	0.0314	5.4851	0.0000
0.094459	0.0008	0.0792	0.0000

FIGURA 7.6 – CUADRO ETABS PERIODOS

7.5.2 ESFUERZOS REDUCIDOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se reducen de las fuerzas internas de los elementos estructurales, las fuerzas axiales, cortantes y momentos disminuirán. Aún con una reducción de muy poca magnitud de los esfuerzos podríamos decir que vigas, columnas, placas y cimentaciones se “alivianan de trabajo”.

Lo anterior otorga mayor seguridad para los elementos que tras ser verificados, como se muestra en el punto 4.7, tienen respuesta correcta ante las cargas. Sin embargo queda pendiente la verificación del elemento PLACA EN EJE “J” que en su verificación se mostró deficiente para los esfuerzos recibidos.

PLACA EN EJE “J”

Los esfuerzos recibidos en la placa “J”, en el primer nivel, en donde para el análisis de edificación existente son superiores a los que resiste, se han visto reducidos tras el análisis de la propuesta; sin embargo, esta disminución no llega a estar dentro de los límites que soporta la placa, haciendo necesaria la intervención de la placa en el primer nivel para que, luego de reforzarla sea capaz de resistir los esfuerzos actuantes.

El principal problema encontrado en el análisis de edificación existente, para la placa a reforzar, fue el valor de momento flector 3-3 de 3726 Tn.m, el cual superó la resistencia hallada. Para el análisis de la propuesta este valor se reduce a 3423. Tn.m, esté último se encuentra aún fuera de los límites resistentes. La placa requiere refuerzo.

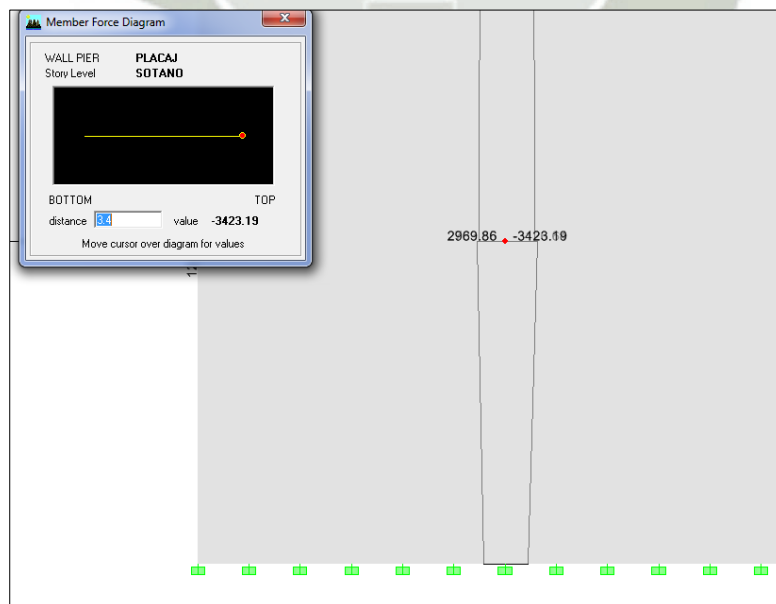


FIGURA 7.7 – ETABS RESULTADO MOMENTO FLECTOR 3-3 (3423 Tn.m)

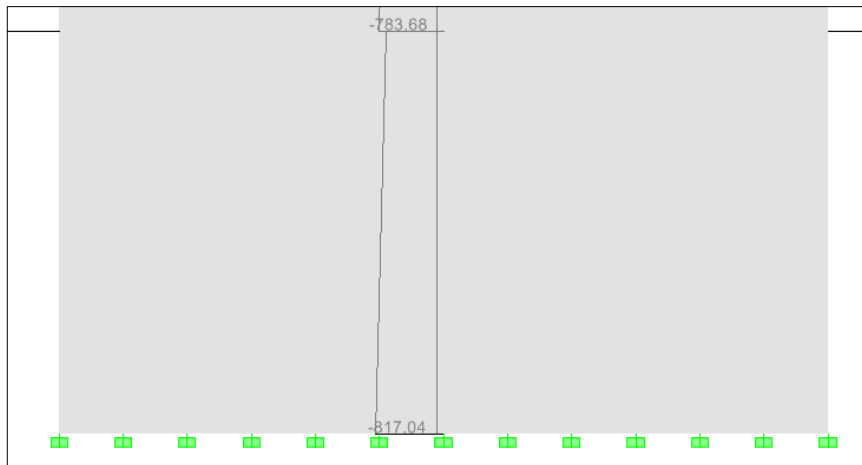


FIGURA 7.8 –ETABS RESULTADO FUERZA AXIAL (817 Tn)

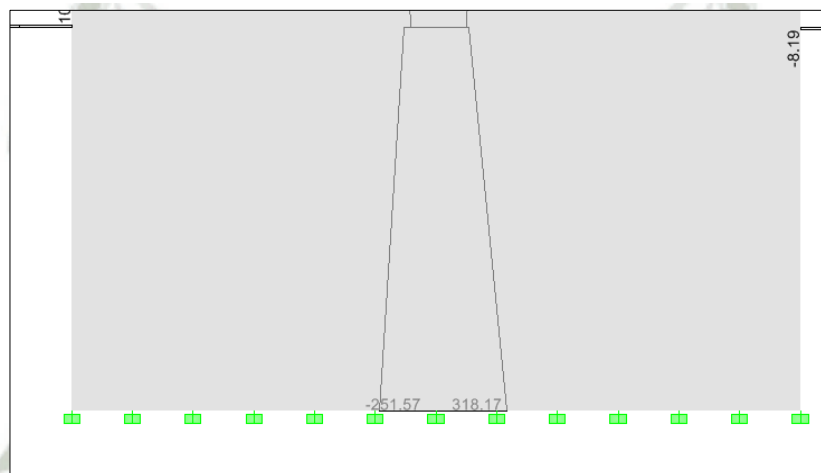


FIGURA 7.9 –ETABS RESULTADO CORTANTE 2-2 (318.57 Tn)

Las imágenes anteriores 7.7, 7.8 y 7.9 muestran las fuerzas resultantes del programa ETABS de la placa a reforzar. Como la fuerza cortante hallada para el análisis del edificio existente no supera a lo resistente por la placa y con la reducción del valor en este nuevo análisis no habrá problemas para este tipo de fuerza; entonces en lo referente al diseño de reforzamiento se enfatizará en verificar el momento y fuerza axial a través del diagrama de interacción del elemento reforzado en la dirección de deficiencia (paralela al eje longitudinal).

7.6 VERIFICACIÓN DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se muestran los desplazamientos laterales de entrepiso para el análisis del edificio con las modificaciones consideradas para la correspondiente verificación de derivas.

DIRECCIÓN X-X

Datos: R = 2
Distors. Max. = 0.007

Piso o Nivel	Altura de Entrepiso h (cm)	DESPLAZ. LINEAL ELAST.	DESPLAZ. LATERAL NORMA E.30				Observac.
		Desplaz. Respecto al Suelo (cm)	Desplaz. Respecto al Suelo Δ (cm)	Desplaz. Relativo de Entrepiso Δ (cm)	Distorsión Δ/h	Distorsión Permitida	
T.E.		12.43	18.65				
	225			0.57	0.003	0.007	Ok
C.M.		12.05	18.08				
	365			0.42	0.001	0.007	Ok
12		11.77	17.66				
	305			1.62	0.005	0.007	Ok
11		10.69	16.04				
	275			1.59	0.006	0.007	Ok
10		9.63	14.45				
	275			1.70	0.006	0.007	Ok
9		8.50	12.75				
	275			1.70	0.006	0.007	Ok
8		7.37	11.06				
	275			1.71	0.006	0.007	Ok
7		6.23	9.35				
	275			1.65	0.006	0.007	Ok
6		5.13	7.70				
	275			1.64	0.006	0.007	Ok
5		4.04	6.06				
	275			1.64	0.006	0.007	Ok
4		2.95	4.43				
	305			1.14	0.004	0.007	Ok
3		2.19	3.29				
	305			1.19	0.004	0.007	Ok
2		1.40	2.10				
	305			1.16	0.004	0.007	Ok
1		0.63	0.95				
	383			0.89	0.002	0.007	Ok
Sotano		0.04	0.05				
	340			0.05	0.000	0.007	Ok
0		0	0.00				
4,458				6.06	0.001	0.007	Ok

CUADRO 7.1 – DESPLAZAMIENTO ENTREPISO X-X

DIRECCIÓN Y-Y

Datos: R = 4
Distors. Max. = 0.007

Piso o Nivel	Altura de Entrepiso h (cm)	DESPLAZ. LINEAL ELAST.	DESPLAZ. LATERAL NORMA E. 30				Observac.
		Desplaz. Respecto al Suelo (cm)	Desplaz. Respecto al Suelo Δ (cm)	Desplaz. Relativo de Entrepiso Δ (cm)	Distorsión Δ/h	Distorsión Permitida	
T.E.	225	6.80	20.40	1.44	0.006	0.007	Ok
C.M.	365	6.32	18.96	2.28	0.006	0.007	Ok
12	305	5.56	16.68	1.65	0.005	0.007	Ok
11	275	5.01	15.03	1.56	0.006	0.007	Ok
10	275	4.49	13.47	1.59	0.006	0.007	Ok
9	275	3.96	11.88	1.57	0.006	0.007	Ok
8	275	3.44	10.31	1.58	0.006	0.007	Ok
7	275	2.91	8.73	1.53	0.006	0.007	Ok
6	275	2.40	7.20	1.44	0.005	0.007	Ok
5	275	1.92	5.76	1.17	0.004	0.007	Ok
4	305	1.53	4.59	1.80	0.006	0.007	Ok
3	305	0.93	2.79	1.14	0.004	0.007	Ok
2	305	0.55	1.65	0.66	0.002	0.007	Ok
1	383	0.33	0.99	0.78	0.002	0.007	Ok
Sótano	340	0.07	0.21	0.21	0.001	0.007	Ok
0		0	0.00				
4,458				5.76	0.001	0.007	Ok

CUADRO 7.2 – DESPLAZAMIENTO ENTREPISO Y-Y

La verificación de desplazamientos de entrepiso (tablas 7.1 y 7.2), tras el análisis sísmico espectral de la propuesta de intervención al edificio, muestra que para las dos direcciones principales las derivas no superan el 7‰, mínimo requerido en la norma E-030 para edificaciones en concreto armado.

8.2 DISEÑO DEL REFUERZO

Para el diseño del refuerzo en la placa “J” se incrementa la longitud de esta a través de elementos de concreto armado que trabajan conjuntamente formando una nueva placa con resistencia superior, capaz de trabajar correctamente ante los esfuerzos tomados del análisis estructural de la propuesta. Se incide en incrementar el momento flector 3-3 que interactuante con la carga axial tendrán que representar un diagrama que interne los esfuerzos dentro de los límites de éste. La fuerza cortante es correctamente tomada por la sección de la placa existente (punto 4.7.4) por lo que no se volverá a verificar este aspecto.

8.2.1 ESFUERZOS ACTUANTES EN PLACA SIN REFUERZO

Se comparan los esfuerzos actuantes del análisis de la propuesta en el diagrama de interacción considerando la placa existente.

F. Axial (Tn)	817.4
Momento 3-3 (Tn.m)	3423

CUADRO 8.1 – ESFUERZOS A VERIFICAR

Se ingresa la placa existente en el software CsiCol, configurado con el acero Grado 40 y $f'c=210$ kg/cm², para obtener su diagrama de interacción

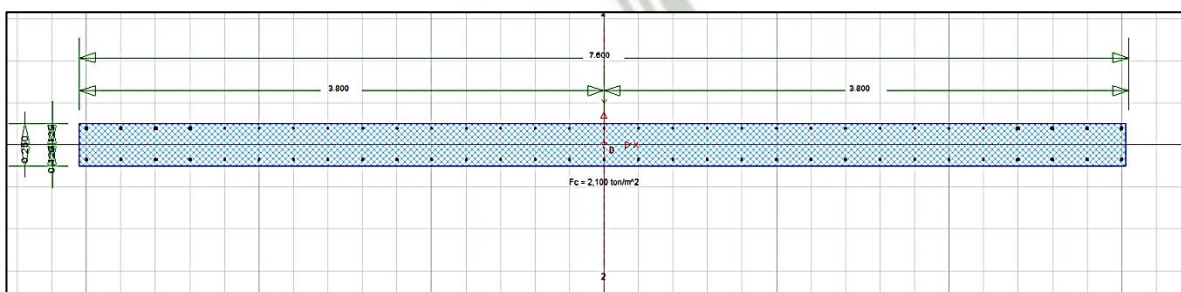


FIGURA 8.2 – PLACA 1 EN CSICOL

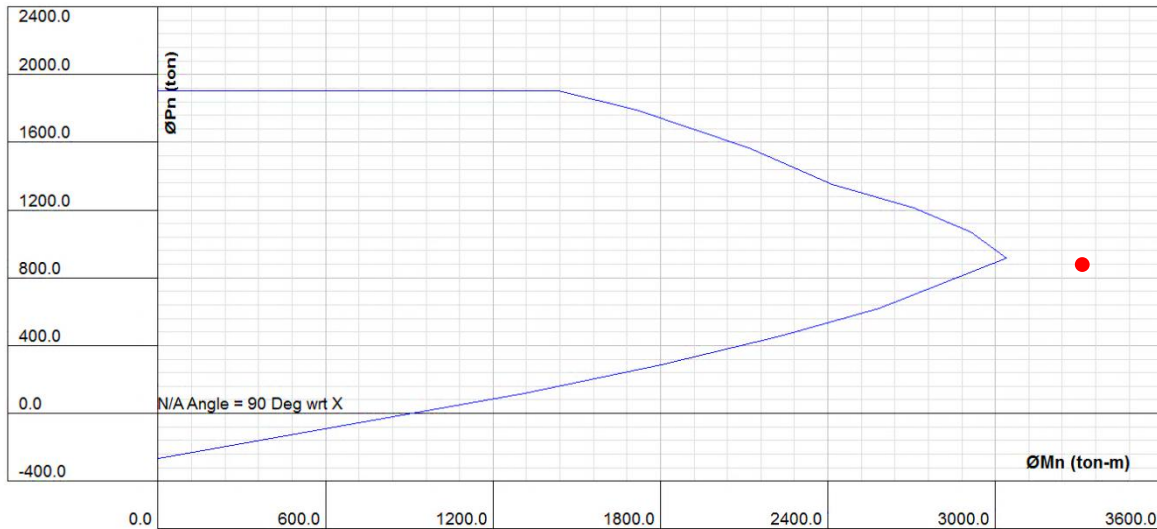


FIGURA 8.3 – DIAGRAMA INTERACCIÓN MOMENTO 3-3-PLACA “J”

Como se puede apreciar el valor del momento flector 3-3 y carga axial que recibe la placa “J” en el nivel de sótano escapan de los límites del diagrama de interacción, luego de reforzar la placa los esfuerzos actuantes deberán estar incluidos dentro del diagrama.

8.2.2 REFUERZO EN PLACA

Los elementos que se adhieren a cada extremo de la placa considerada a reforzar, serán de concreto armado de sección 25x30 cm, cada uno, y con 6 barras de acero de refuerzo de diámetro 1” confinadas por estribos de diámetro 3/8”, anclados al concreto existente. Las barras de acero de 1”, serán ancladas a la cimentación en la parte inferior y a la propia placa en la parte superior como se detalla en las dos imágenes siguientes.

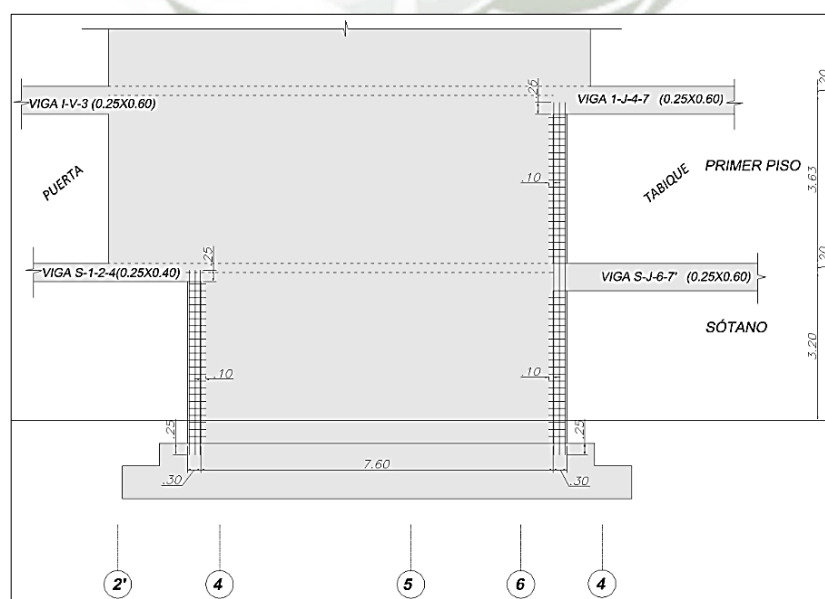


FIGURA 8.4 –PLACA “J” REFORZADA

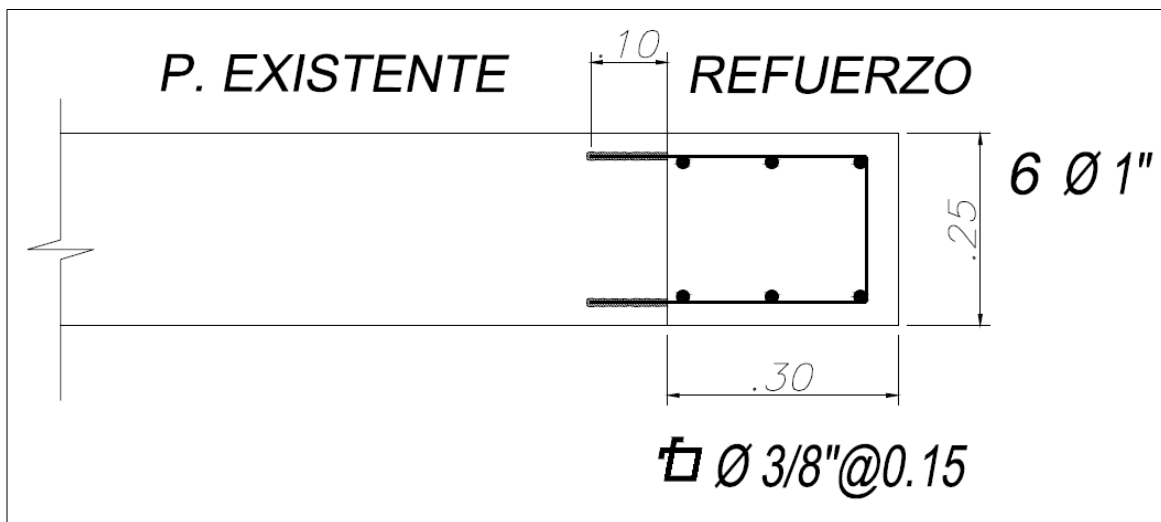


FIGURA 8.5 –PLACA “J” REFORZADA DETALLE EXTREMOS

El concreto nuevo tendrá un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y estará unido al concreto antiguo por medio de un puente de adherencia epóxico aplicado en toda el área de contacto. La placa existente deberá ser tratada para recibir el aditivo de adherencia epóxica mencionado. Ya que no tiene tarrajeo, será necesaria la remoción de pintura y la extacción de una capa de alrededor de 5mm del concreto en las caras de contacto para garantizar la correcta unión de elementos.

Se realizará anclaje químico sobre la placa existente de las barras de diámetro 1” y los estribos de 3/8”, considerando longitudes de empotramiento de 25cm para $\phi 1$ ” y de 10cm para $\phi 3/8$ ”, valores tomados de las especificaciones técnicas para anclaje químico de barras de construcción en concreto “Sistema de anclaje adhesivo HIT-RE 500” de la marca HILTI.

Fijador	Diámetro del anclaje	Empotramiento estándar ¹	Broca Hilti recomendado ²	No. aproximado de fijaciones/cartucho ³			Resistencia permisible de adhesión en concreto 4000 psi (281 kg/cm ²)	
				330 ml	500 ml	1400 ml	Tracción	
							(kg)	(lb)
Varilla de construcción	#3 o 3/8"	3 ½"	TE-C3X 1/2 x 6"	40	70	221	3719	8200
	#4 o 1/2"	4 ½"	TE-C3X 5/8 x 8"	25	46	125	5352	11800
	#5 o 5/8"	5 ⅝"	TE-C3X 5/8 x 8"	16	30	83	8028	17700
	#6 o 3/4"	7"	TE-YX 7/8 x 10"	11	18	56	13108	28900
	#7 o 7/8"	7 ½"	TE-YX 1 x 13"	8	15	41	16011	35300
	#8 o 1"	9"	TE-YX 1 ⅛ x 15"	6	12	31	19232	42400
	#9 o 1 ⅛"	10 ⅛"	TE-YX 1 ⅜ x 23"	3	5	14	28032	61800
	#10 o 1 ¼"	12 ⅜"	TE-YX 1 ½ x 23"	2	4	11	35244	77700
	#11 o 1 ⅜"	14 ½"	TE-YX 1 ½ x 23"	1	2	7	44905	99000

CUADRO 8.2 – LONGITUDES EMPOTRAMIENTO HIT-RE 500 (HILTI)

Los estribos que se presentan como parte del reforzamiento no responden al diseño por corte debido que la placa existente tiene respuesta correcta a la fuerza cortante; es entonces que han sido considerados para confinar las barras verticales y ayudar con la unión de concretos.

8.2.3 VERIFICACIÓN PLACA REFORZADA

La placa reforzada contendrá aceros de dos tipos, el acero Grado 40 en la parte existente (doble enmallado) y acero Grado 60 en la zona de intervención, por este motivo se procede a la verificación considerando como significativo el aporte del acero a colocar, estando así por el lado de la seguridad.

Se ingresa la sección de la placa nueva en el programa CSICol, como en las verificaciones anteriores; pero considerando el acero Grado 60, requerido por la propuesta y comercializado en la actualidad. La sección nueva es de 8.2m de largo y conserva el ancho de 25cm.

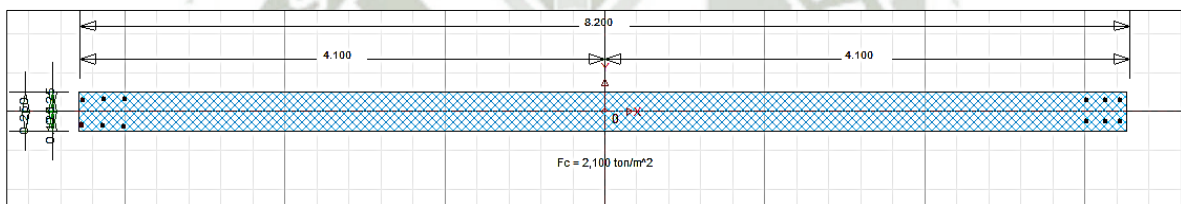


FIGURA 8.6 –PLACA “J” REFORZADA EN CSICOL

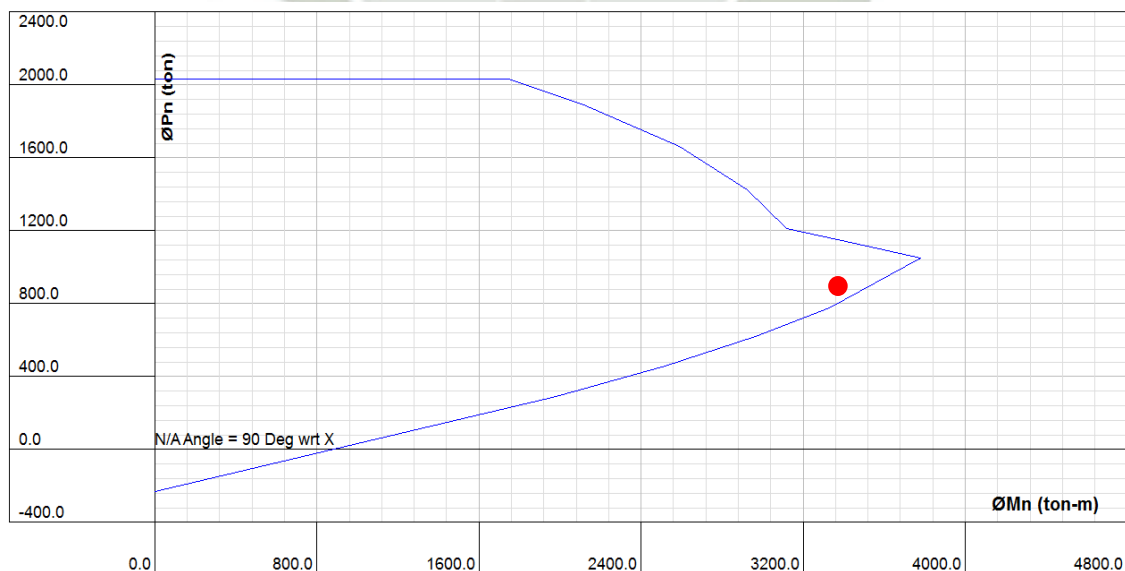


FIGURA 8.7 – DIAGRAMA INTERACCIÓN MOMENTO 3-3 SECCIÓN REFORZADA

El reforzamiento aplicado a la placa, encontrada deficiente para los esfuerzos recibidos, hace que se incluyan al momento de mayor valor y a la carga axial dentro de los límites de seguridad en el diagrama de interacción. De esta manera se verifica que el reforzamiento es adecuado y el elemento será capaz de recibir los esfuerzos a los que análisis estructural indica está sometido.



CAPÍTULO IX

METRADO Y PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA

Se considera para la realización del metrado y presupuesto de la propuesta de intervención y reforzamiento las tareas o partidas específicas requeridas para la ejecución de ésta, a fin de cumplir la intención de mejorar el comportamiento estructural. Sin considerar aspectos como pintura o algún tipo de acabado, los cuales formarían parte de un proyecto de mantenimiento global de la pintura o de uniformizar los acabados de todo el edificio.

9.1 PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA

PRESUPUESTO

Obra: Tesis "Evaluación y Reforzamiento Estructural Ex Hotel Presidente"
Lugar: Cercado- Arequipa

ITEM	PARTIDA	UND.	METRADO	P. UNITARIO (S./.)	PARCIAL (S./.)	TOTAL
01.01	TABIQUERÍA					
01.01.01	DESMONTAJE Y MONTAJE DE PUERTAS	m2	516.55	38.60	19940.24	
01.01.02	DESMONTAJE Y MONTAJE DE VENTANAS	m2	632.06	27.02	17079.45	
01.01.03	DEMOLICIÓN TABIQUE LADRILLO TUBULAR	m2	4211.62	10.71	45087.02	
01.01.04	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES	m3	983.23	27.81	27339.93	
01.01.05	TARRAJEO CONTORNO VANOS	m2	880.91	32.51	28639.31	
01.01.06	TABIQUERÍA DRYWALL e=13cm C/RELLENO ACÚSTICO C/PLANCHA 5/8"	m2	4211.62	112.73	474786.65	612872.59
01.02	DEMOLICIÓN AMPLIACIÓN SEGUNDO NIVEL					
01.02.01	DESMONTAJE DE PUERTAS	m2	6.75	27.02	182.40	
01.02.02	DESMONTAJE DE VENTANAS	m2	4.20	18.01	75.66	
01.02.03	DEMOLICIÓN LOSA ALIGERADA H=0.20M	m2	31.94	22.22	709.69	
01.02.04	DEMOLICIÓN TABIQUE LADRILLO TUBULAR	m2	70.84	10.71	758.37	
01.02.05	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES	m3	12.04	27.81	334.86	2060.98
01.03	REFORZAMIENTO PLACA EJE "J"					
01.03.01	DESMONTAJE Y MONTAJE DE PUERTAS	m2	5.98	38.60	230.67	
01.03.02	DEMOLICIÓN PARCIAL TABIQUE LADRILLO TUBULAR	m2	0.97	10.71	10.37	
01.03.03	DEMOLICIÓN PARCIAL CONCRETO ARMADO VIGA SÓTANO	m3	0.05	130.49	6.85	
01.03.04	APUNTALAMIENTO DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES	m2	19.00	31.43	597.19	
01.03.05	PICADO DE CONCRETO ARMADO PARA PREPARACION DE REFORZAMIENTO	m2	2.96	11.82	34.96	
01.03.06	ADITIVO PTE. ADHERENCIA EPÓXICO	m2	2.66	25.37	67.55	
01.03.07	ANCLAJE HILTI RE-500 ACERO CORRUGADO 3/8" PROF. 100MM	pto	126.00	19.61	2470.55	
01.03.08	ANCLAJE HILTI RE-500 ACERO CORRUGADO 1" PROF. 250MM	pto	24.00	25.26	606.31	
01.03.09	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS	m2	9.04	53.67	484.93	
01.03.10	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA MUROS	m3	0.89	383.85	340.49	
01.03.11	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	362.39	5.03	1821.50	6671.38

SUB-TOTAL S/. 621 604.95

IGV (18%) S/. 111 888.89

TOTAL S/. 733 493.84



9.2 METRADO DE LA PROPUESTA

CUADRO METRADOS - TESIS EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO EX HOTE PRESIDENTE"

ITEM	DESCRIPCIÓN PARTIDA	UND.	CANT.	LARGO	ALTO	ANCHO	PARCIAL	METRADO
01	PROPUESTA INTERVENCIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL							
01.01	TABICQUERIA							
01.01.01	DESMONTAJE Y MONTAJE DE PUERTAS	m2						516.55
	Puertas Piso 2	1	1	-	2.45	5.40	13.23	
	Puertas Piso 3	1	1	-	2.45	4.95	12.13	
	Puertas Piso 4	1	1	-	2.65	6.30	16.70	
	Puertas Plantas Típica	7	7	-	2.55	24.70	440.90	
	Puertas Piso 12	1	1	-	2.85	11.79	33.60	
01.01.02	DESMONTAJE Y MONTAJE DE VENTANAS	m2						632.06
	Ventanas Piso 2	1	1	-	1.05	20.58	21.61	
	Ventanas Piso 3	1	1	-	1.05	20.58	21.61	
	Ventanas Piso 4	1	1	-	-	25.38	25.38	
	Ventanas Plantas Típica	7	7	-	-	71.60	501.20	
	Ventanas Piso 12	1	1	-	-	62.26	62.26	
01.01.03	DEMOLICIÓN TABIQUE LADRILLO TUBULAR	m2						4211.62
	Tabiques Piso 2	1	1	43.42	2.85	-	123.75	
	Tabiques Piso 3	1	1	21.16	1.75	-	37.03	
	Tabiques Piso 4	1	1	31.90	2.85	-	90.92	
	Tabiques Piso 3	1	1	21.50	1.75	-	37.63	
	Tabiques Piso 4	1	1	72.60	2.80	-	203.28	
	Tabiques Planta Típica	7	7	16.35	1.75	-	28.61	
	Tabiques Planta Típica	7	7	173.50	2.55	-	3096.98	
	Tabiques Planta Típica	7	7	38.40	1.10	-	295.68	

9.3 ANÁLISIS PRECIOS UNITARIOS

Se muestra el análisis de precios unitarios, el costo de mano de obra fue tomado de la publicación del mes de agosto del año 2013 de la revista COSTOS de la empresa S10.

**COSTO DE HORA HOMBRE EN OBRAS DE EDIFICACIÓN
(VIGENTE AL 1 DE JUNIO DE 2013)**

ITEM	CONCEPTO	CATEGORÍA		
		OPERARIO	OFICIAL	PEÓN
1.00	REMUNERACIÓN BÁSICA VIGENTE (RB) (vigente del 2013-06-01 al 2014-05-31)	52.10	44.10	39.40
2.00	BONIFICACIÓN UNIFICADA DE CONSTRUCCIÓN (BUC) (vigente del 2013-06-01 al 2014-05-31)	16.67	13.23	11.82
3.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE LA RB 113,25%	59.00	49.94	44.62
4.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE EL BUC 12.00%	2.00	1.59	1.42
5.00	BONIFICACIÓN POR MOVILIDAD ACUMULADA	7.20	7.20	7.20
6.00	OVEROL (2 und anuales)	0.40	0.40	0.40
COSTO DÍA HOMBRE (DH)		137.37	116.46	104.86
COSTO HORA HOMBRE (HH)		17.17	14.56	13.11

FIGURA 9.1 –COSTO HORA HOMBRE

Partida	01.01.01	DESMONTAJE Y MONTAJE DE PUERTAS			Costo unitario directo		38.60
Rendimiento	m2/DIA	MO. 7.00	EQ.	7.00	Unida	Cuadrill	Parcial
Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.		
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.1143	18.89	2.16
	OPERARIO		hh	1.00	1.1429	17.17	19.62
	PEON		hh	1.00	1.1429	13.11	14.98
		Equipos					36.76
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	36.76	1.84
Set' 2013							1.84

Partida	01.01.02	DESMONTAJE Y MONTAJE DE VENTANAS			Costo unitario directo		27.02
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.00	EQ.	10.00	Unida	Cuadrill	Parcial
Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.		
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0800	18.89	1.51
	OPERARIO		hh	1.00	0.8000	17.17	13.74
	PEON		hh	1.00	0.8000	13.11	10.49
		Equipos					25.74
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	25.74	1.29
Set' 2013							1.29

Partida	01.01.03	DEMOLICIÓN TABIQUES LADRILLO TUBULAR e=0.15-0.25			Costo unitario directo		10.71
Rendimiento	m2/DIA	MO. 17.00	EQ.	17.00	Unida	Cuadrill	Parcial
Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.		
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0471	18.89	0.89
	PEON		hh	1.00	0.4706	13.11	6.17
		Equipos					7.06
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.00	7.06	0.35
	MARTILLO ELÉCTRICO 1500W			1.00	0.4706	7.00	3.29
Set' 2013							3.65

Partida	01.01.04	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 250.00	EQ.	250.0		Costo unitario directo		27.81
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
		Mano de Obra						
	CAPATAZ		hh		0.10	0.0032	18.89	0.06
	PEON		hh		3.00	0.0960	13.11	1.26
								1.32
		Equipos						
	CAMION VOLQUETE 4 x 2 210-280 HP 8m3		hm		4.0000	0.1280	205.90	26.36
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			10	1.32	0.13
Set' 2013								26.49

Partida	01.01.05	TARRAJEO CONTORNO VANOS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8	EQ.	8.00		Costo unitario directo		32.51
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
		Mano de Obra						
	CAPATAZ		hh		0.10	0.1000	18.89	1.89
	OPERARIO		hh		1.00	1.0000	17.17	17.17
	PEON		hh		0.50	0.5000	13.11	6.56
								25.61
		Materiales						
	CLAVOS CON CABEZA 3"		kg			0.0220	3.48	0.08
	ARENA FINA		m3			0.0170	65.00	1.11
	AGUA		m3			0.0040	6.00	0.02
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP		bls			0.1170	17.29	2.02
	MADERA TORNILLO		p2			0.5800	4.60	2.67
	MADERA CEDRO		p2			0.0250	9.30	0.23
								6.13
		Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			3	25.61	0.77
Set' 2013								0.77

Partida	01.01.06	TABICERÍA DRYWALL e=13cm C/RELLENO ACÚSTICO C/PLANCHA 5/8"						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.00	EQ.	14.00		Costo unitario directo		112.7
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
		Mano de Obra						
	CAPATAZ		hh		0.10	0.0571	18.89	1.08
	OPERARIO		hh		1.00	0.5714	17.17	9.81
	OFICIAL		hh		1.00	0.5714	14.56	8.32
	PEON		hh		0.25	0.1429	13.11	1.87
								21.08
		Materiales						
	CLAVOS RAMSET P/FIACIÓN SERIE 1500 1"		cto			0.0130	17.80	0.23
	TORNILLO GRABBER WAFER HEAD SELF DRILLIN N°8X1/2" PTA BROCA		cto			0.0800	9.00	0.72
	TORNILLO GRABBER SELF DRILLING N°6X11/4" PTA BROCA		cto			0.2600	10.00	2.60
	PLANCHA DE FIBROCEMENTO DE 12MM 1.22X2.44M SUPERBOARD		pl			0.7295	76.30	55.66
	MASILLA PARA JUNTAS		kg			1.8000	1.57	2.83
	CINTA P/JUNTA EXTERIOR FIBRA DE VIDRIO 2"X300'		pza			0.0280	28.00	0.78
	FULMINANTE RAMNSET CAL 22 VERDE TIROXTIRO		cto			0.0130	28.35	0.37
	ESQUINERO PLÁSTICO RECTO 1 1/4"X8"		pza			0.0080	4.27	0.03
	LANA DE FIBRA DE VIDRIO 3 1/2" (R11)-0.61X2.44M		m2			1.0000	8.39	8.39
	MADERA TORNILLO		p2			0.1370	4.60	0.63
	RIEL METÁLICO 90X32MM(3 5/8"X1 1/4") E=090MM L=3.00M		pza			0.3500	18.15	6.35
	PARANTE METÁLICO 89X50MM(3 5/8"X2") E=0.90MM L=3.00M		pza			0.7950	15.00	11.93
	ESQUINERO METÁLICO 32MM (1 1/4") E=0.45MM L=2.40M		pza			0.0080	9.00	0.07
								90.59
		Equipos						
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			5	21.08	1.05
Set' 2013								1.05

Partida	01.02.01	DESMONTAJE DE PUERTAS							
Rendimiento	m2/DIA		MO. 10.00	EQ. 10.00				Costo unitario directo	27.02
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial	
		Mano de Obra							
	CAPATAZ			hh	0.10	0.0800	18.89	1.51	
	OPERARIO			hh	1.00	0.8000	17.17	13.74	
	PEON			hh	1.00	0.8000	13.11	10.49	
									25.74
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5	25.74	1.29	
Set' 2013									1.29

Partida	01.02.02	DESMONTAJE VENTANAS							
Rendimiento	m2/DIA		MO. 15.00	EQ. 15.00				Costo unitario directo	18.01
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial	
		Mano de Obra							
	CAPATAZ			hh	0.10	0.0533	18.89	1.01	
	OPERARIO			hh	1.00	0.5333	17.17	9.16	
	PEON			hh	1.00	0.5333	13.11	6.99	
									17.16
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5	17.16	0.86	
Set' 2013									0.86

Partida	01.02.03	DEMOLICIÓN LOSA ALIGERADA H=0.20M							
Rendimiento	m2/DIA		MO. 9	EQ. 9.00				Costo unitario directo	22.22
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial	
		Mano de Obra							
	CAPATAZ			hh	0.10	0.0889	18.89	1.68	
	PEON			hh	1.00	0.8889	13.11	11.65	
									13.33
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		20	13.33	2.67	
	MARTILLO ELÉCTRICO 1500W				1.00	0.8889	7.00	6.22	
Set' 2013									8.89

Partida	01.02.04	DEMOLICIÓN TABIQUE LADRILLO TUBULAR							
Rendimiento	m2/DIA		MO. 17.00	EQ. 17.00				Costo unitario directo	10.71
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial	
		Mano de Obra							
	CAPATAZ			hh	0.10	0.0471	18.89	0.89	
	PEON			hh	1.00	0.4706	13.11	6.17	
									7.06
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5	7.06	0.35	
	MARTILLO ELÉCTRICO 1500W				1.00	0.4706	7.00	3.29	
Set' 2013									3.65

Partida	01.02.05	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES							
Rendimiento	m3/DIA		MO. 230.00	EQ. 250.0				Costo unitario directo	27.81
	Descripción Recurso			Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial	
		Mano de Obra							
	CAPATAZ			hh	0.10	0.0032	18.89	0.06	
	PEON			hh	3.00	0.0960	13.11	1.26	
									1.32
		Equipos							
	CAMION VOLQUETE 4 x 2 210-280 HP 8m3			hm	4.0000	0.1280	205.90	26.36	
	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		10	1.32	0.13	
Set' 2013									26.49

Partida	01.03.01	DESMONTAJE Y MONTAJE DE PUERTAS			Costo unitario directo		38.60
Rendimiento	m2/DIA	MO. 7.00	EQ. 7.00		Unida	Cuadrill	Parcial
	Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.	
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.1143	18.89	2.16
	OPERARIO		hh	1.00	1.1429	17.17	19.62
	PEON		hh	1.00	1.1429	13.11	14.98
							36.76
		Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	36.76	1.84
Set' 2013							1.84

Partida	01.03.02	DEMOLICIÓN PARCIAL TABIQUE			Costo unitario directo		10.71
Rendimiento	m2/DIA	MO. 17.00	EQ. 17.00		Unida	Cuadrill	Parcial
	Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.	
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0471	18.89	0.89
	PEON		hh	1.00	0.4706	13.11	6.17
							7.06
		Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	7.06	0.35
	MARTILLO ELÉCTRICO 1500W			1	0.4706	7.00	3.29
Set' 2013							3.65

Partida	01.03.03	DEMOLICIÓN PARCIAL CONCRETO ARMADO VIGA SÓTANO			Costo unitario directo		130.4
Rendimiento	m3/DIA	MO. 2.50	EQ. 2.50		Unida	Cuadrill	Parcial
	Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.	
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.3200	18.89	6.04
	OPERARIO		hh	1.00	3.2000	17.17	54.94
	PEON		hh	1.00	3.2000	13.11	41.95
							102.94
		Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	102.94	5.15
	MARTILLO ELÉCTRICO 1500W			1.00	3.2000	7.00	22.40
Set' 2013							27.55

Partida	01.03.04	APUNTALAMIENTO DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES			Costo unitario directo		31.43
Rendimiento	m2/DIA	MO. 20.00	EQ. 20.00		Unida	Cuadrill	Parcial
	Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.	
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0400	18.89	0.76
	OPERARIO		hh	1.00	0.4000	17.17	6.87
	PEON		hh	1.00	0.4000	13.11	5.24
							12.87
		Materiales					
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO Nº8		kg		0.0500	3.48	0.17
	CLAVOS PARA MADERA C/C		kg		0.0500	3.48	0.17
	MADERA TORNILLO		p2		3.8200	4.60	17.57
							17.92
		Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	12.87	0.64
Set' 2013							0.64

Partida	01.03.05	PICADO DE CONCRETO ARMADO PARA PREPARACION DE REFORZAMIENTO			Costo unitario directo		11.82
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.00	EQ. 12.00		Unida	Cuadrill	Parcial
	Descripción Recurso				Cantidad	Precio S/.	
		Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.20	0.1333	18.89	2.52

	PEON	hh	1.00	0.6667	13.11	8.74	
						11.26	
	Equipos						
Set' 2013	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5	11.26	0.56	0.56

Partida	01.03.06	ADITIVO PTE. ADHERENCIA EPÓXICO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.00	EQ. 10.00		Costo unitario directo		25.37
	Descripción Recurso		Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	hh		0.10	0.0800	18.89	1.51
	OPERARIO	hh		1.00	0.8000	17.17	13.74
							15.25
	Materiales						
	PUENTE DE ADHERENCIA EPÓXICO SIKADUR 32 GEL O SIMILAR	kg			0.3	31.2	9.36
							9.36
	Equipos						
Set' 2013	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5	15.25	0.76
							0.76

Partida	01.03.07	ANCLAJE HILTI RE-500 ACERO CORRUGADO 3/8" PROF. 100MM					
Rendimiento	pto/DIA	MO. 18.00	EQ. 18.00		Costo unitario directo		19.61
	Descripción Recurso		Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	hh		0.10	0.0444	18.89	0.84
	OPERARIO	hh		1.00	0.4444	17.17	7.63
							8.47
	Materiales						
	EPÓXICO RE 500 HILTI O SIMILAR	und			0.0700	102.00	7.14
	BROCA DIAMANTADA DE 1/2"	und			0.0030	80.00	0.24
							7.38
	Equipos						
Set' 2013	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5	8.47	0.42
	TALADRO DE CONCRETO	hm		0.50	0.2222	15.00	3.33
							3.76

Partida	01.03.08	ANCLAJE HILTI RE-500 ACERO CORRUGADO 1" PROF. 250MM					
Rendimiento	pto/DIA	MO. 15.00	EQ. 15.00		Costo unitario directo		25.26
	Descripción Recurso		Unida	Cuadrill	Cantidad	Precio S/.	Parcial
	Mano de Obra						
	CAPATAZ	hh		0.10	0.0533	18.89	1.01
	OPERARIO	hh		1.00	0.5333	17.17	9.16
							10.16
	Materiales						
	EPÓXICO RE 500 HILTI O SIMILAR	und			0.1000	102.00	10.20
	BROCA DIAMANTADA DE 1 1/8"	und			0.0030	130.00	0.39
							10.59
	Equipos						
Set' 2013	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5	10.16	0.51
	TALADRO DE CONCRETO	hm		0.50	0.2667	15.00	4.00
							4.51

Partida	01.03.09	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS C²A²					Costo unitario directo	53.67	
Rendimiento	m²/DIA	MO. 10.00	EQ.	10.00			Cantidad	Precio S/.	Parcial
Descripción Recurso		Unida		Cuadrill					
		Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0800	18.89	1.51		
	OPERARIO		hh	1.00	0.8000	17.17	13.74		
	OFICIAL		hh	1.00	0.8000	14.56	11.65		
		26.90							
		Materiales							
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO		kg		0.4000	3.48	1.39		
	CLAVOS PARA MADERA C/C		kg		0.2000	3.48	0.70		
	MADERA TORNILLO		p2		3.7700	4.6	17.34		
		19.43							
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5	26.90	1.34		
	ANDAMIO DE METAL Y/O		h	0.50	0.4000	15.00	6.00		
Set' 2013		7.34							

Partida	01.03.10	CONCRETO f'c=210 kg/cm² PARA MUROS					Costo unitario directo	383.8	
Rendimiento	m³/DIA	MO. 7.00	EQ.	7.00			Cantidad	Precio S/.	Parcial
Descripción Recurso		Unida		Cuadrill					
		Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh	0.10	0.1143	18.89	2.16		
	OPERARIO		hh	1.00	1.1429	17.17	19.62		
	OFICIAL		hh	1.00	1.1429	14.56	16.64		
	PEON		hh	5.00	5.7143	13.11	74.91		
		113.34							
		Materiales							
	ARENA GRUESA		m3		0.4200	60.00	25.20		
	PIEDRA CHANCADA 1/2" - 3/4"		m3		0.8500	65.00	55.25		
	AGUA		m3		0.1800	7.00	1.26		
	CEMENTO PORTLAND TIPO IP		bls		9.7400	17.29	168.40		
		250.11							
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3	113.34	3.40		
	VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1		hm	0.50	0.5714	7.75	4.43		
	MEZCLADORA CONCRETO		hm	0.50	0.5714	22.00	12.57		
Set' 2013		20.40							

Partida	01.03.11	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm²					Costo unitario directo	5.03	
Rendimiento	kg/DIA	MO. 200.00	EQ.	200.0			Cantidad	Precio S/.	Parcial
Descripción Recurso		Unida		Cuadrill					
		Mano de Obra							
	CAPATAZ		hh	0.10	0.0040	18.89	0.08		
	OPERARIO		hh	1.00	0.0400	17.17	0.69		
	OFICIAL		hh	0.50	0.0200	14.56	0.29		
		1.05							
		Materiales							
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO		kg		0.0500	2.45	0.12		
	ACERO		kg		1.0700	3.50	3.75		
		3.87							
		Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		10	1.05	0.11		
Set' 2013		0.11							

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

- 1) Realizada la verificación de los elementos estructurales existentes, para las solicitaciones obtenidas del análisis correspondiente, se encontró que la mayoría de los elementos tienen respuestas aceptables para resistir las cargas. Las columnas verificadas son los elementos que presentan mayor holgura a favor.
- 2) La edificación del Ex Hotel Presidente presenta una estructura sin riesgo de colapso inminente, así lo revela la evaluación y análisis estructural efectuados. Sin embargo, los daños existentes en la tabiquería de muros de ladrillo y los esfuerzos ligeramente superiores a la resistencia de algunos elementos estructurales deben ser considerados como de necesaria intervención.
- 3) La Propuesta de Intervención consiste en tres acciones:
 - Reemplazar la dañada tabiquería de ladrillo tubular por tabiquería seca (dry Wall) de menor peso. De manera parcial en el segundo y tercer nivel y de manera total del cuarto al duodécimo nivel.
 - Demoler la ampliación efectuada en el segundo nivel, que no forma parte de la estructura original, debido que representa un sobre esfuerzo para los elementos estructurales colindantes.
 - Reforzar la placa de concreto armado, ubicada en el eje "J" del nivel sótano, ya que recibe esfuerzos superiores a su resistencia.
- 4) Los cambios estructurales que considera la propuesta logran reducir los desplazamientos relativos de entrepiso a valores permitidos por la norma E-030 y los elementos resisten satisfactoriamente los esfuerzos que el análisis estructural indica.
- 5) La propuesta de intervención y reforzamiento para el edificio Ex Hotel Presidente, presentada en esta tesis, consigue la adecuación de la estructura a los parámetros de la normativa vigente. No se cuestiona el diseño original de la edificación realizada en base a normas de su época (año 1963)

10.2 RECOMENDACIONES

- 1) Para el estudio de la estructura de una edificación existente se deben utilizar herramientas y metodologías que permitan modelar y procesar el análisis estructural lo más cercano a la realidad. Una de estas metodologías es el análisis denominado “Pushover” que permite tener datos más precisos sobre la estructura modelada.
- 2) Ante la imposibilidad de aplicar métodos de verificación invasivos o destructivos para la elaboración de una tesis de investigación, donde los ensayos de calidad de los materiales son limitados, se ha tenido que asumir que la construcción se ha efectuado conforme al diseño indicado en los planos.
- 3) Los ensayos efectuados con el fin de verificar la calidad de los materiales, estuvieron limitados a los permisos no destructivos que otorgó el propietario para la elaboración de esta tesis, consecuentemente, se asumió que el acero de refuerzo colocado en los elementos estructurales corresponde al indicado en los planos originales.
Para un proyecto real es necesario corroborar el estado de los materiales con mayor certeza, mediante la utilización de métodos como el picado del concreto para verificar el acero y extracción de testigos de concreto para conocer su resistencia.
- 4) Debido a la antigüedad del edificio se hace necesario, además de la evaluación estructural como la presentada en esta tesis, estudios especializados para verificar el estado de las instalaciones sanitarias y eléctricas.
- 5) Todo proyecto de remodelación y/o reflotamiento del edificio, materia de esta tesis, debe contemplar el análisis de la estructura como respaldo para asegurar su integridad y estabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

NORMAS:

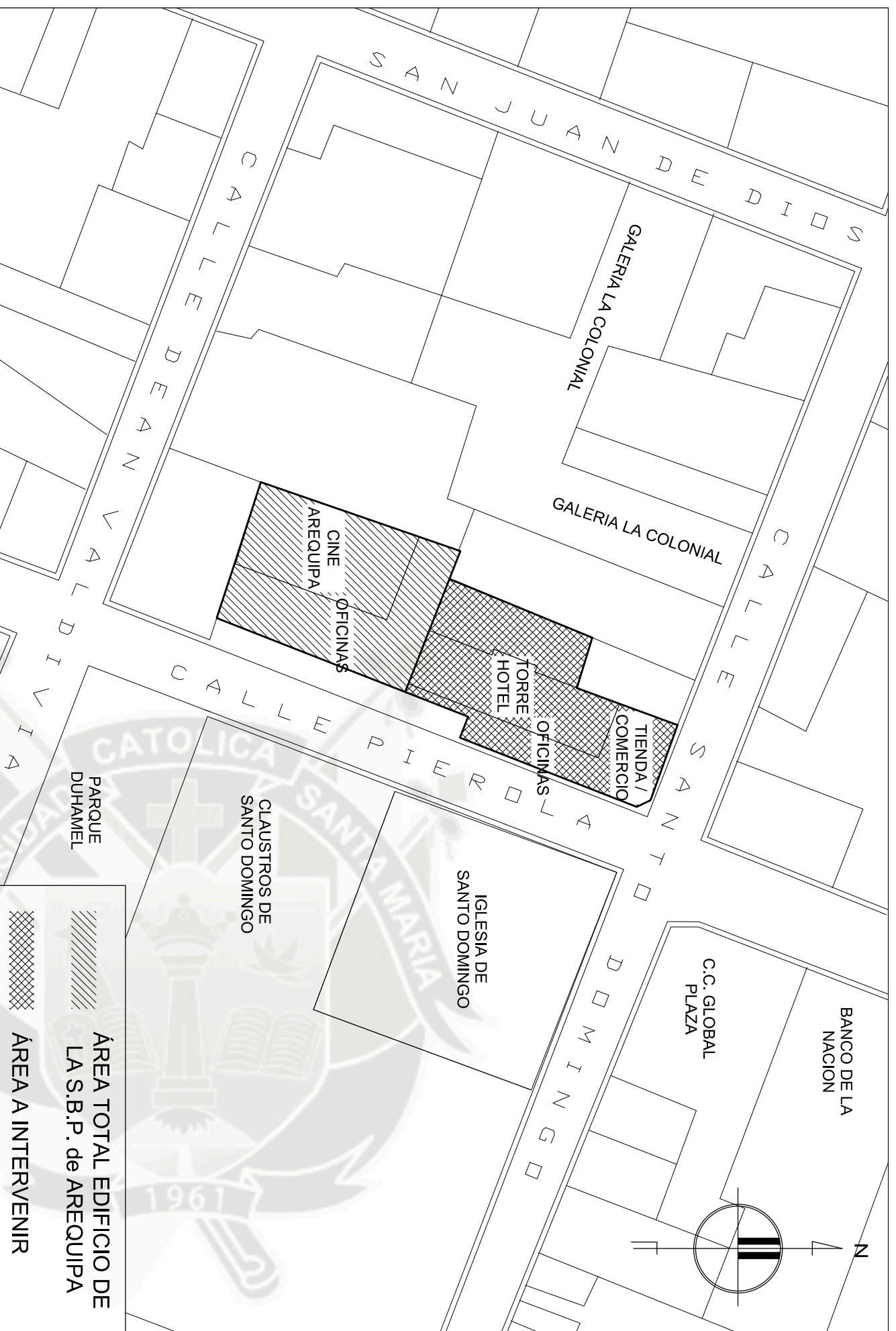
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NTE E.020 CARGAS
NTE E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE
NTE E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
NTE E.060 CONCRETO ARMADO
- COMITÉ ACI 318 S-08, "REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO", 2008, (Versión en español y en sistema métrico)
- FEMA 356 Federal Emergency Management Agency
- ATC 40 Applied Technology Council

LIBROS:

- BAZÁN MELI, "DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS" LIMUSA, MÉXICO
- OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, "MATERIAL DE APOYO PARA LA ENSEÑANZA DE LOS CURSOS DE DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO" 2004, (Tesis para optar grado de Magister), Lima Perú
- BLANCO BLASCO, ANTONIO, "ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO", Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 1ª Edición, 1990, Lima-Perú.
- MORALES MORALES, ROBERTO, "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO" ICG 2006
- ALCADÍA MAYOR DE BOGOTÁ, "GUÍA TÉCNICA PARA INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES DESPUÉS DE UN SISMO" MANUAL DE CAMPO 2002
- INSTITUTO DEL CEMENTO Y HORMIGÓN DE CHILE, "MANUAL DE DETALLAMIENTO PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO", 2009, Santiago Chile

TESIS:

- "ANÁLISIS PUSH-OVER DE EDIFICIOS CON PÓRTICOS DE ACERO EN BOGOTÁ". Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona
- "PUSHOVER ANALYSIS OF A 19 STORY CONCRETE SHEAR WALL BUILDING". Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada
- "PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO CON MUROS REFORZADOS POR BARRAS DÚCTILES Y MALLA ELECTROSOLDADAS" Pontificie Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

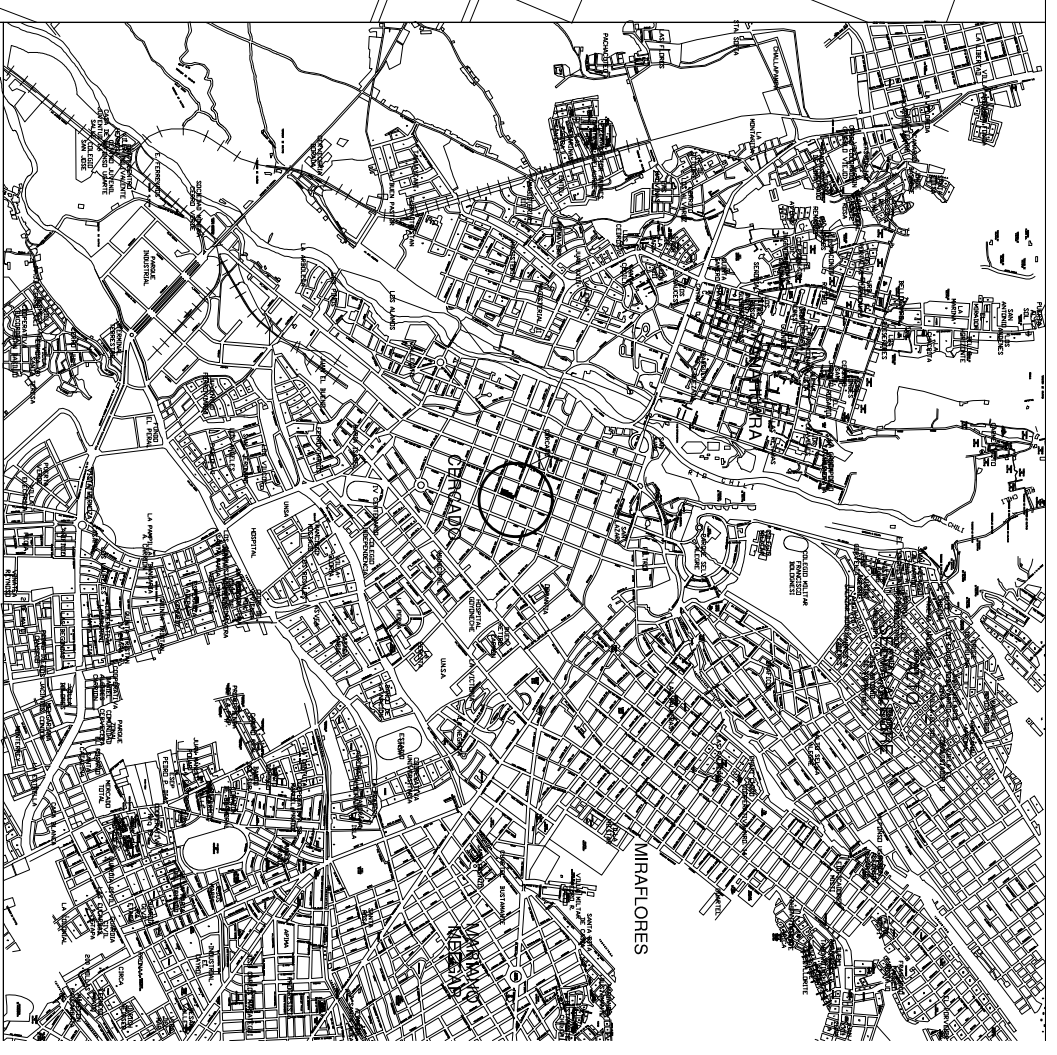


PLANO DE UBICACION

ESCALA: 1/1 000

PARAMETROS	NORMATIVO	PROYECTO	PISOS	AREAS DECLARADAS m ²			TOTAL
				EXISTENTE	DEMOLICION	NUOVA	
USOS	C-7 Comercio Interdistrital	Hotel	Sótano	1150.00			1150.00
DENSIDAD/ NIVEL DE SERVICIO	1'000 000 habit.	1'000 000 habit.	Primero	1005.00			1005.00
COEFICIENTE DE EDIFICACION	3.6	-	Segundo	928.00			928.00
% AREA LIBRE	20% 1° piso 30% pisos superior.	-	Tercero	928.00			928.00
ALTURA MAXIMA	4 pisos a plomo vía con retiro hasta 8p	-	Cuarto	556.00			556.00
RETIROS	FRONTAL	5.00 m.	Quinto a doce	428.00			428.00
			LATERAL				
			POSTERIOR				
ALINEAMIENTO DE FACHADA	0.00	5.00 m.	AREA TOTAL TECHADA			7991.00	
Nº DE ESTACIONAMIENTOS	1 c/100 m ²	30 unidades	AREA LIBRE EN PRIMER PISO			145.00	
			AREA DEL TERRENO			1150.00	

CUADRO DE AREAS



PLANO DE LOCALIZACION

ESCALA: 1/ 10 000

ZONIFICACION - CENTRO HISTORICO AQP. : ZONA DE TRATAMIENTO 2
 AREA DE ESTRUCTURACION URBANA :

DEPARTAMENTO : AREQUIPA
 PROVINCIA : AREQUIPA
 DISTRITO : AREQUIPA
 URBANIZACION : CENTRO HISTÓRICO
 NOMBRE DE LA VÍA : CALLE PIÉROLA ESQ. CALLE STO. DOMINGO
 NUMERO : 201

Propiedad: **SOCIEDAD DE BENEFICENCIA PÚBLICA DE AREQUIPA**

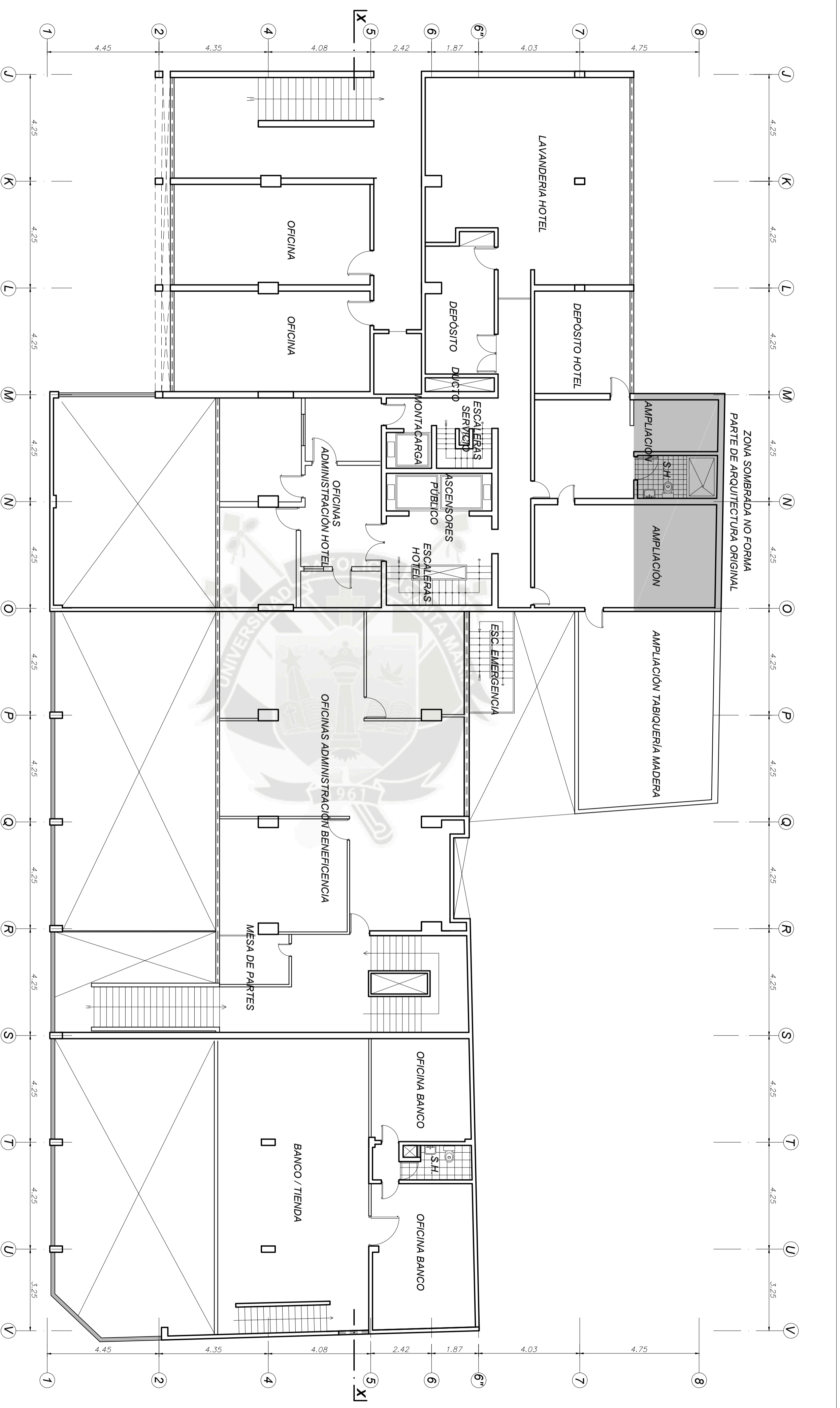
Tesis: **EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO EX HOTEL PRESIDENTE**

Plano: **UBICACION-LOCALIZACION**
 Tasisista: **Luis Humberto Cornejo Tamayo**

Escala: INDICADA
 Fecha : NOV. 2013

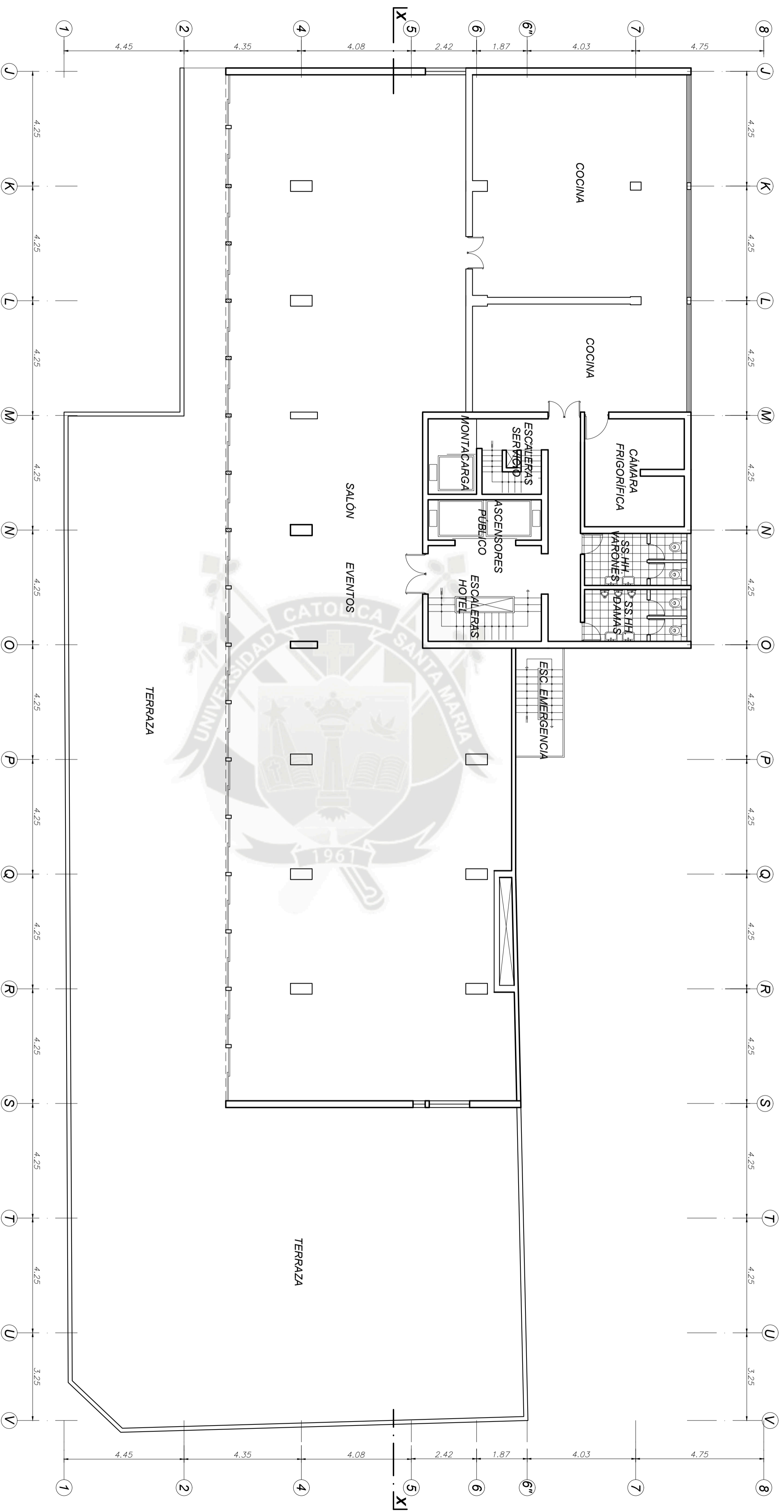
Lamina Nº

U-1



SEGUNDO NIVEL
ESC. 1/100

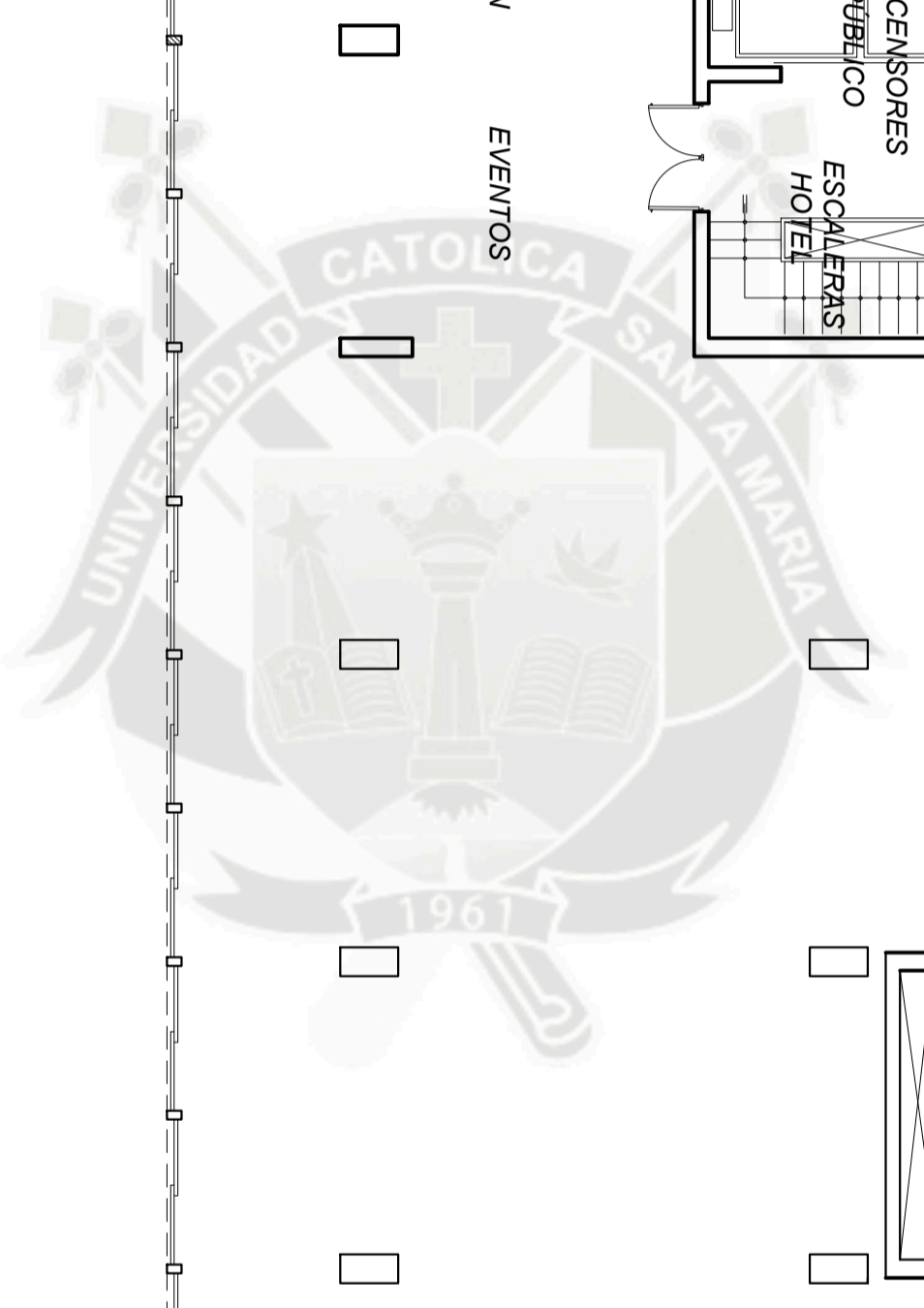
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION:	PAIS: PERU
REGION:	DEPARTAMENTO: AREQUIPA
CIUDAD:	REGIONAL: AREQUIPA
BACHILLER:	LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
DESENHO:	L.H.C.T.
ORIGEN:	LAMINA NUEVA
FECHA:	NOVIEMBRE 2013
UNIVERSIDAD:	UCSM
PROFESOR:	P.P. Ing. CIVIL
PLANTA SEGUNDO PISO	
ESCALA: 1 : 100	
FECHA: NOVIEMBRE 2013	
A-3	

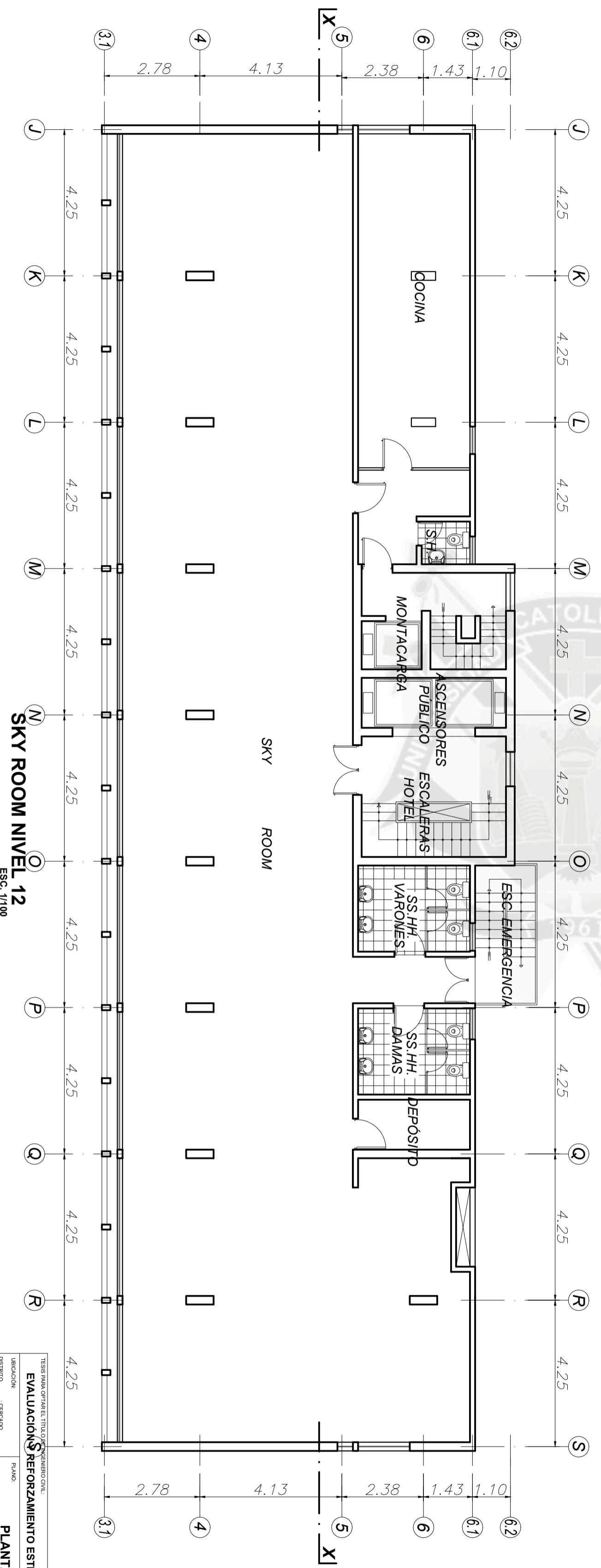
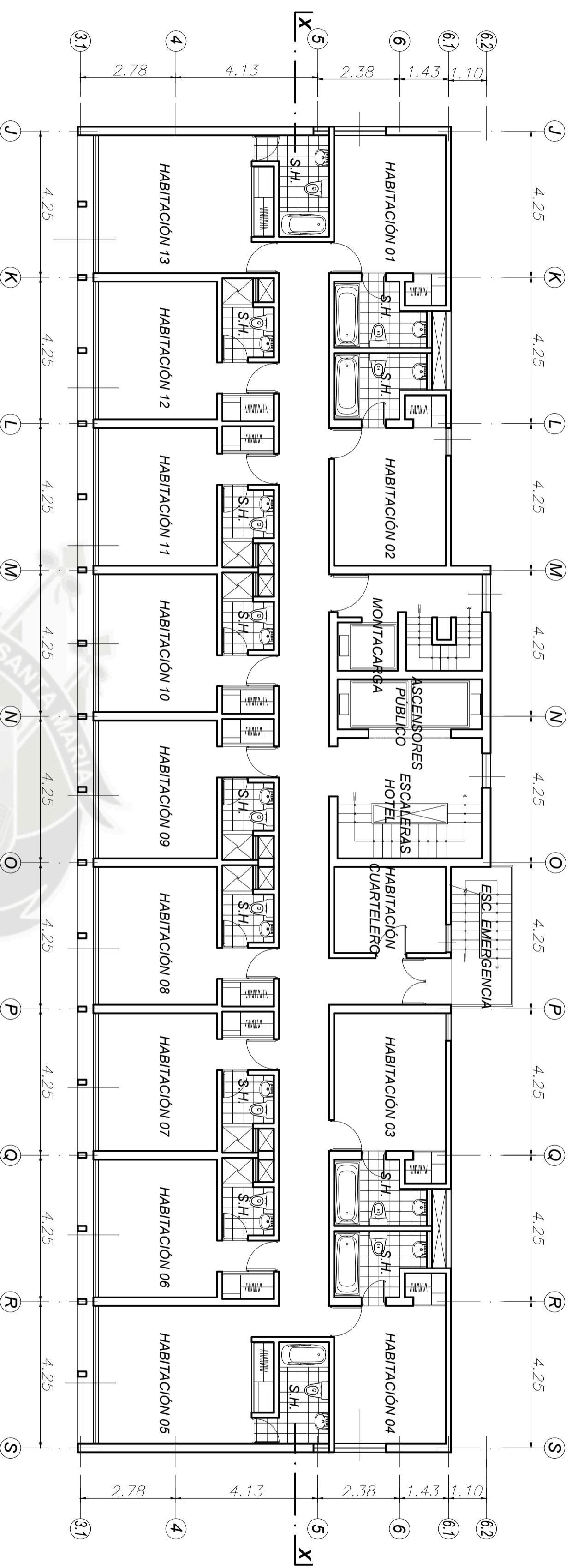


CUARTO NIVEL
ESC. 1/100

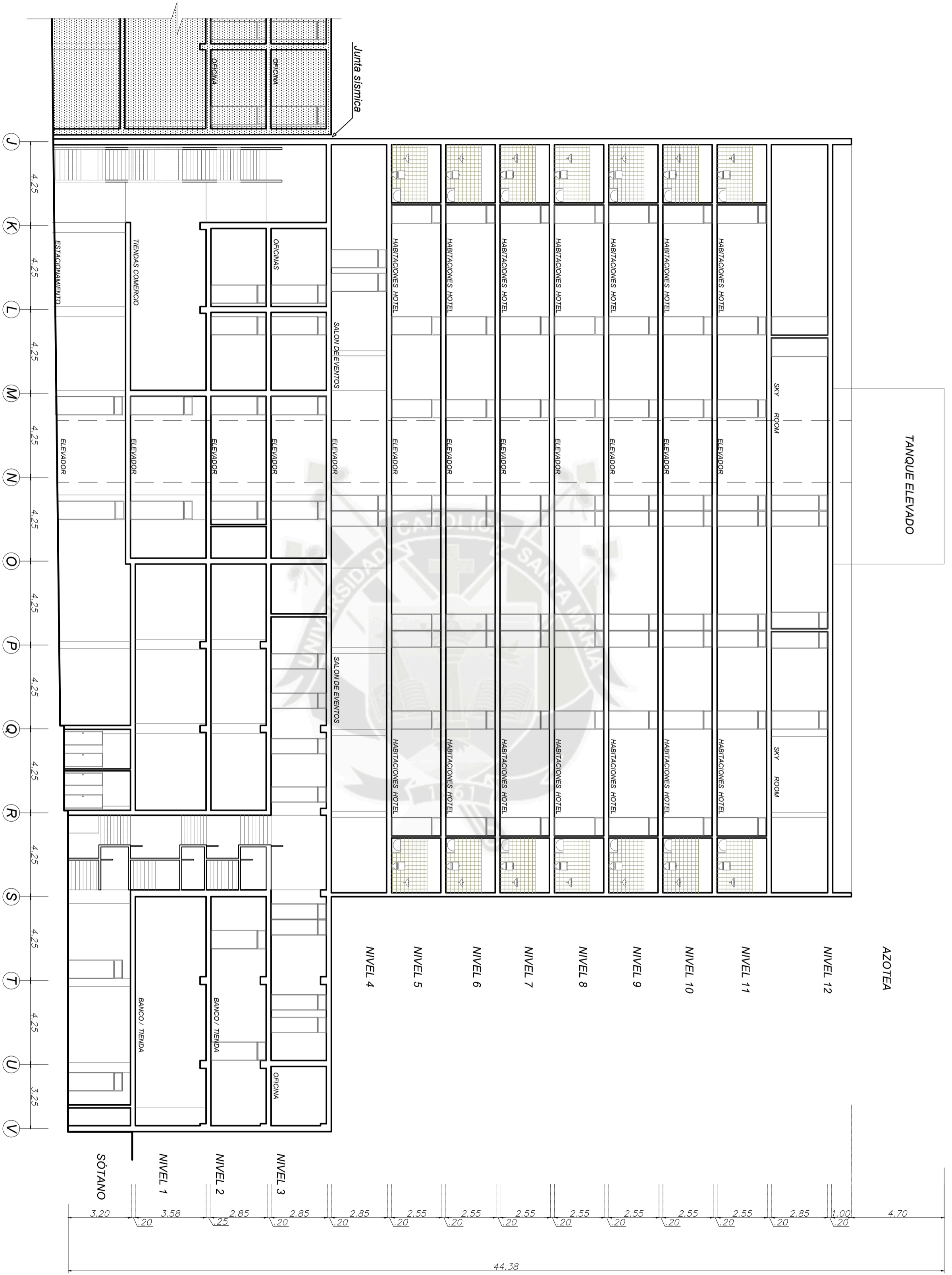
TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL: EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION: DISTRITO : CERCAJO PROVINCIA : TACNA DEPARTAMENTO : AREQUIPA	PAIS: PERU
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	PLAN: PLANTA CUARTO PISO
DISEÑO: L.H.C.T.	ESCALA: 1 : 100
ORIGIN: LAMINA NUEVA	FECHA: NOVIEMBRE 2013
OBSERVACIONES: NOMINATURA ACORDANTES CON LOS DISEÑOS EXISTENTES	LAMINA: A-5

UCSM
P.P. Ing. Civil





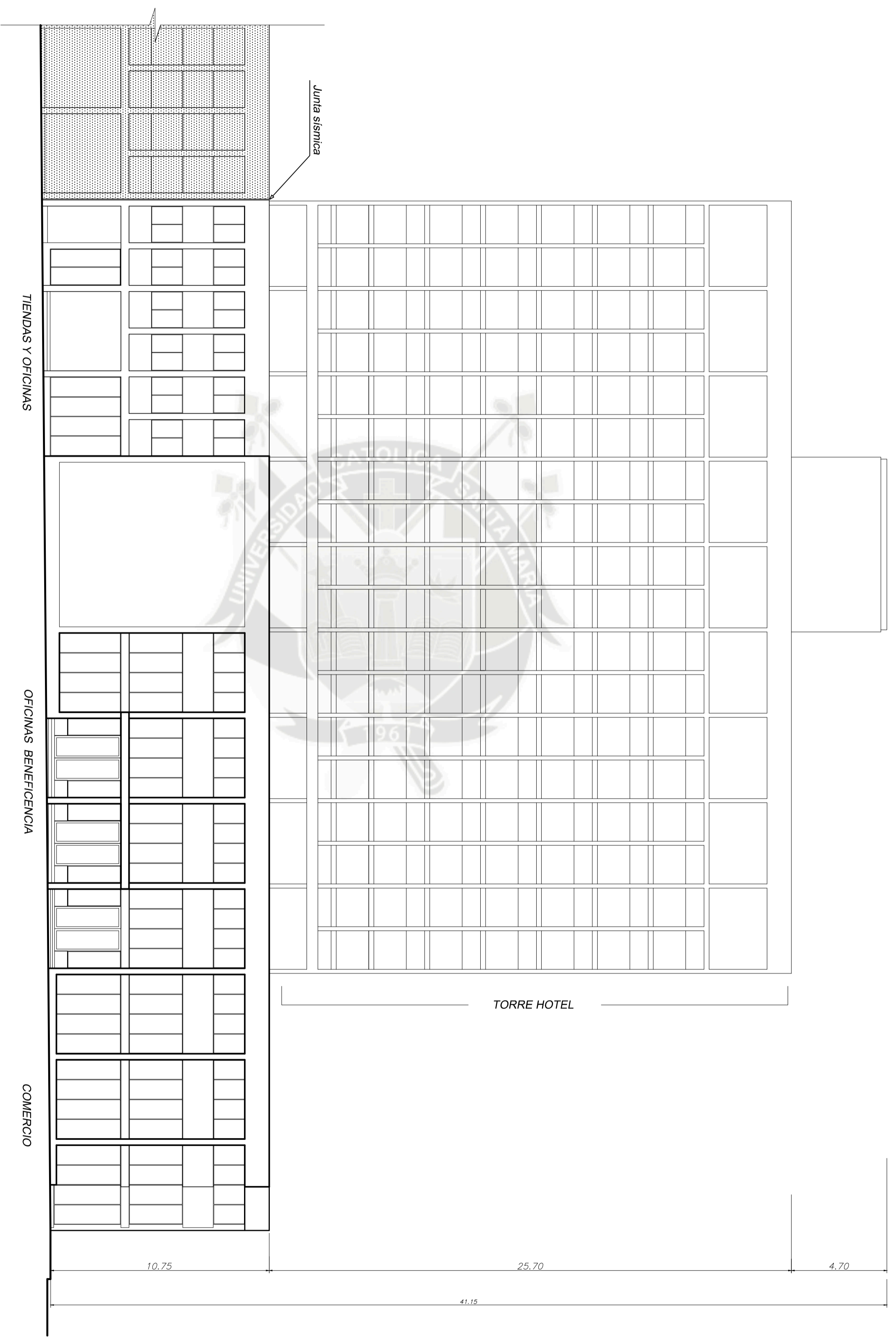
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL EVALUACIONES Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE		PAIS: PERU UBICACION: DEPARTAMENTO DE AREQUIPA	
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA TERESA UCSM P.P. Ing. CIVIL		BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO DISEÑO: L.H.C.T. ORIGIN: LAMINA NUEVA FECHA: NOVIEMBRE 2013	
PLANTA TÍPICA Y SKY ROOM		ESCALA: 1 : 100 A-6	



CORTE LONGITUDINAL X-X
ESC. 1/150

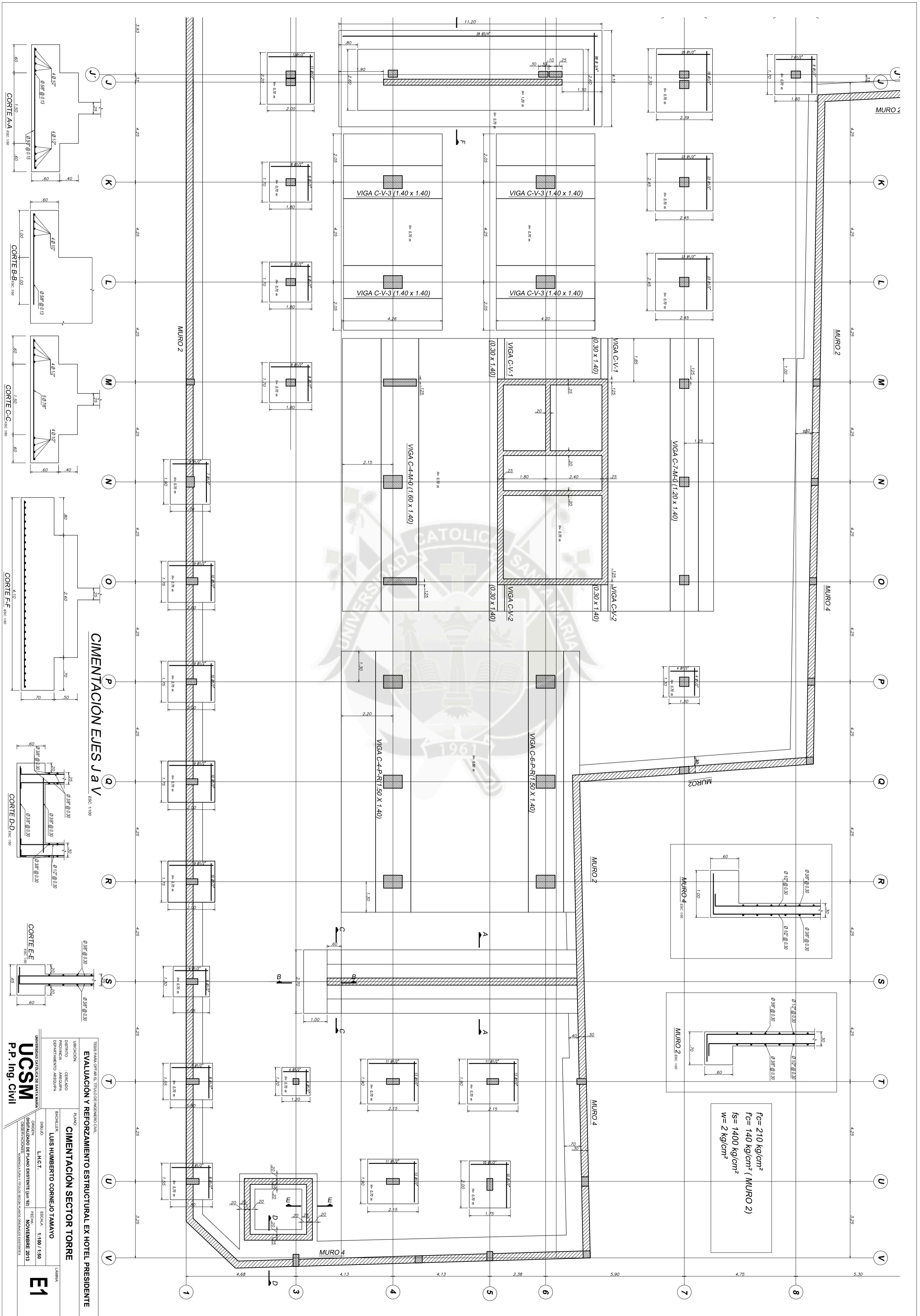
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION: CERCADO DEPARTAMENTO AREQUIPA	PAIS: PERU
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	UCSM
DIBUJO: L.H.C.T.	ESCALA: 1 : 150
ORIGIN: LAMINA NUEVA	FECHA: NOVIEMBRE 2013
OBSERVACIONES:	A-7

44.38



ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1/150

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 UBICACIÓN: PUNTO : CERCAO
 DISTRITO : ARAUCO
 DEPARTAMENTO : ARAUCO
 PAIS : CHILE
 BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
 DIBUJO: L.H.C.T.
 ORIENTE: LAMINA NUEVA
 OBSERVACIONES: NOMINATURA MODIFICADA POR PLANOS COMERCIALES EXISTENTES
 UNIVERSIDAD TECNICA DEL ESTADO TAMAYO
UCSM
 P.P. Ing. CIVIL
 ESCALA: 1 : 150
 FECHA: NOVIEMBRE 2013
A-8



$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $w = 2 \text{ kg/cm}^3$

CIMENTACIÓN EJES J a V

CIMENTACIÓN SECTOR TORRE

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 UBICACIÓN: CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO: JICA
 CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO: JICA
 BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
 PRESENTADO DE PLANO EXISTENTE (UNA V) FECHA: NOVIEMBRE 2013
 OBSERVACIONES: NOMINAL PARA TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA
UCSM
 P.P. Ing. CIVIL

LÁMINA
E1

	K-4 ; L-4	K-6 ; L-6	M-4	N-4	O-4	P-4 ; Q-4 ; R-4	P-6 ; Q-6 ; R-6
SÓTANO							
PRIMER PISO							
SEGUNDO PISO							
TERCER PISO							
CUARTO PISO							
QUINTO PISO							
SEXTO PISO							
SEPTIMO PISO							
OCTAVO PISO							
NOVENO PISO							
DECIMO PISO							
ONCEAVO PISO							
DOCEAVO PISO							

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

CUADRO DE COLUMNAS (a)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
UCSM
 P.P. Ing. Civil

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACIÓN: DISTRITO: CERCADO, PROVINCIA: AREQUIPA, DEPARTAMENTO: AREQUIPA

PLANO: **CUADRO COLUMNAS (a)**

BACHILLER: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**

DIBUJO: **L.H.C.T.**

ORIGEN: DIGITALIZADO DE PLANO EXISTENTE (pH 62)

FECHA: **NOVIEMBRE 2013**

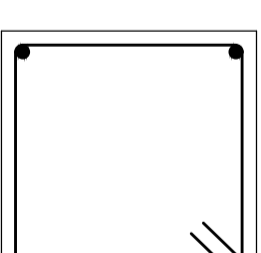
ESCALA: **1 : 40**

LÁMINA: **E4**

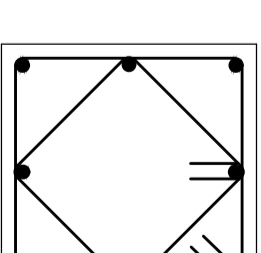
	J-7: O-7	K-7: L-7	M-7	P-7	C-2; G-2; I-2; L-2; K-2; D-2; E-2; F-2	J-2	P-7; P-7'; M-7'; N-7'; O-7'	H-2	D-4; E-4; F-4; G-4; I-4	D-6; E-6; F-6; G-6; I-6	J-4
SOTANO	0.40 x 0.40 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (2)	0.40 x 0.40 12 Ø7/8" 3Ø3/8" @ 30 (3)	0.40 x 0.40 12 Ø3/4" 3Ø1/4" @ 25 (3)	0.40 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (1)	0.30 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.30 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.30 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.50 10 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (6)	0.30 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.40 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)
1er PISO	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.40 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (2)	0.25 x 0.40 10 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (6)	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.30 6 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 10 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)
2do PISO	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.40 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	—	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	—	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)
3er PISO	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	—	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	—	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)
4to PISO	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	—	—	—	—	—	—	—	—

	J-6	N-1	C-4	C-6	B-2'	B-6	P1	J-2	T-1; U-1	S-1	Q-1; P-1; Q-1; R-1
SOTANO	0.30 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.35 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (8)	0.30 x 0.50 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.40 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.70 12 Ø7/8" 3Ø3/8" @ 30 (7)	0.50 x 0.40 12 Ø3/4" 3Ø1/4" @ 25 (7)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 10 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (6)	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 10 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (6)
1er PISO	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.25 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (8)	0.25 x 0.50 6 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 8 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.60 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.40 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (2)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 10 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (6)	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 10 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (6)
2do PISO	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.25 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (8)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.60 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.40 x 0.40 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (2)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 10 Ø3/4" Ø1/4" @ 25 (6)	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 10 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (6)
3er PISO	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.50 x 0.25 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (8)	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.60 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.30 x 0.40 8 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 10 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (6)	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 10 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (6)

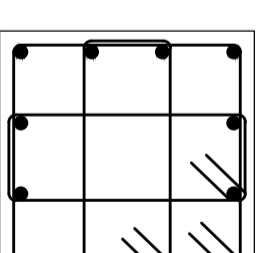
	M-1	T-4 U-4	T-3	V-5	U-5	T-5	V-6"	M-2	V-3	V-4'	U-6" ; T-6"
SOTANO	0.25 x 0.35 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.25 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.50 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.50 x 0.25 8 Ø3/4" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.30 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.30 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.25 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.30 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.30 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)
1er PISO	0.25 x 0.35 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	—	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.40 x 0.25 8 Ø5/8" 2Ø1/4" @ 25 (5)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.25 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)
2do PISO	0.25 x 0.35 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	—	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.40 x 0.25 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.25 x 0.30 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.50 x 0.25 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25
3er PISO	0.25 x 0.35 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.50 6 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 (4)	—	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.30 x 0.25 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25 Fc=140 kg/cm2	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.30 x 0.25 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.40 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25	0.25 x 0.30 4 Ø5/8" Ø1/4" @ 25



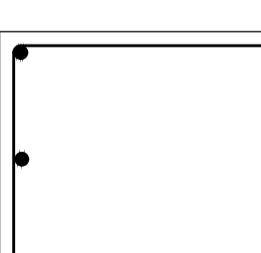
CLAVE 1



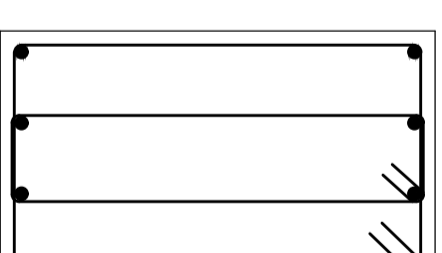
CLAVE 2



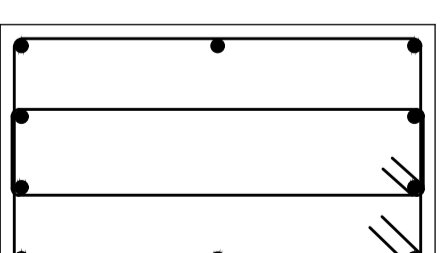
CLAVE 3



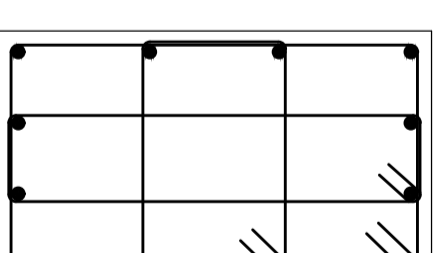
CLAVE 4



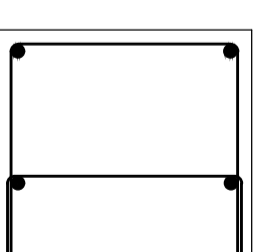
CLAVE 5



CLAVE 6



CLAVE 7



CLAVE 8

$F_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s=1400 \text{ kg/cm}^2$

NOTA.- El numero entre parentesis en el cuadro de columnas indica las clave para la posicion de los fierros y estribos.

CUADRO DE COLUMNAS (b)

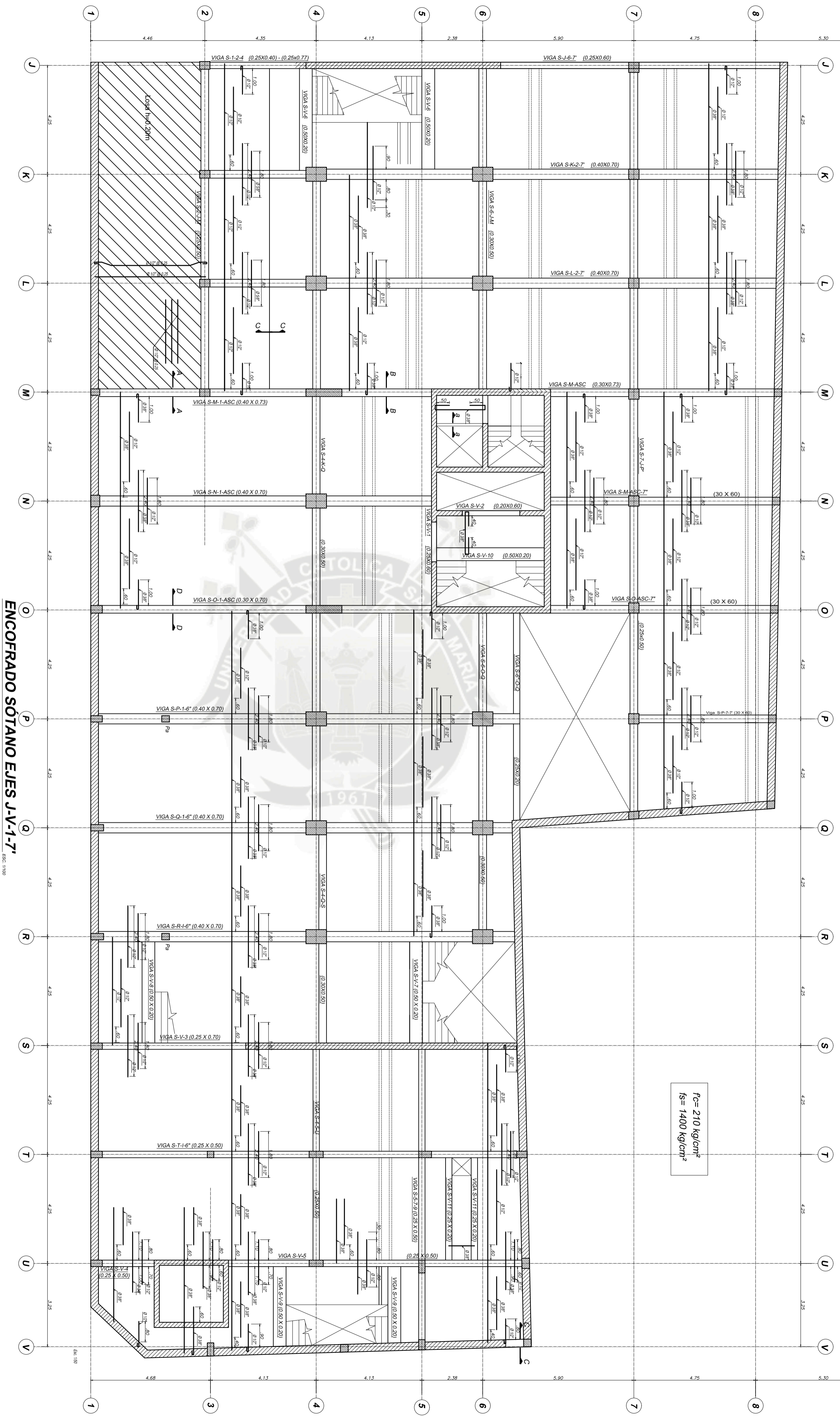
TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION : CERROJO	BACHILLER : LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	FECHA : NOVIEMBRE 2013
DISTRITO : AREQUIPA	DEBIDO : L.H.C.T.	ESCALA : SE
REAFRANTEMIENTO : AREQUIPA	OBJETO : GENERAL Y PLANO DISTINTE (An. 82)	FECHA : NOVIEMBRE 2013
	INSTRUMENTACION : INSTRUMENTACION TOTAL Y ESTACION TOTAL	

P.P. Ingt. Civil

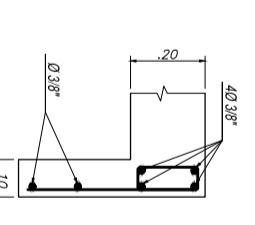
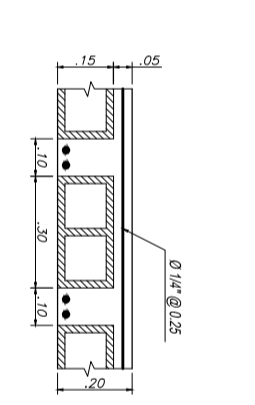
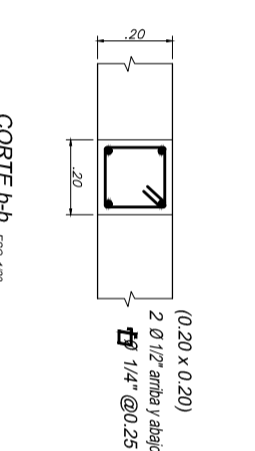
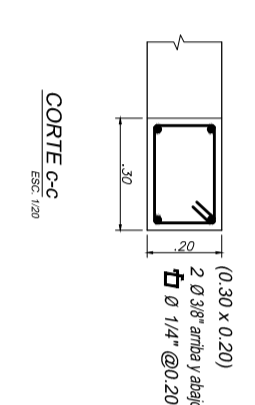
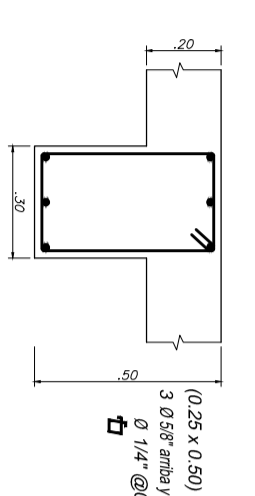
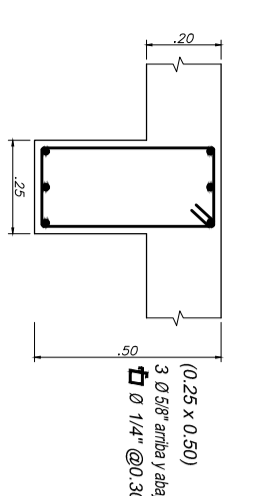
UCSM

E5



ENCOFRADO SÓTANO EJES J-V-1-7'
ESC. 1/100

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
ENCOFRADO SÓTANO EJES J-V-1-7'

UNIVERSIDAD DE SANTIAAGO
UCSM
P.P. Ing. CIVIL

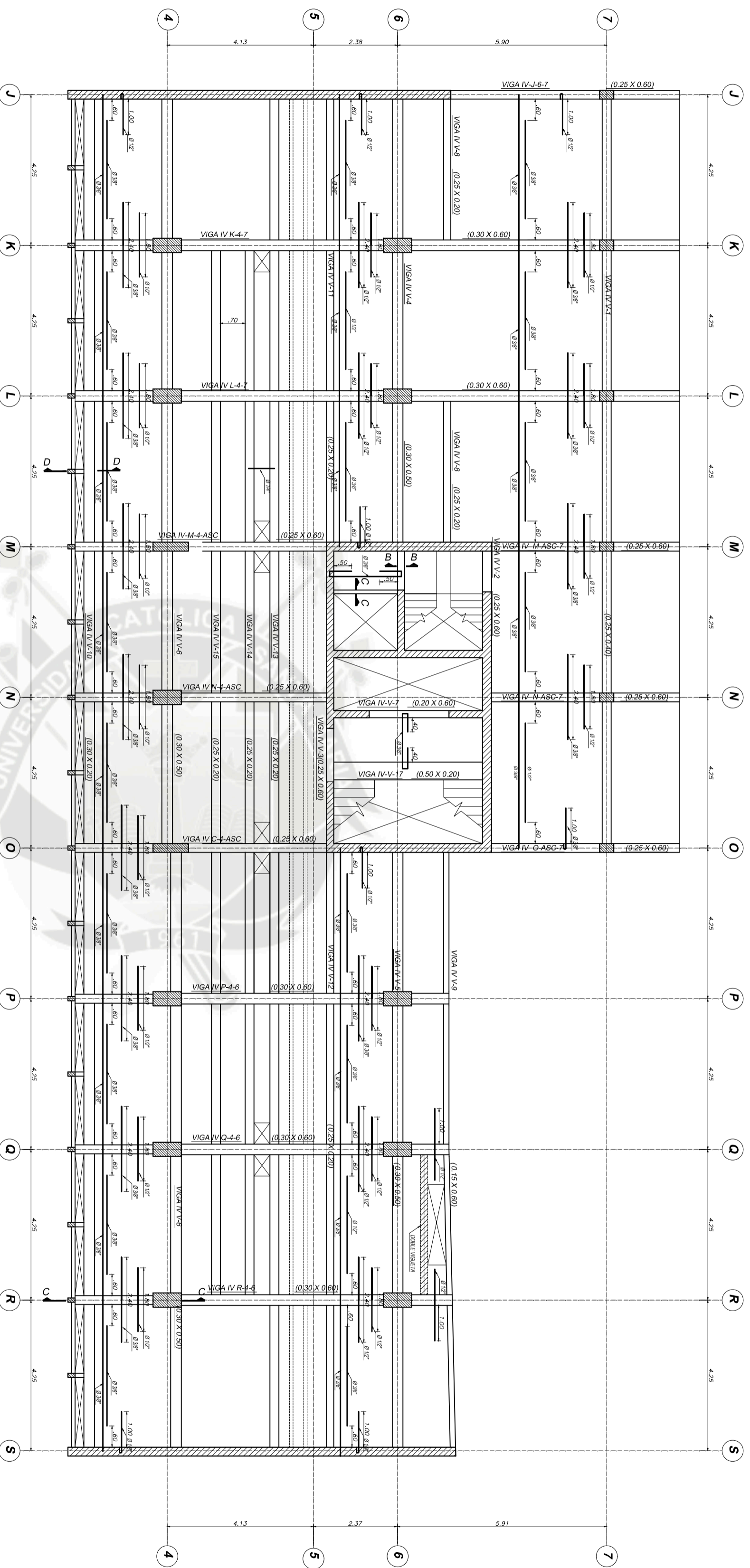
PLANO: ENCOFRADO SÓTANO EJES J-V-1-7'

BOCHILER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

ESCUELA: 1100 / 120
FECHA: NOVIEMBRE 2013

LIBRANK

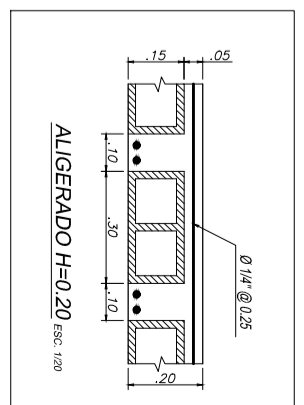
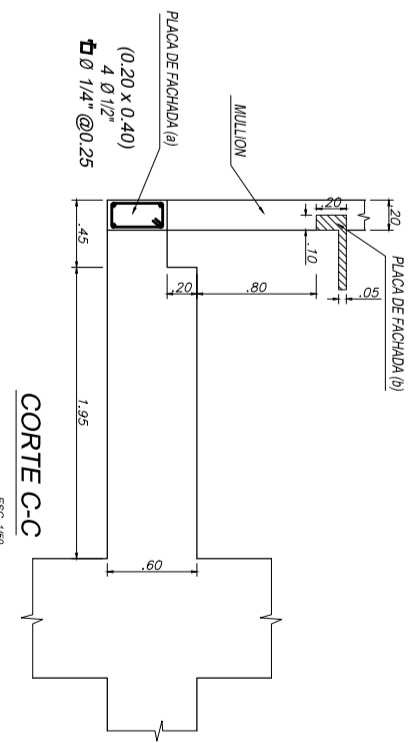
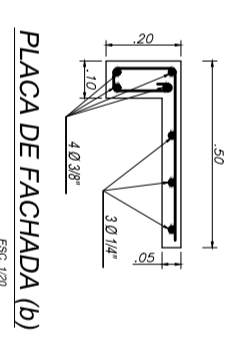
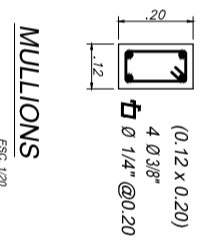
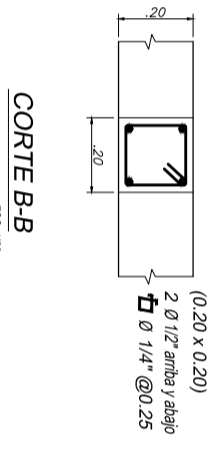
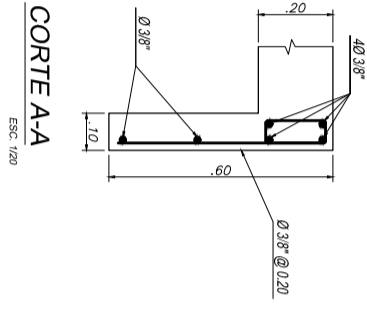
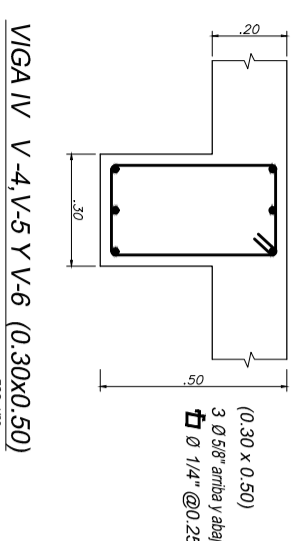
E6



ENCOFRADO 4º PISO

ESC. 1/100

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

ENCOFRADO 4º NIVEL

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO

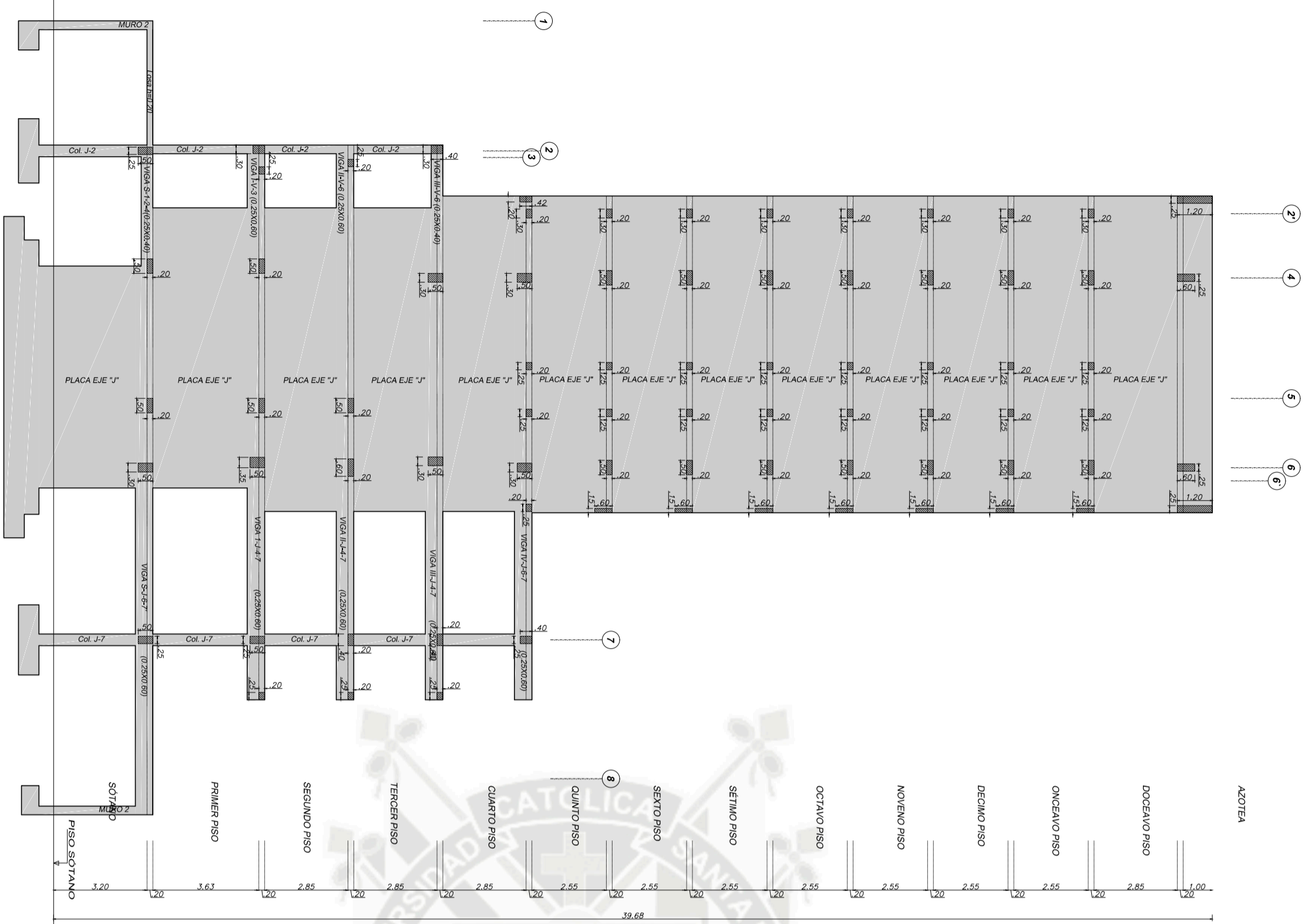
UCSM

P.P. Ing. CIVIL

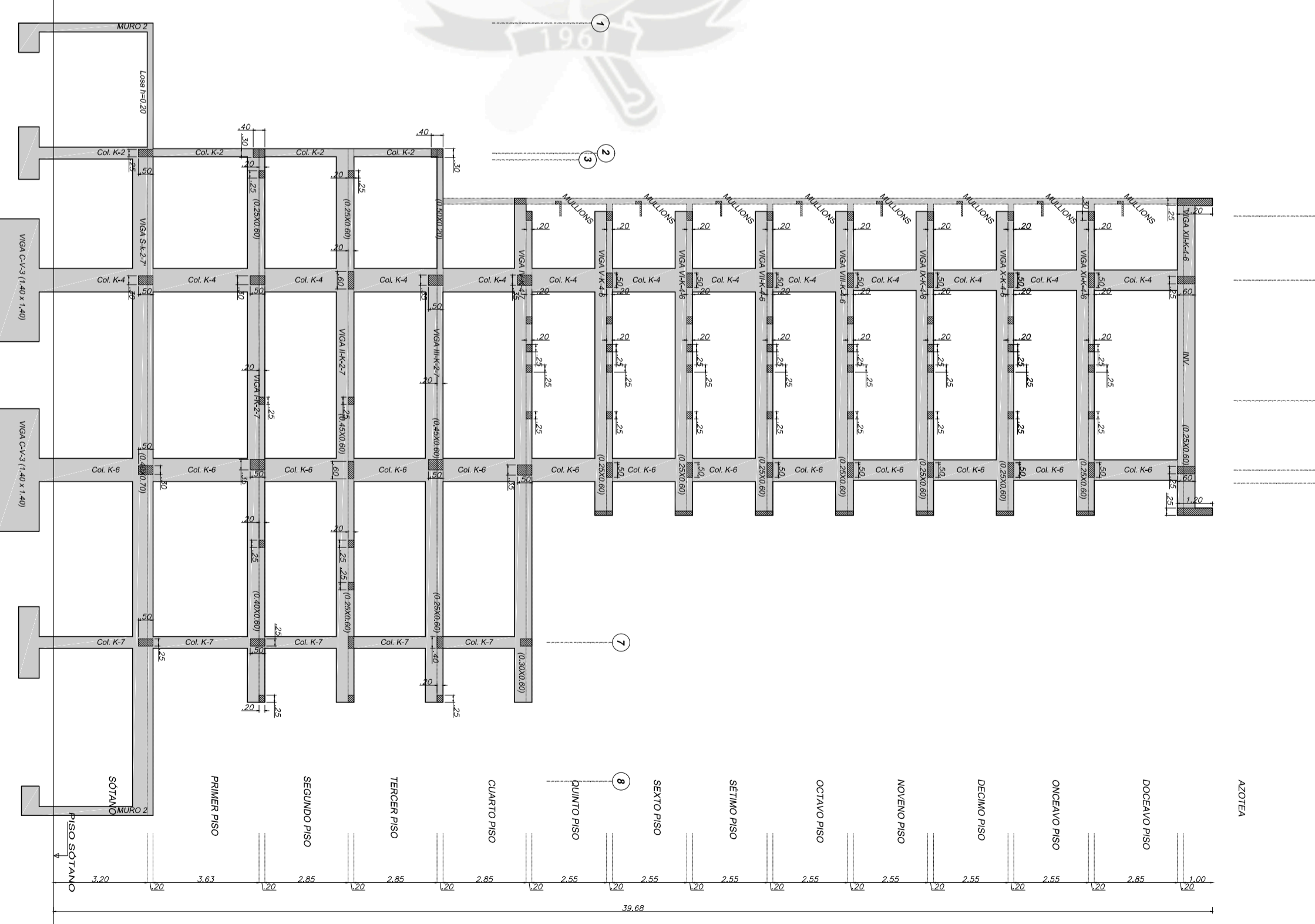
BAJILLEN LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

NOVIEMBRE 2013

E8



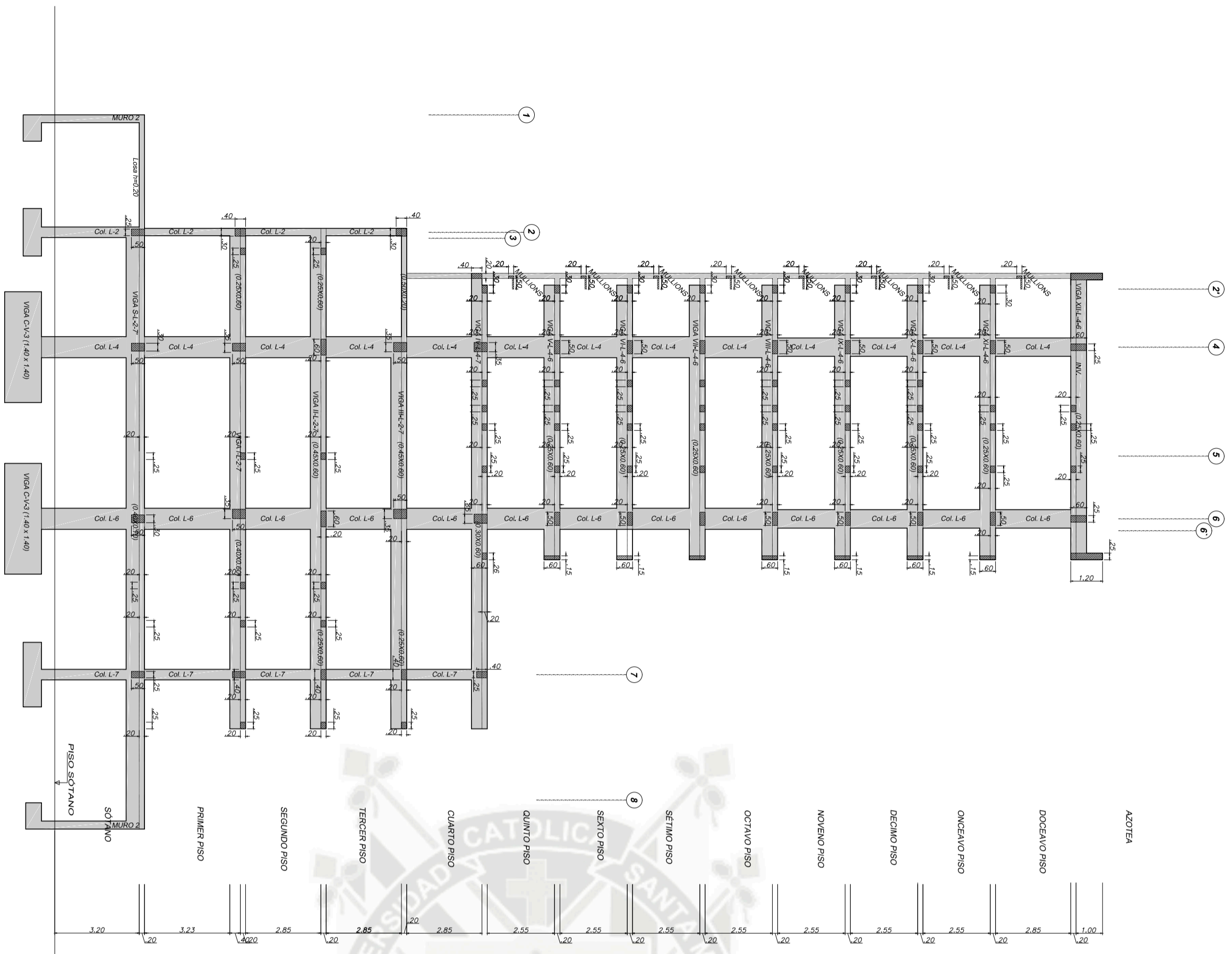
CORTE EN EJE "J"



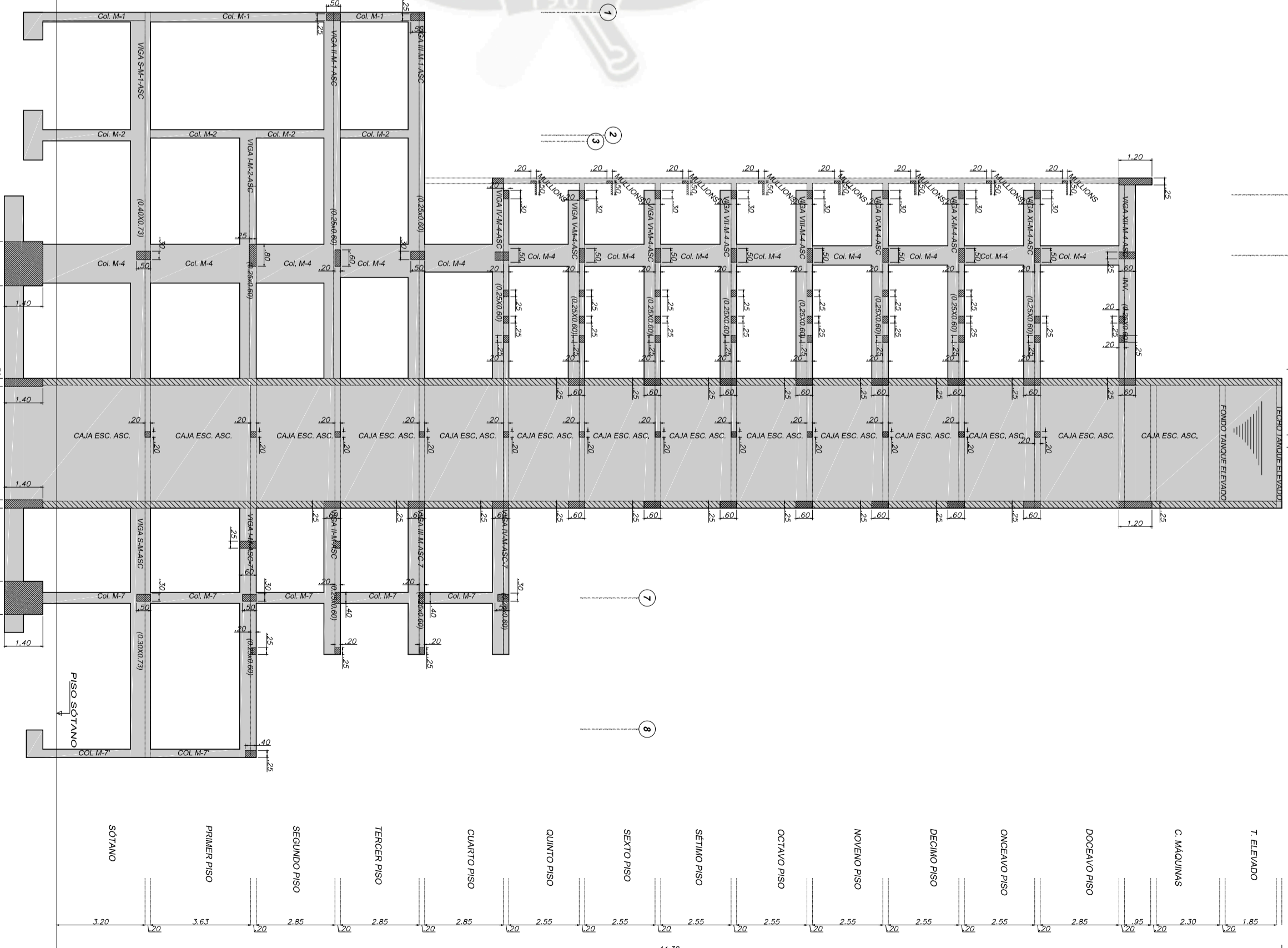
CORTE EN EJE "K"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 P.ÁREA: **CORTES ESTRUCTURALES EJES "J" - "K"**
 UBICACION: **OSCARO PASTORINI - AREQUIPA**
 DEPARTAMENTO: **AREQUIPA**
 BACHILLER: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**
 DIBUJO: **L.H.C.T.**
 ORIENTADOR: **LÁMINA NUEVA**
 FECHA: **NOVIEMBRE 2013**
 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA
UCSM
 P.P. Ing. CIVIL
CE1

CORTE EN EJE "L"

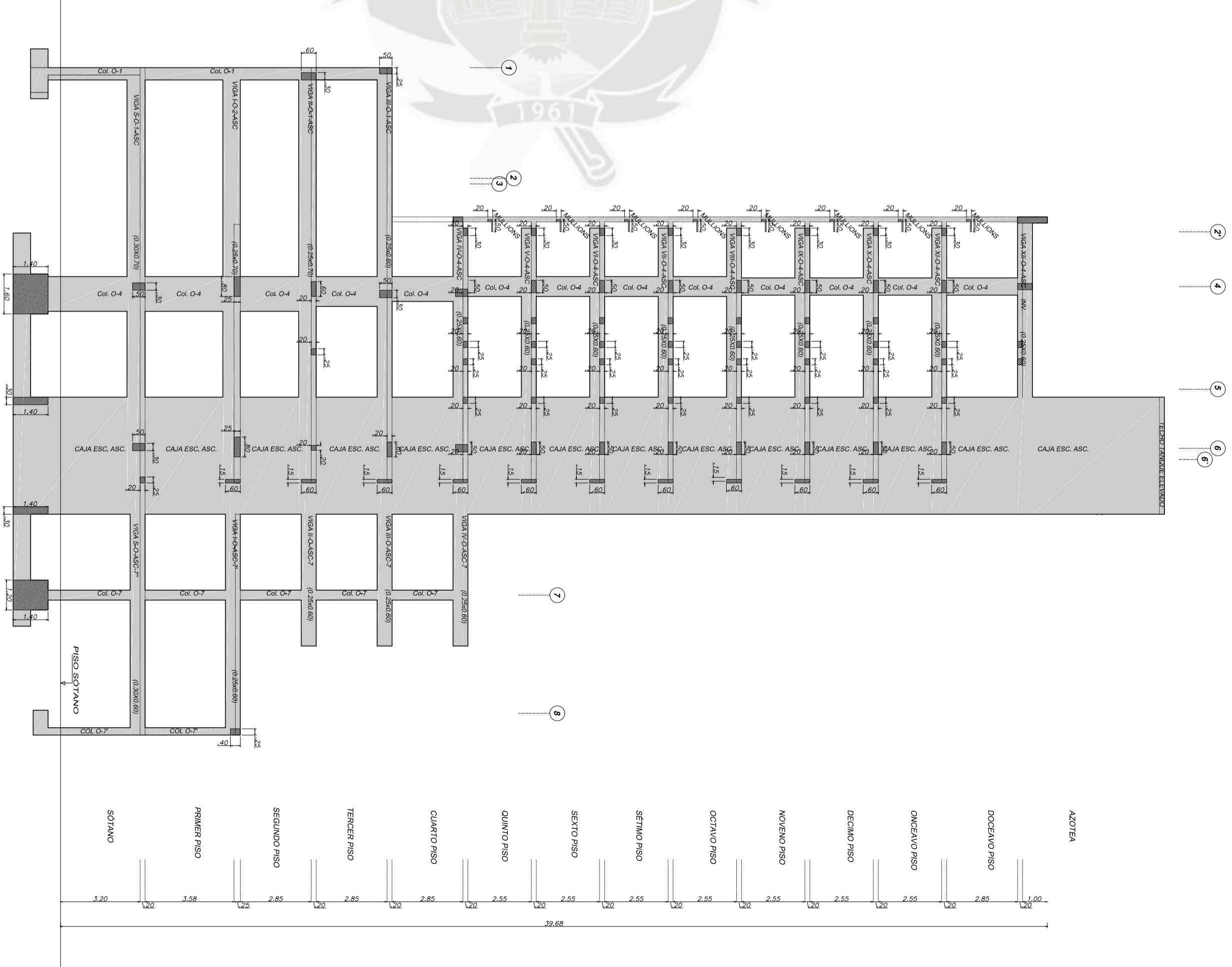
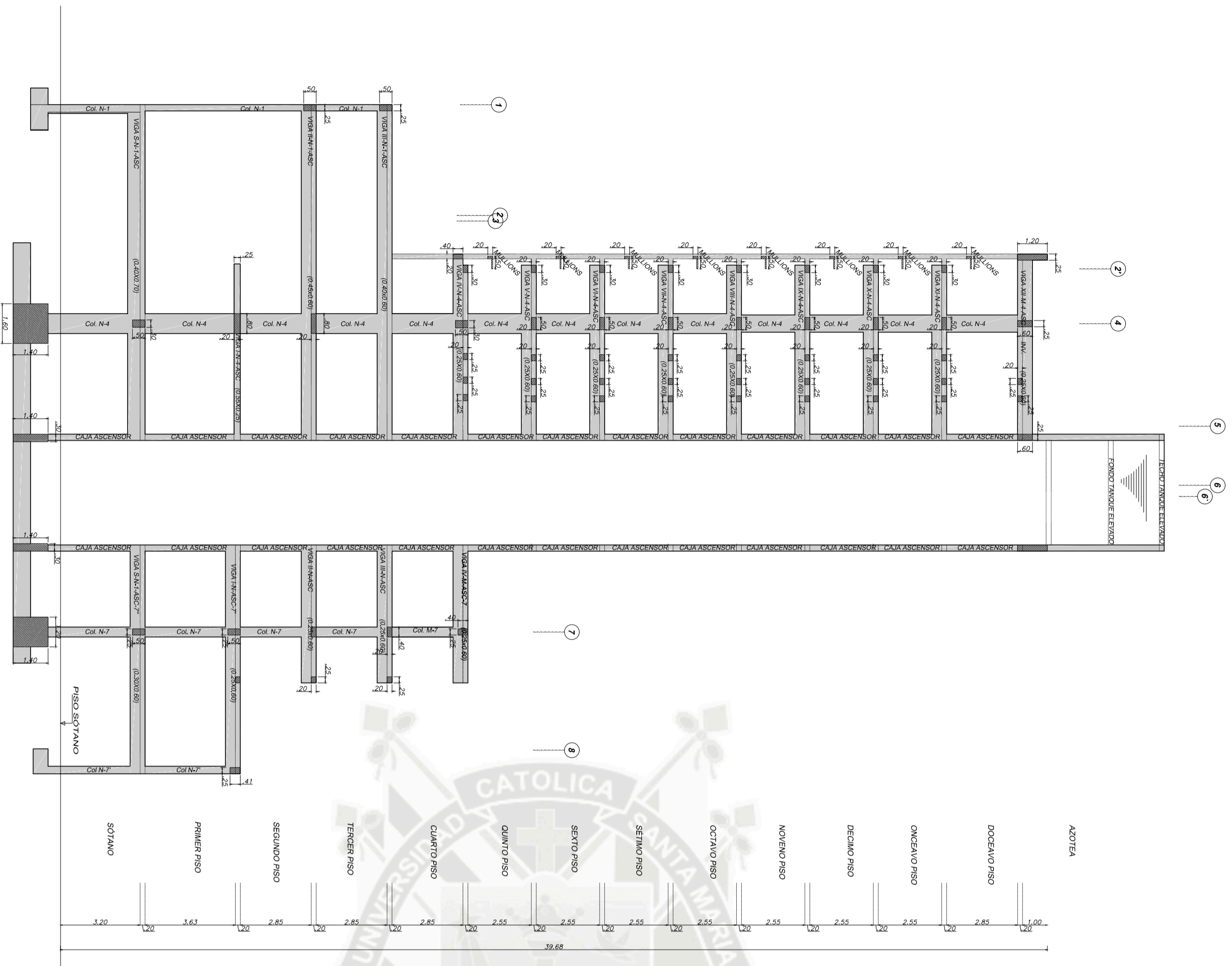


CORTE EN EJE "M"



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 P.º AÑO: _____
 UBICACION: _____
 DISEÑADO POR: _____
 REVISADO POR: _____
 INSTITUCION: _____
 DEPARTAMENTO: AREQUIPA
 BACHILLER: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**
 DIBUJO: **L.H.C.T.**
 ORIENTADO POR: **LAMINA NUEVA**
 FECHA: **NOVIEMBRE 2013**
 OBSERVACIONES: _____
 NOMINACION DE ALUMNOS PROMOCIONALES EXTERNOS: _____

UCSM
P.P. Ing. CIVIL
CE2



CORTE EN EJE "N"

CORTE EN EJE "O"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

PAIS: PERU
 UBICACION: CERCADO PRINCIPAL, AREQUIPA, DEPARTAMENTO AREQUIPA

BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

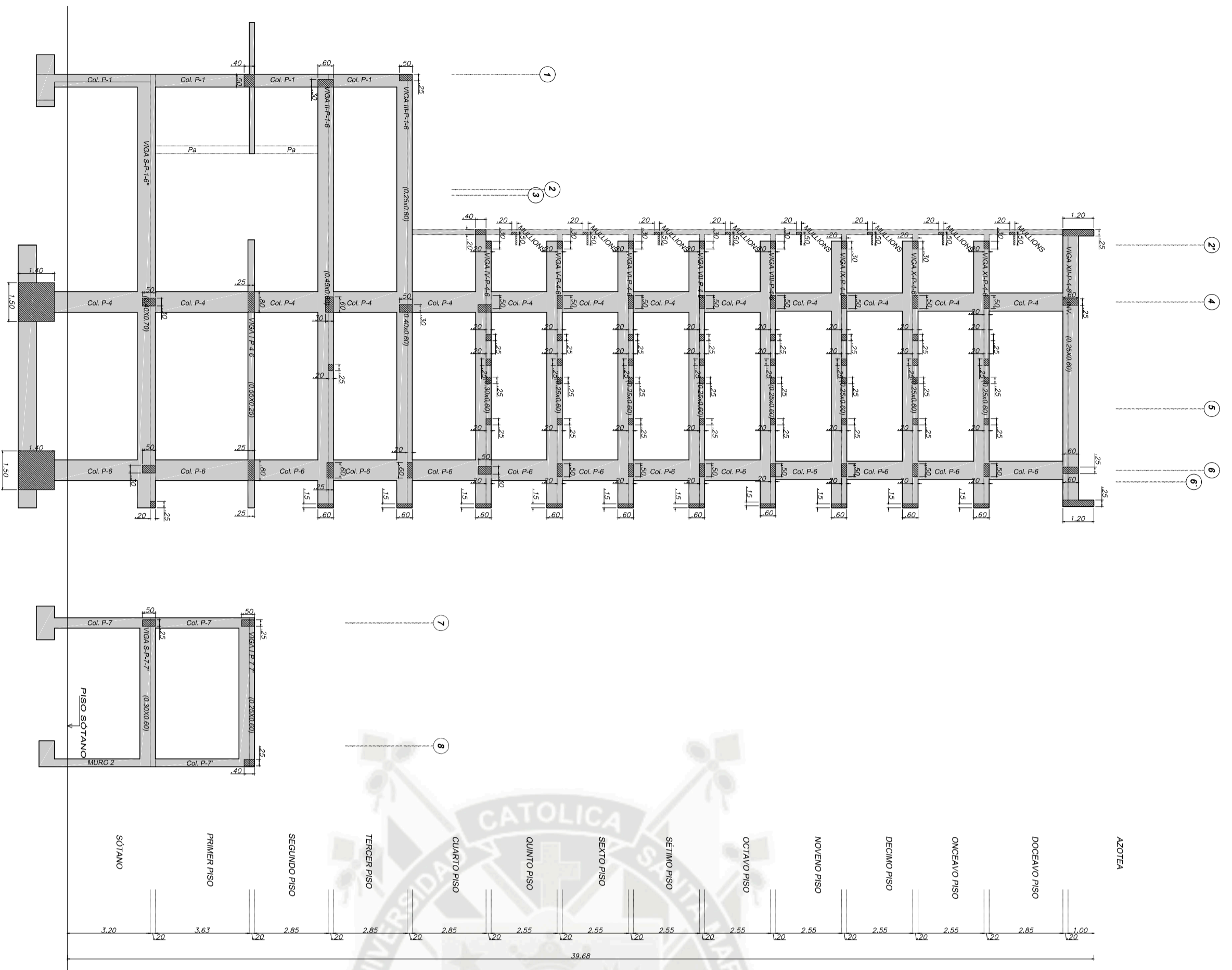
ORIENTADOR: L.H.C.T. LAMINA NUEVA

FECHA: NOVIEMBRE 2013

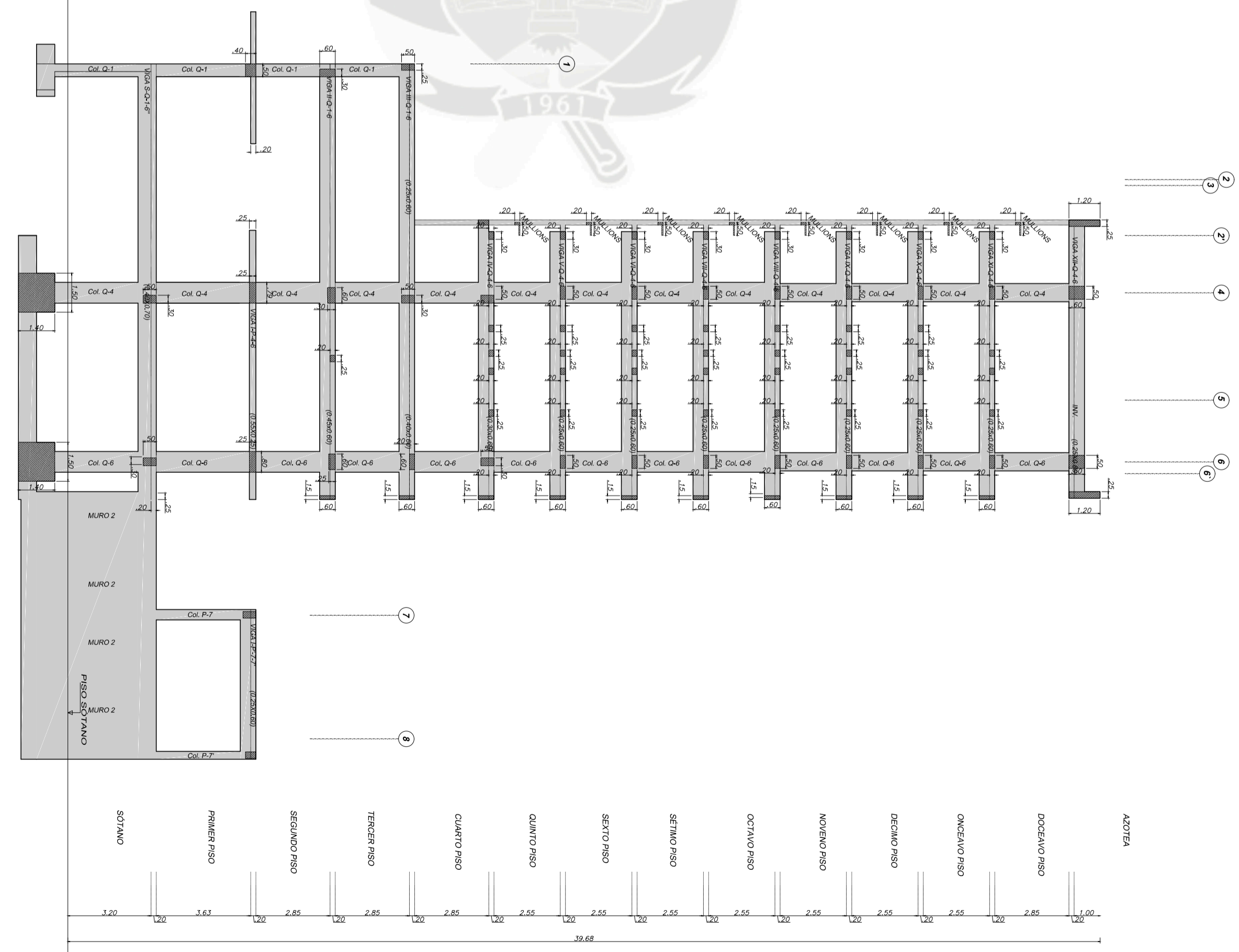
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA
UCSM
 P.P. Ing. CIVIL

LAMINA
CE3

CORTE EN EJE "P"



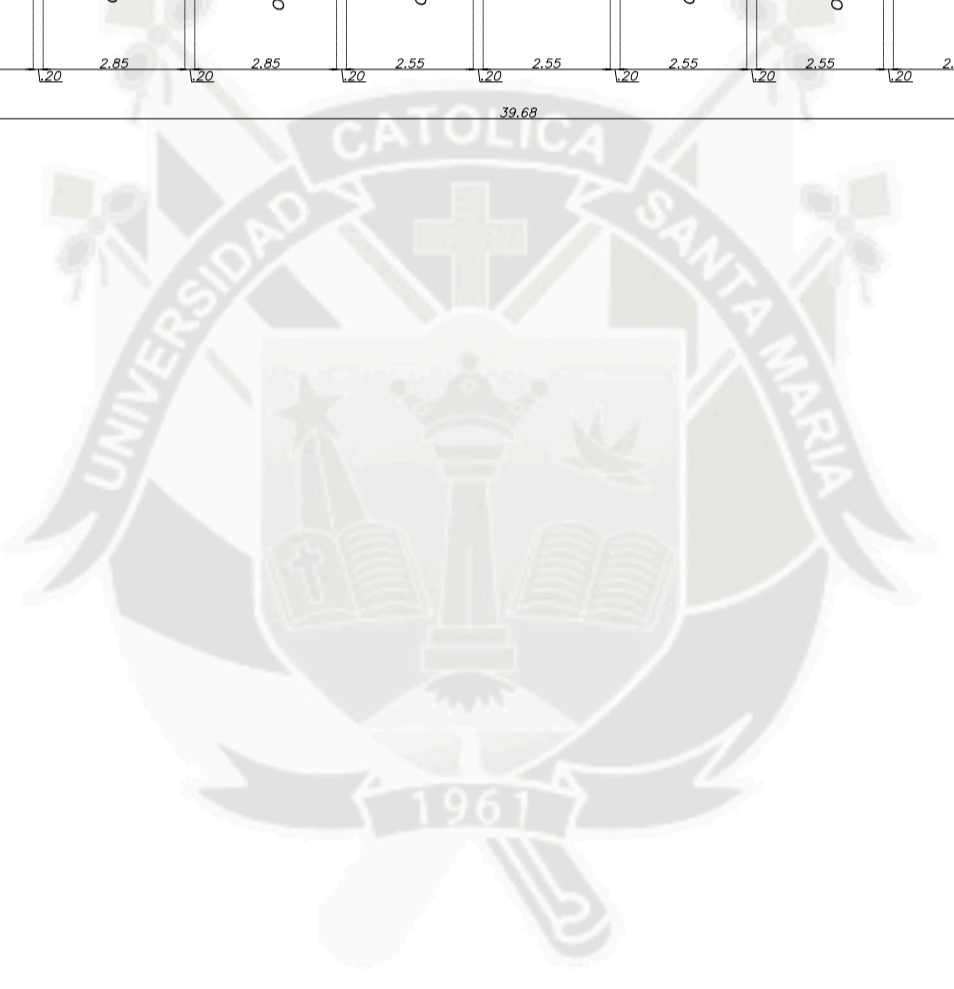
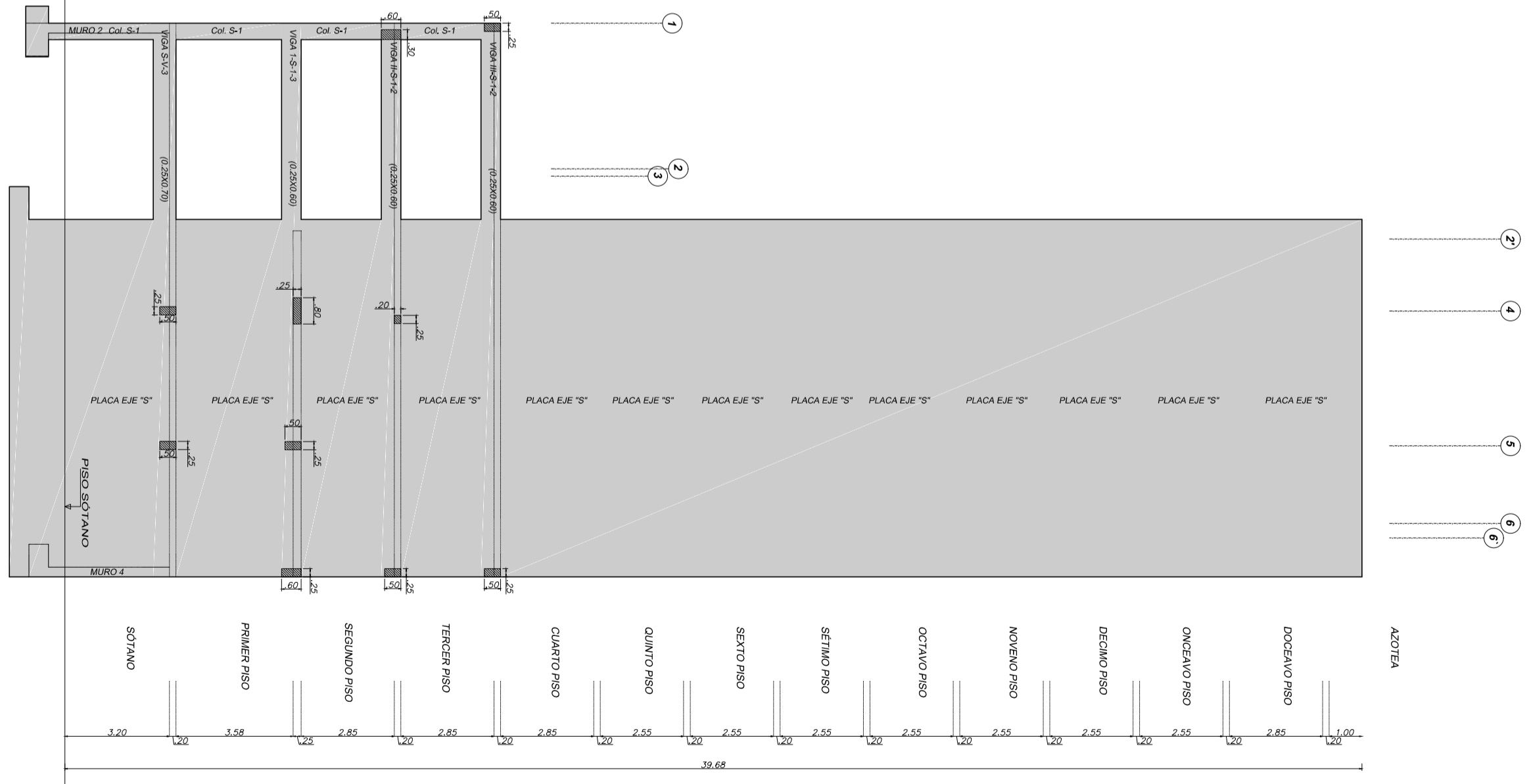
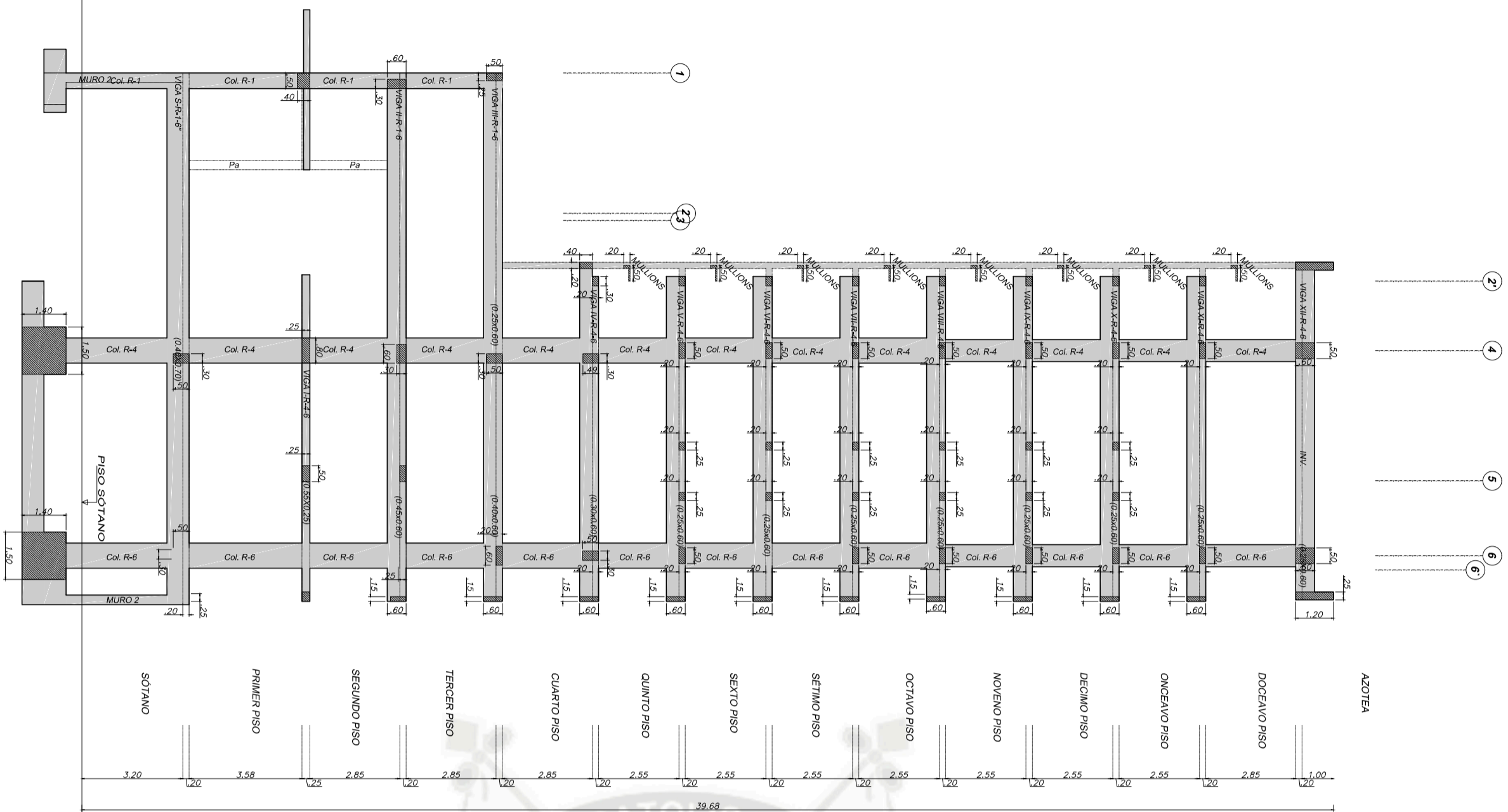
CORTE EN EJE "Q" Y "P"



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 PÁG. 40
 UBICACION: QUITO
 DISTRITO: PUEBLO VIEJO
 PROVINCIA: AZUAYO
 DEPARTAMENTO: AREQUIPA
 BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
 DIBUJO: L.H.C.T.
 ORIGIN: LAMINA NUEVA
 FECHA: NOVIEMBRE 2013
 OBSERVACIONES: NOMINATIVA MEDIANTE PLANOS PROMUEVA EXISTENTES

UCSM
 P.P. Ing. CIVIL

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL SACRAMENTO
 ESCALA: 1 : 150
 LAMINA
CE4



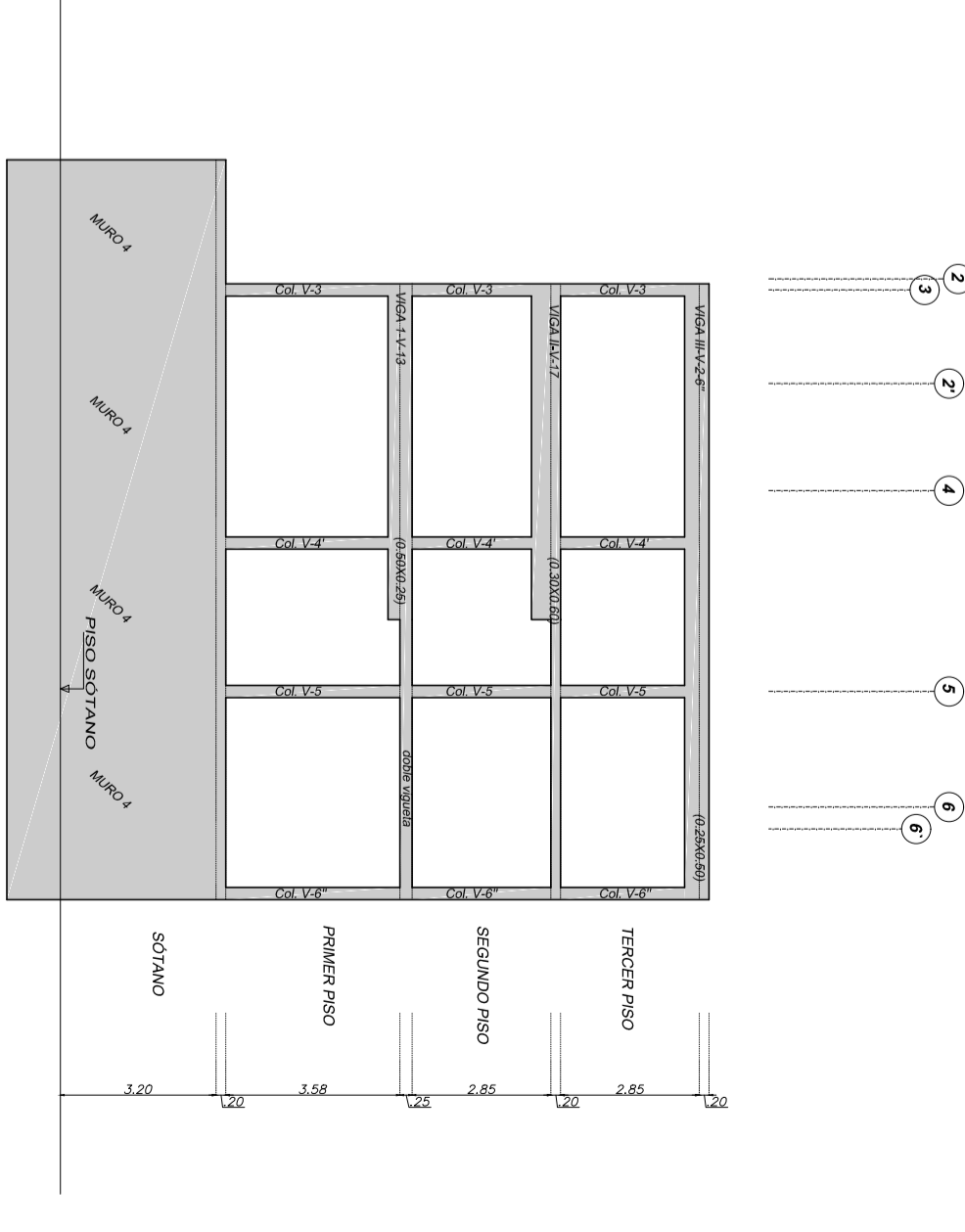
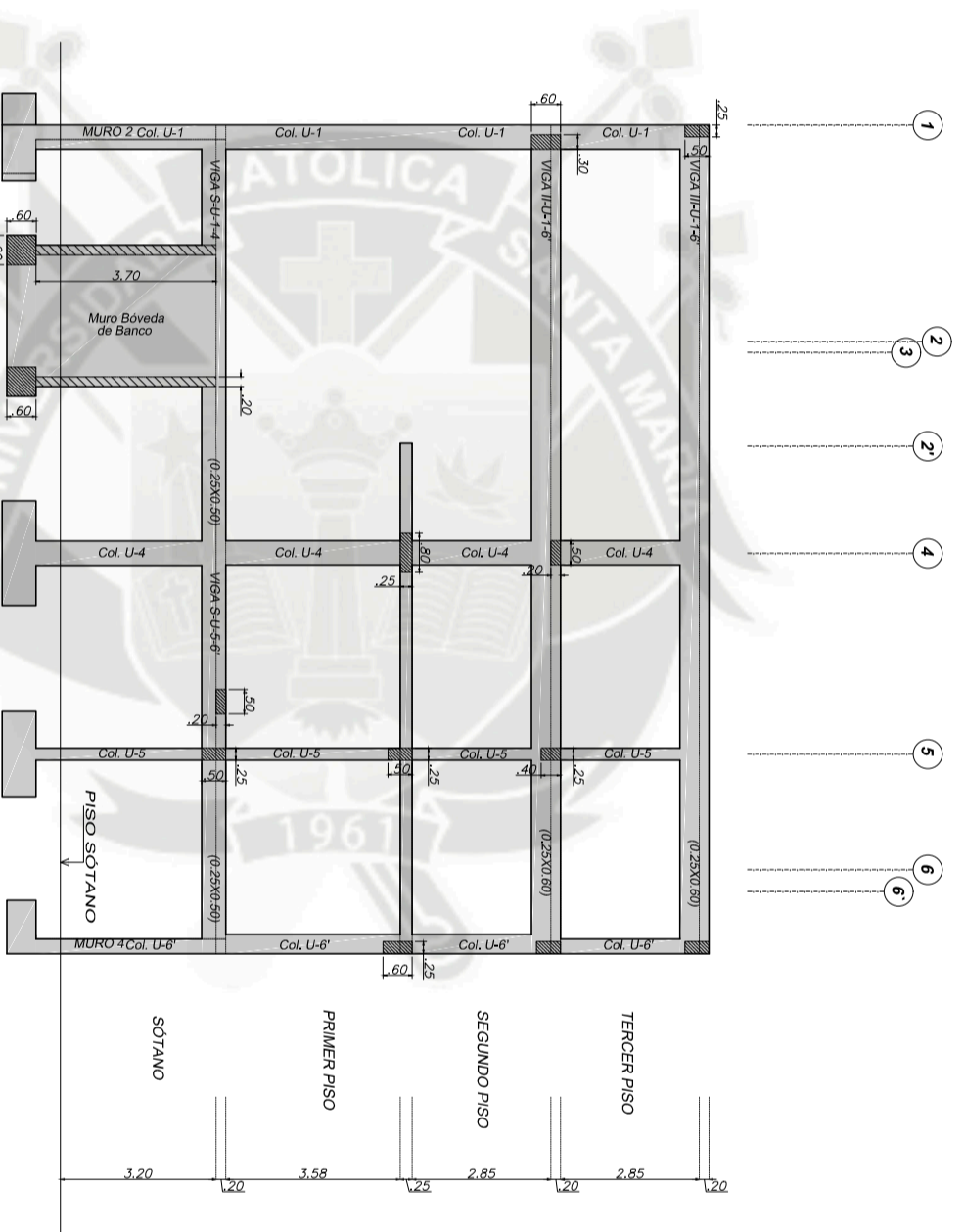
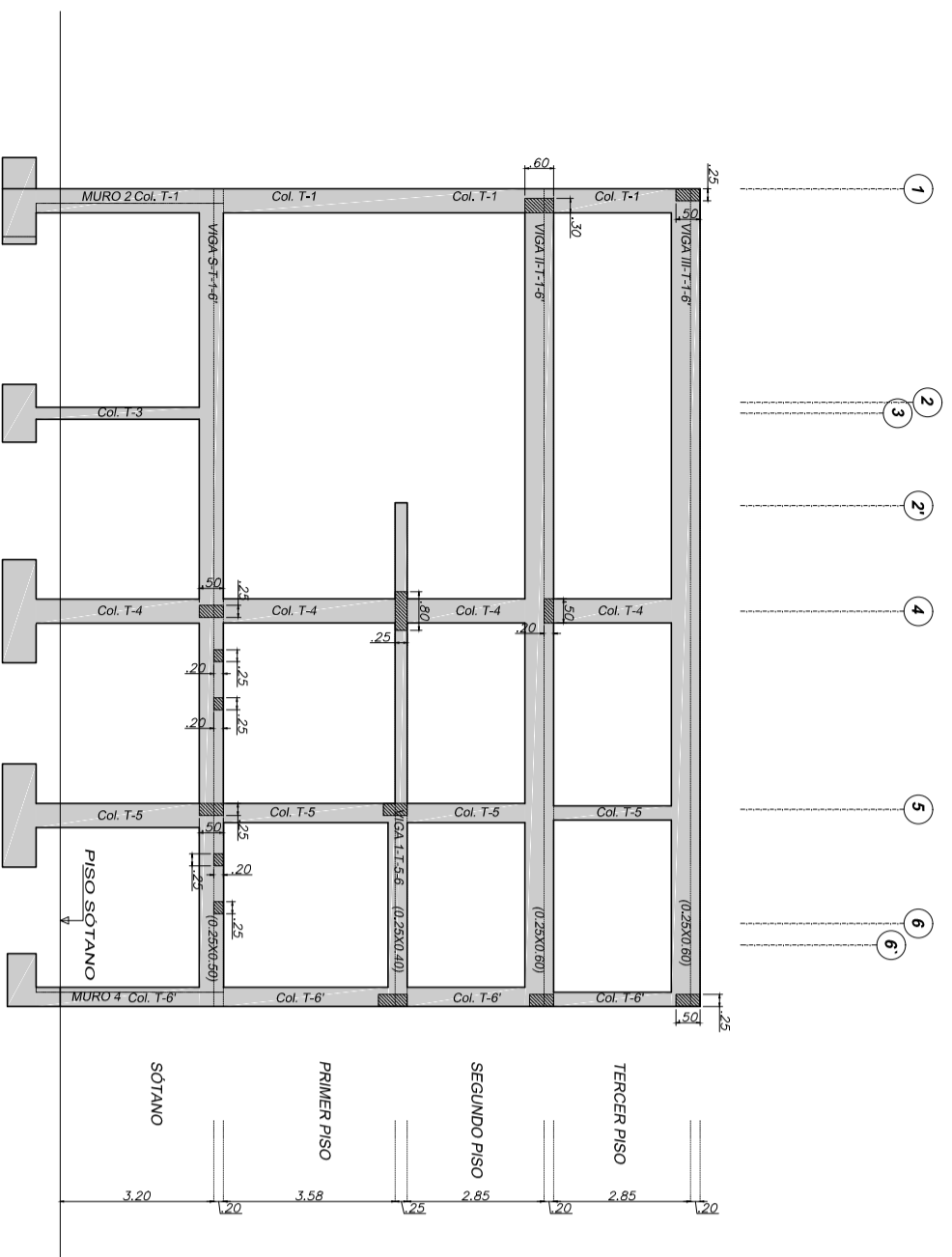
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

PAIS: PERU
UBICACION: CERCADO PUNO
REGION: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

BAJILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
DISEÑO: L.H.C.T.
ORIGEN: LAMINA NUEVA
FECHA: NOVIEMBRE 2013

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA
UCSM
P.P. Ing. CIVIL

LAMINA
CE5



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION: CORDOBA
 INSTITUCION: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
 DEPARTAMENTO: AREQUIPA

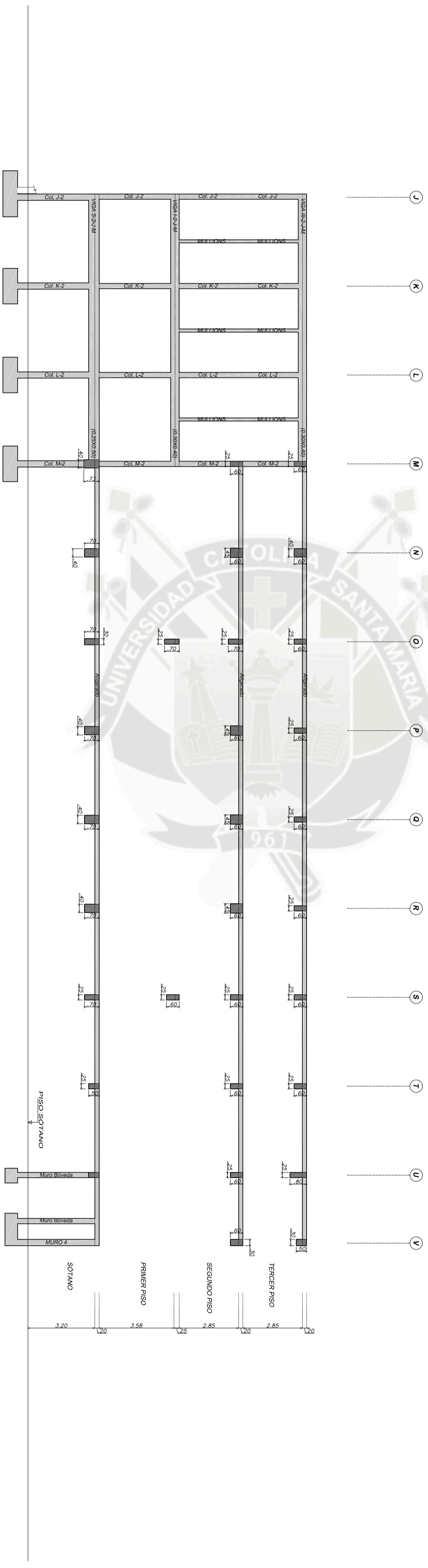
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

ORIGEN: LAMINA NUEVA

FECHA: NOVIEMBRE 2013

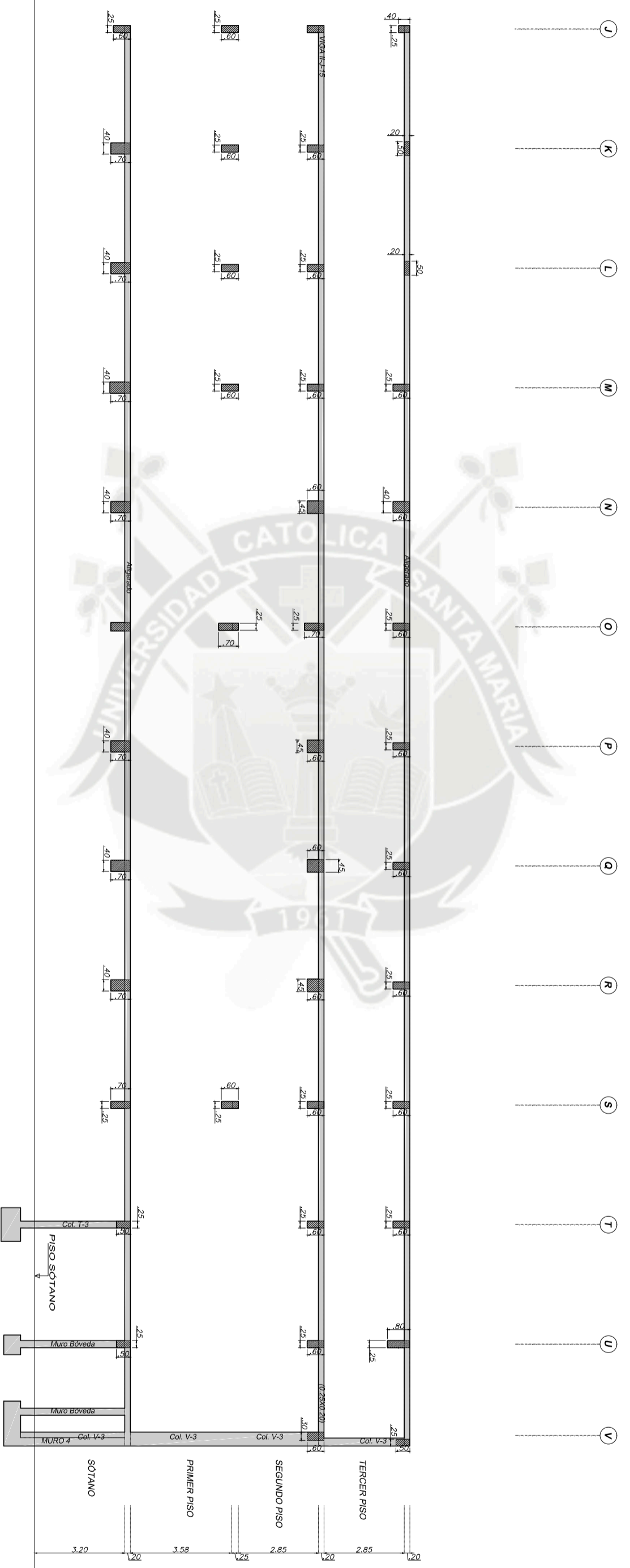
UCSM
 P.P. Ing. Civil

CE6



CORTE EN EJE "2"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL		UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA	
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE		LÁMINA	
UBICACION:	ORDENADO POR:	PROFESOR:	
PERUQUENA - AREQUIPA	INGENIERO LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	INGENIERO LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	
DEPARTAMENTO AREQUIPA	DEPARTAMENTO AREQUIPA	DEPARTAMENTO AREQUIPA	
UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA		UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA	
ORIGEN:	LÁMINA NUEVA	LÁMINA	
FECHA:	NOVIEMBRE 2013	NOVIEMBRE 2013	
P.P. Ing. Civil		CE8	

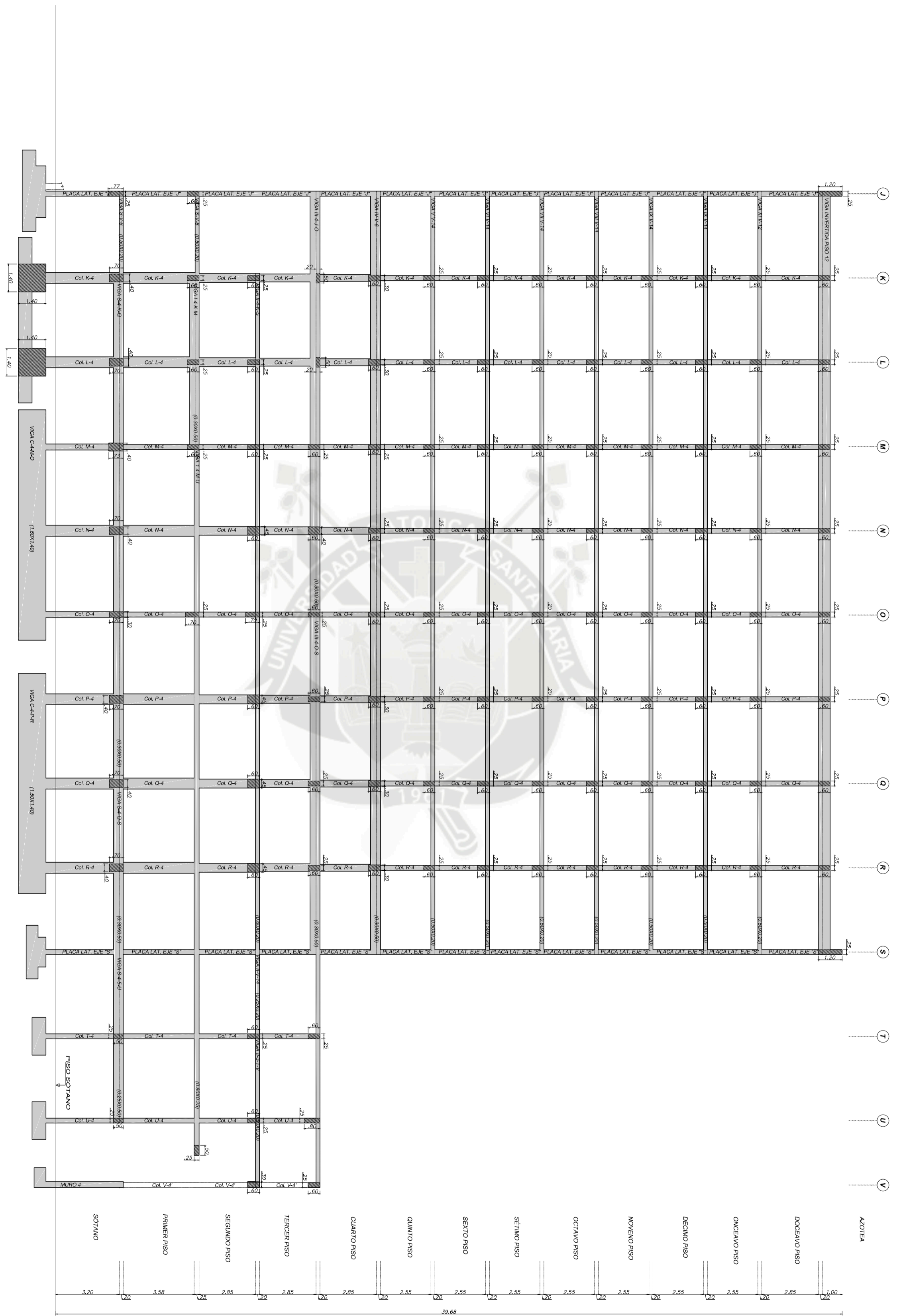


CORTE EN EJE "3"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION: DISTRITO: PROVINCIA: DEPARTAMENTO: AREQUIPA	PAIS: ORGANISMO: ASIGNATURA: DEPARTAMENTO: AREQUIPA
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	ORIGEN: L.A.C.T.
ORIGEN: LAMINA NUEVA	FECHA: NOVIEMBRE 2013
UNIVERSIDAD EXPERIMENTAL DE AREQUIPA	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA
UCSM	CE9

P.P. Ing. CIVIL



CORTE EN EJE "4"

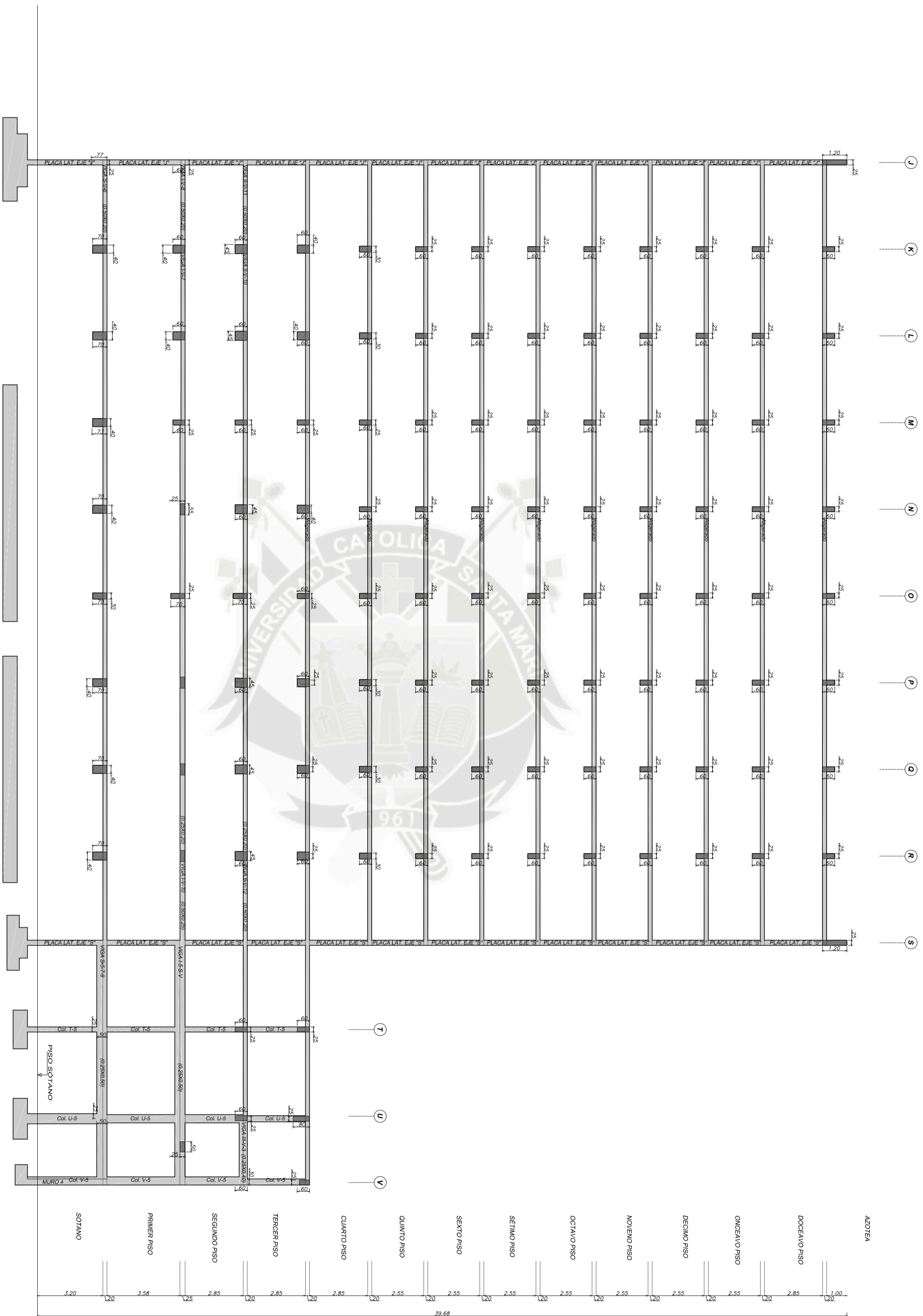
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION: **OSCARO PASTORIANO AREQUIPA**
 DEPARTAMENTO: **AREQUIPA**

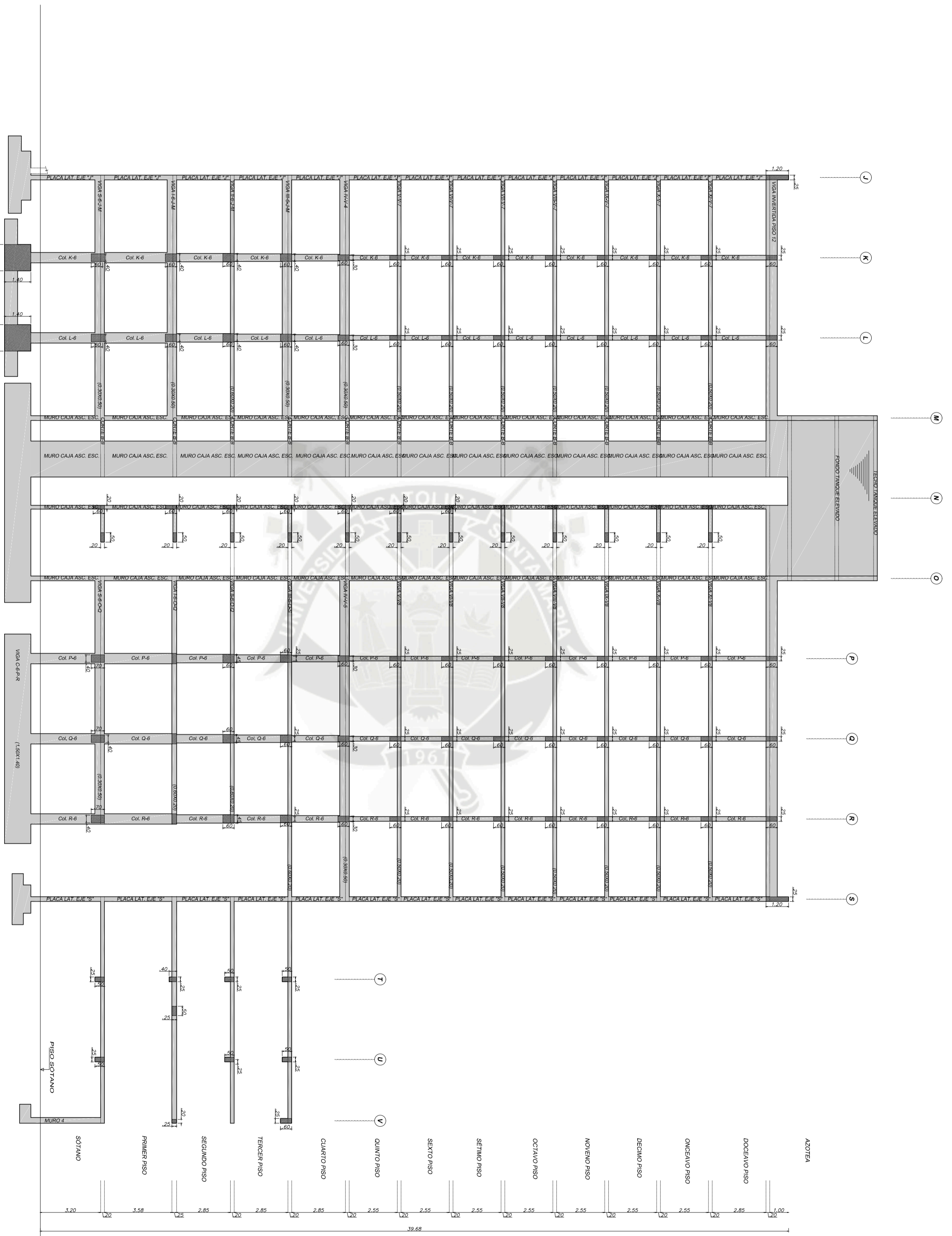
PROFESOR: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**
 ALUMNO: **L.H.C.T.**

UNIVERSIDAD DE SANTA MARIA
UCSM
 P.P. Ing. Civil

ORIENTADO POR: **LAMINA NUEVA**
 FECHA: **NOVIEMBRE 2013**
CE10



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:	
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION:	REGION: AREQUIPA
PROYECTO:	PROYECTO: AREQUIPA
PROYECTISTA:	DEPARTAMENTO: AREQUIPA
UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
CATEDRA DE ESTRUCTURAS	
PROFESOR:	DR. LUIS HUBERTO CORNEJO TAMAYO
ALUMNO:	LAMINA NUEVA
FECHA:	NOVIEMBRE 2013
TITULO: CE11	



CORTE EN EJE "6"

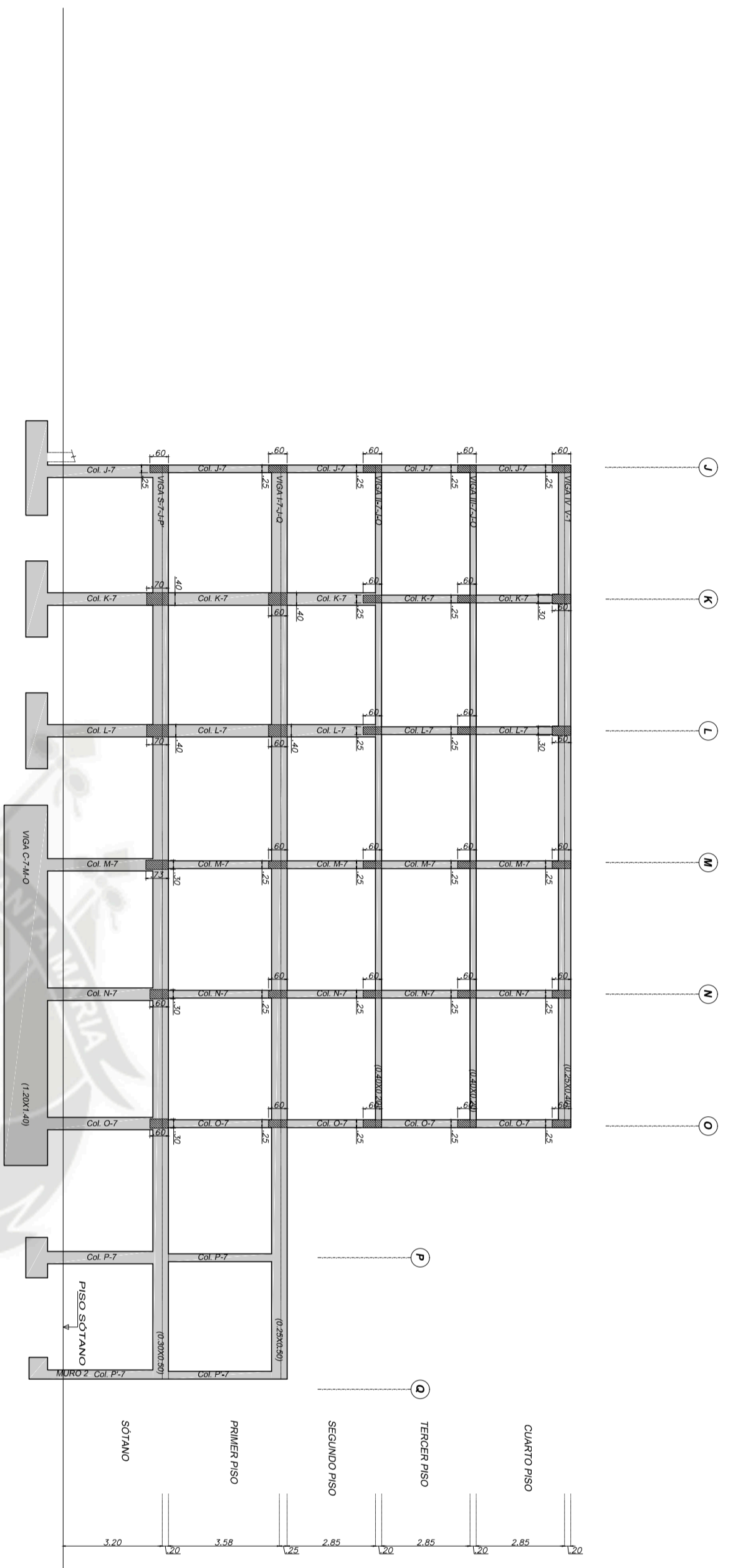
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE
 P.A.S.

UBICACION:	OSCARO
DISTRITO:	OSCARO
PROVINCIA:	AREQUIPA
DEPARTAMENTO:	AREQUIPA

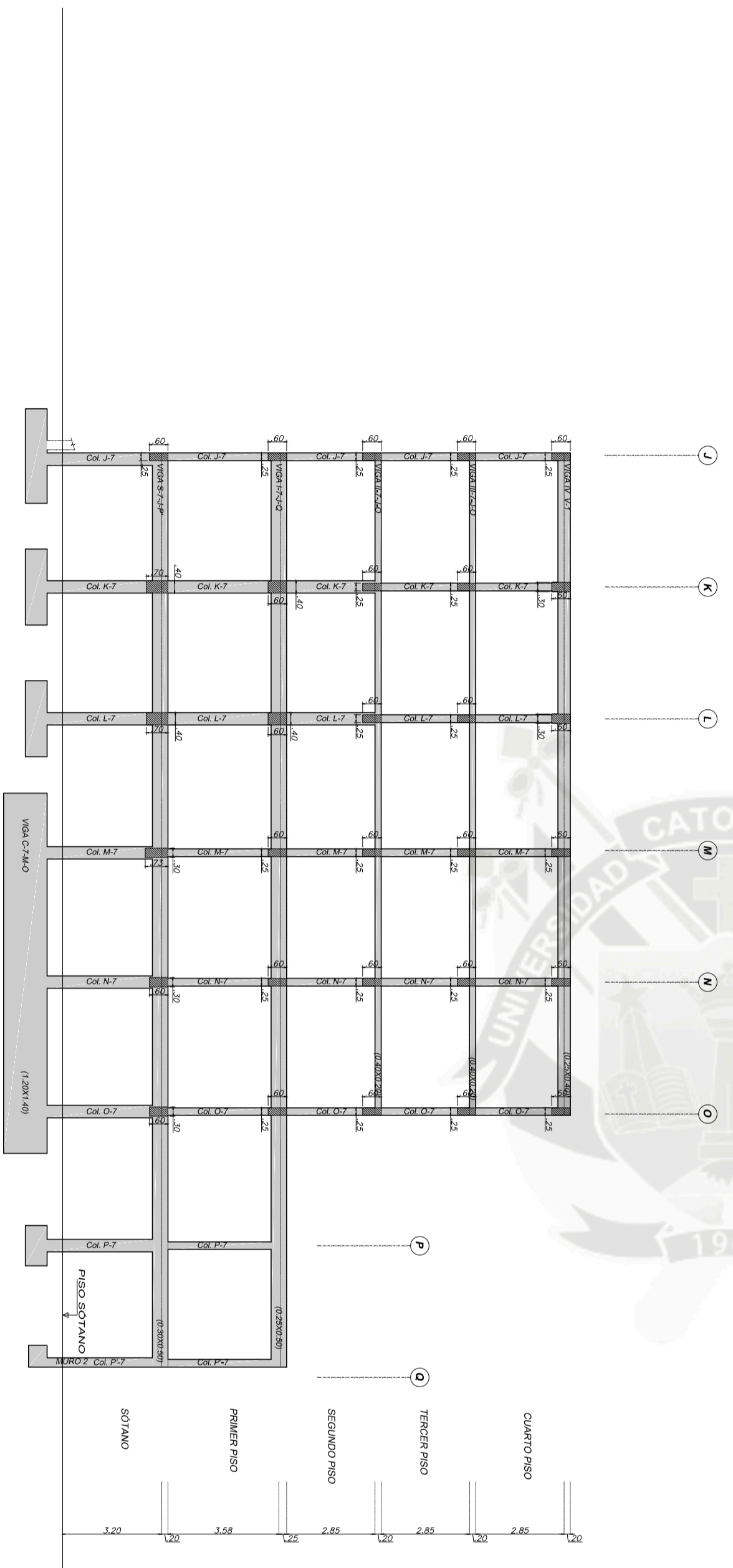
BACHILLER: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**
 DIBUJO: **L.H.C.T.**
 ORIENTE: **LAMINA NUEVA**
 OBSERVACIONES: **RECONSTRUCCION DE OBTENCION DE PLANOS ORIGINALES EXISTENTES**

ESCALA: **1 : 150**
 FECHA: **NOVIEMBRE 2013**

UCSM
P.P. Ing. CIVIL
CE12



CORTE EN EJE "7"



CORTE EN EJE "7"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION: **OSCARO**
 DISTRITO: **OSCARO**
 PROVINCIA: **AREQUIPA**
 DEPARTAMENTO: **AREQUIPA**

BACHILLER: **LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO**

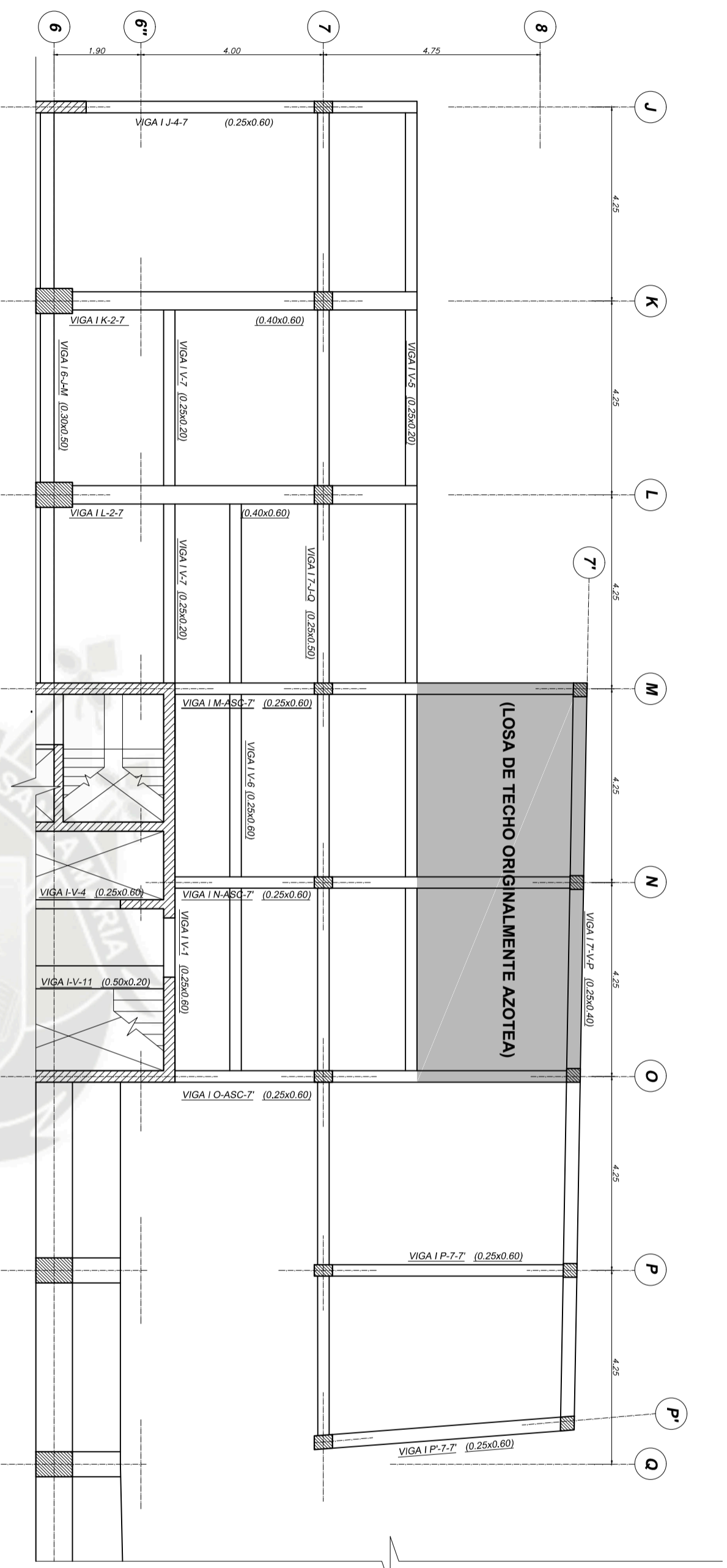
UNIVERSIDAD: **UCSM**
 FACULTAD: **LAMINA NUEVA**
 DEPARTAMENTO: **LAMINA NUEVA**

ORIGEN: **LAMINA NUEVA**
 FECHA: **NOVIEMBRE 2013**

PROFESOR: **L.H.C.T.**
 ESCALA: **1 : 150**

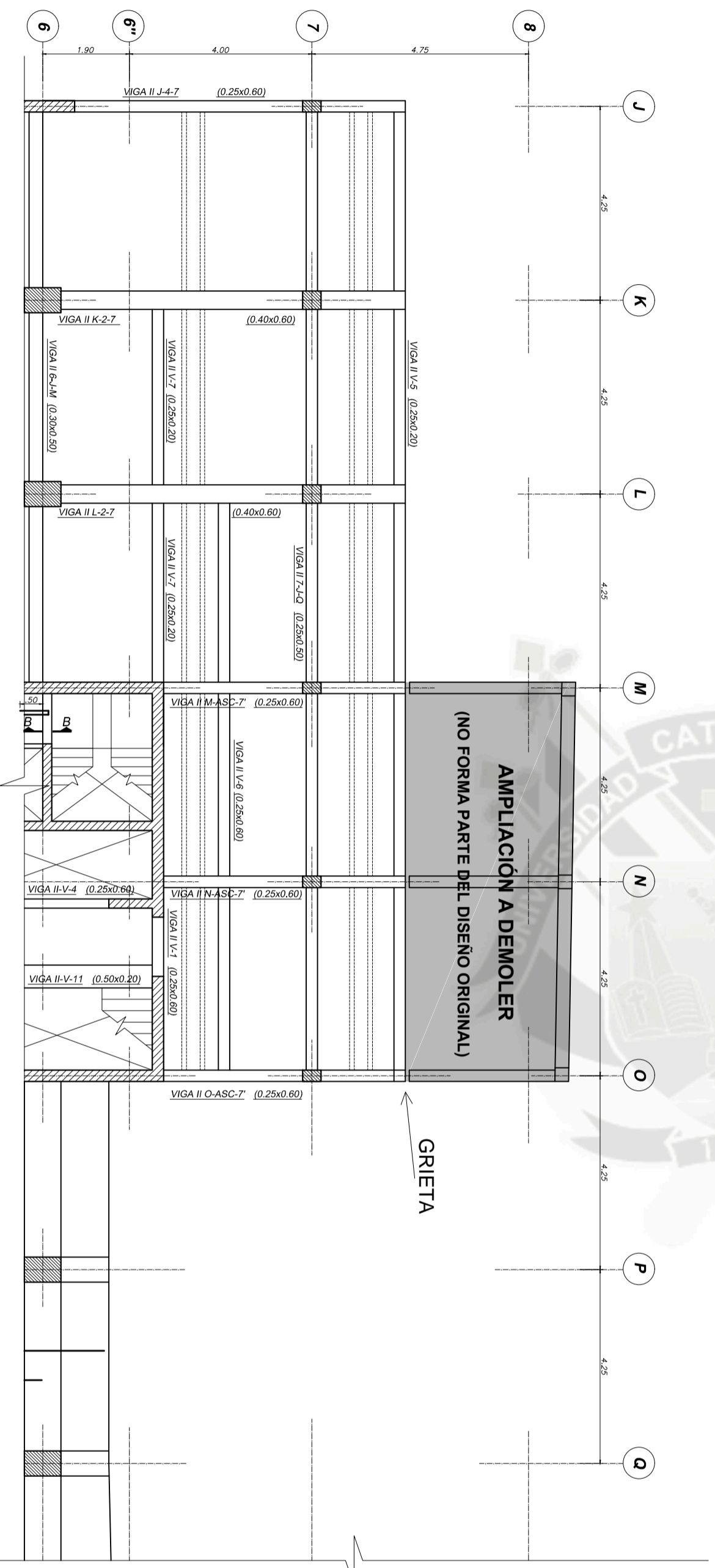
LAMINA: **CE13**

P.P. Ing. Civil



SECTOR ENCOFRADO 1º PISO EJE J-V-1-7'

ESC: 7/100



SECTOR ENCOFRADO 2º PISO EJE J-V-1-7'

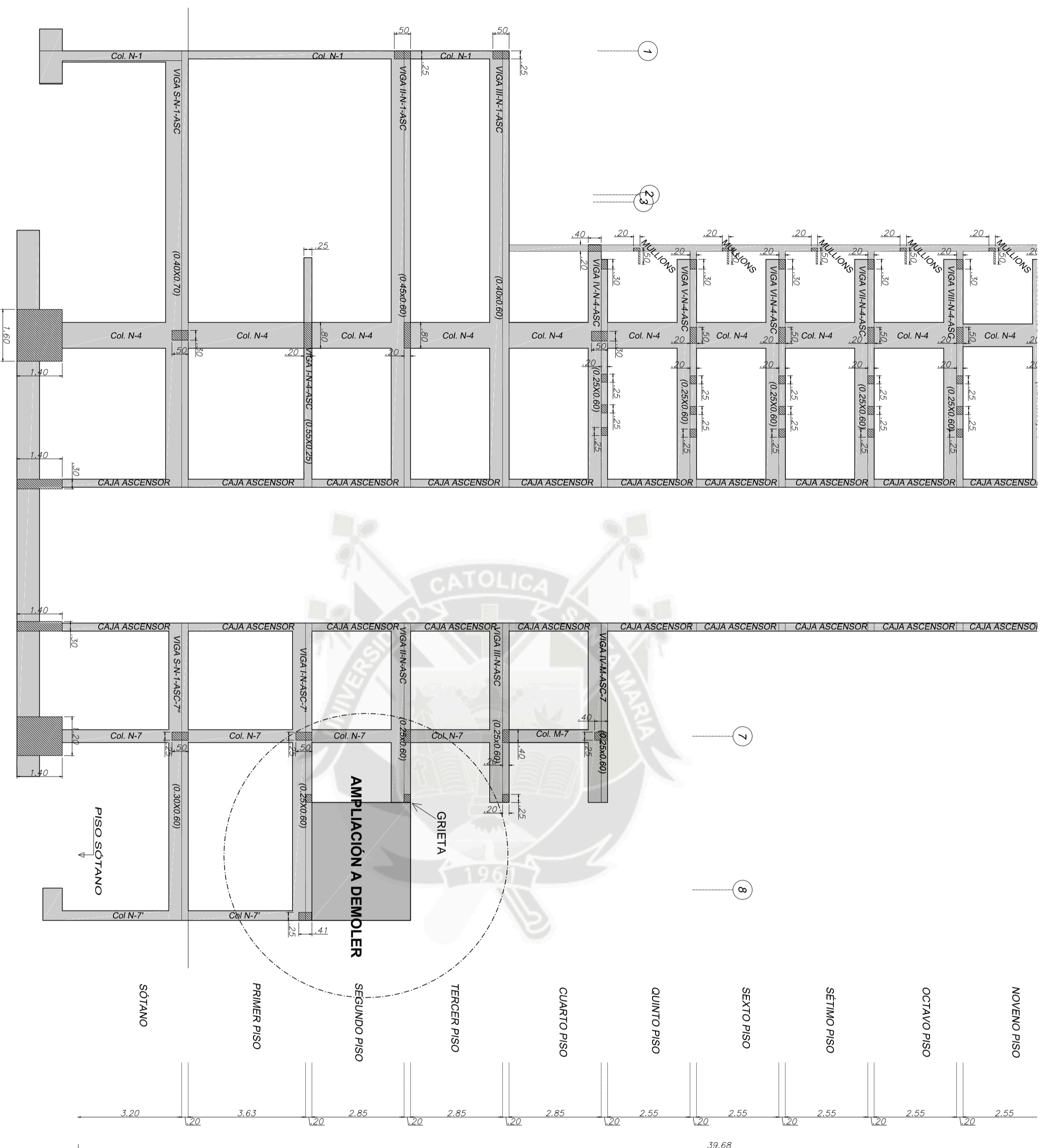
ESC: 1/100

NOTA:
SE MUESTRA LA AMPLIACIÓN EN EL SEGUNDO PISO REALIZADA POSTERIORMENTE A LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO.
LA AMPLIACIÓN OCUPÓ EL ÁREA LIBRE SOBRE TECHO DE EVIDENCIA GRIETA EN LA UNIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y LA AMPLIACIÓN. PRESENTA FISURAS GENERALIZADAS EN MUROS INTERIORES.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACIÓN: DISTRITO: -REQUIPIA DEPARTAMENTO: REQUIPIA	PAIS: PERU
PROYECTO: DISEÑO: DISEÑO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	PROYECTISTA: INGENIERO CIVIL: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO
CLIENTE: UNIVERSIDAD DE PUNO	FECHA: NOVIEMBRE 2013
INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD DE PUNO	ESCALA: 1:100
PROYECTO: DISEÑO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	FECHA: NOVIEMBRE 2013
INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD DE PUNO	ESCALA: 1:100
PROYECTO: DISEÑO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	FECHA: NOVIEMBRE 2013
INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD DE PUNO	ESCALA: 1:100
PROYECTO: DISEÑO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	FECHA: NOVIEMBRE 2013

UNIVERSIDAD DE PUNO
P.P. Ing. CIVIL

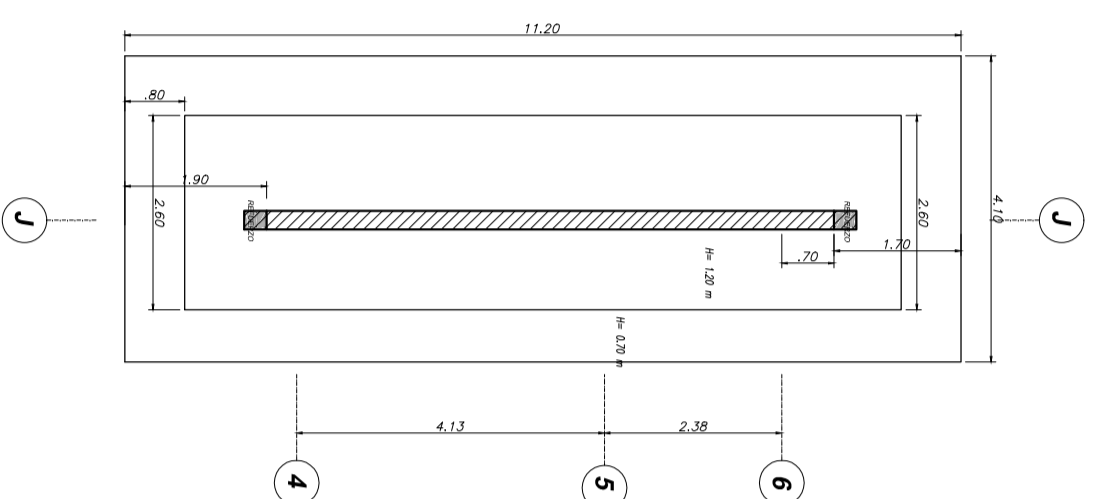
ER-1



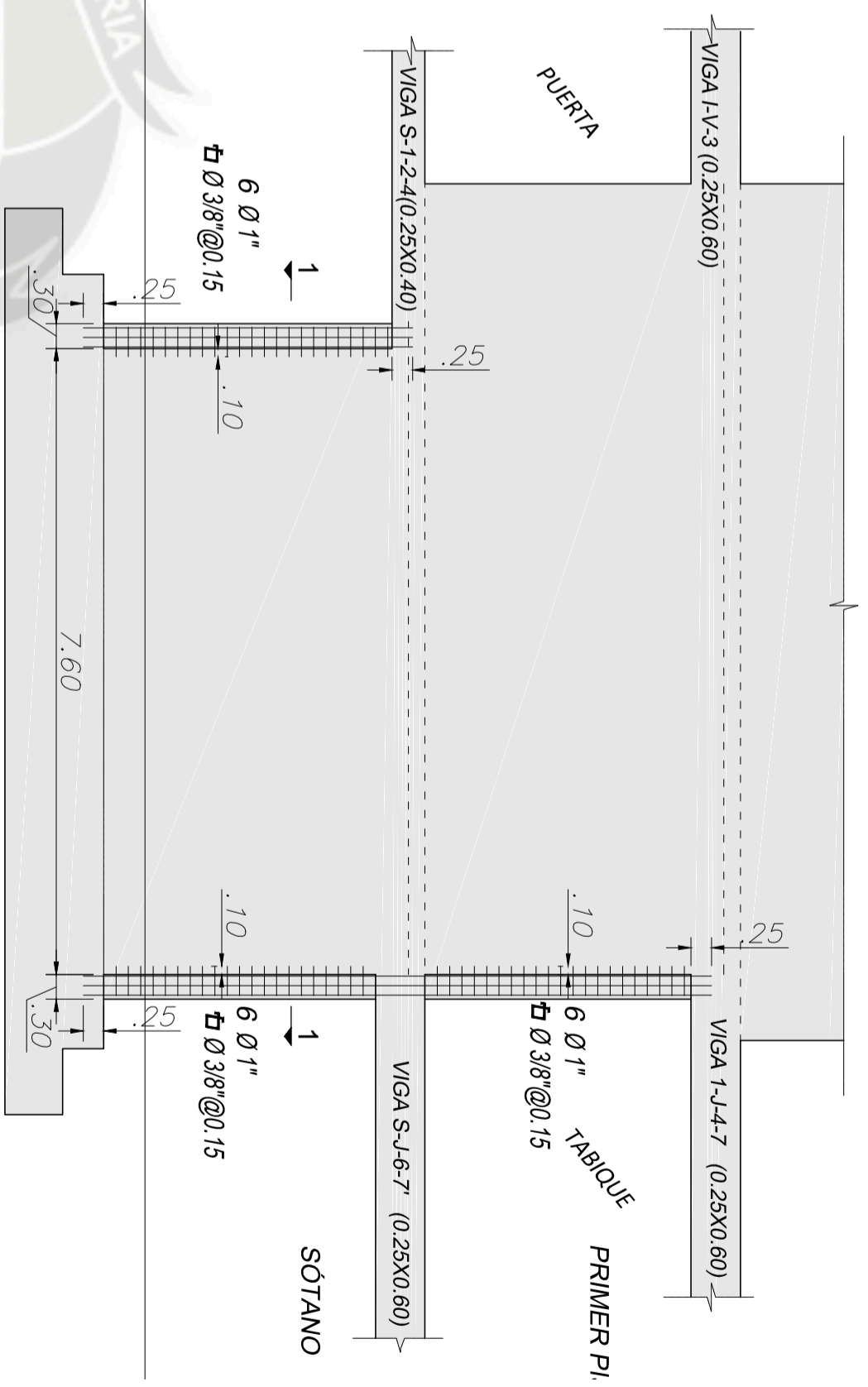
CORTE EN EJE "N"

NOTA:
 EL CORTE EN EL EJE "N" PERMITE MOSTRAR COMO LA AMPLIACION SE ADICIONA A LA ESTRUCTURA ORIGINAL DEL EDIFICIO.
 SE EVIDENCIA QUE LA AMPLIACION UTILIZA EL VOLADIZO DEL NIVEL 2 Y EL AREA TECHADA DEL NIVEL 1 PARA ANCLAR Y SOSTENER SU ESTRUCTURA. ESTA CONSTRUCCION ALTERA LA FUNCION ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS ORIGINALES.
 LA PROPUESTA CONSIDERA LA DEMOLICION DE LA AMPLIACION (ZONA SOMBRREADA)

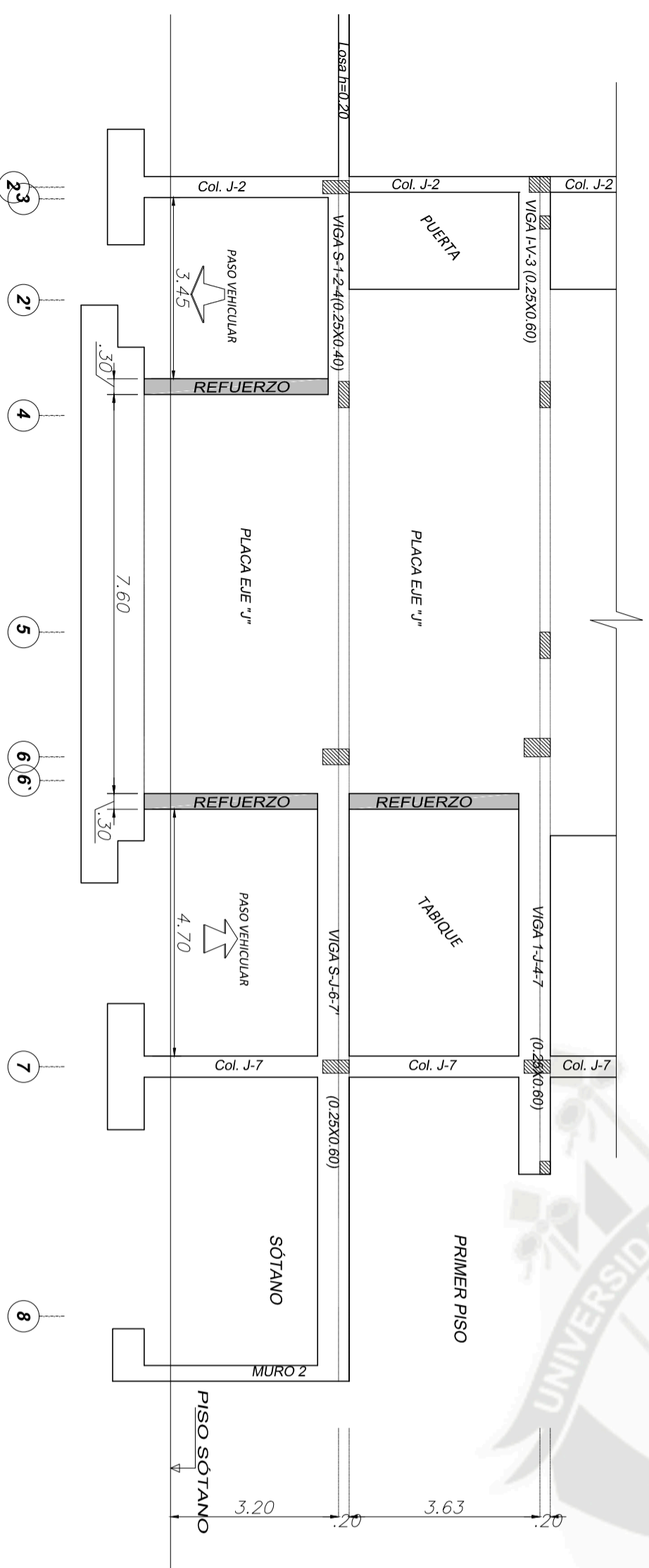
TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION: DISTRITO: CERCADO PROVINCIA: AREQUIPA DEPARTAMENTO: AREQUIPA	NOMBRE: AMPLIACION A DEMOLER 2º NIVEL CORTE
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	ESCUELA: 1180
ORDEN: L.H.C.T.	FECHA: NOVIEMBRE 2013
INSTITUCION: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA P.P. Ing. CIVIL	ER-2



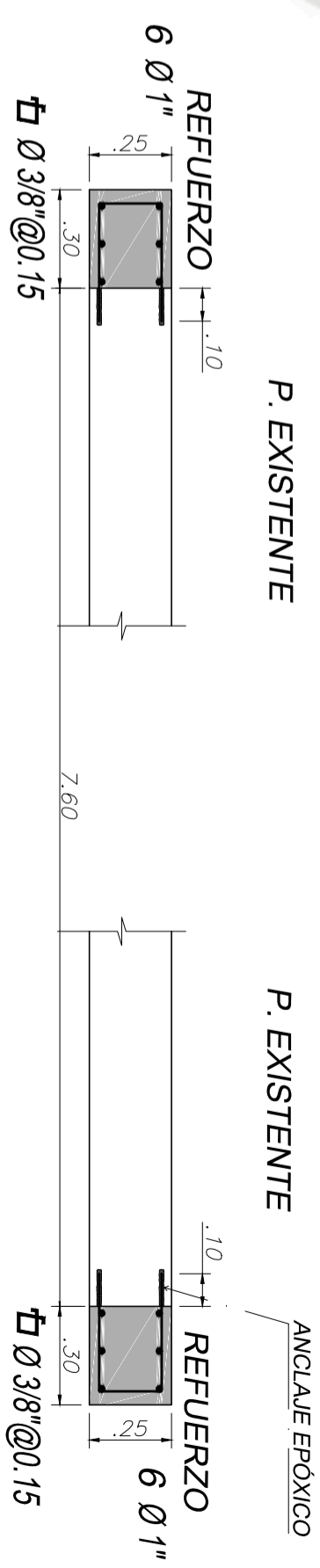
PLANTA PLACA "J"
ESC. 1/100



PLACA "J" REFORZADA
ESC. 1/75

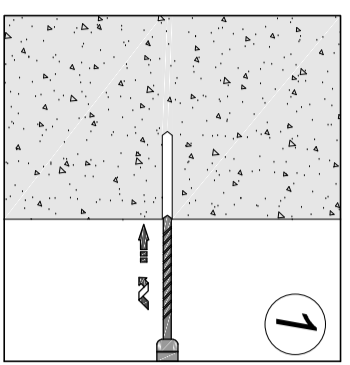


GEOMETRIA PLACA REFORZADA "J"
ESC. 1/100



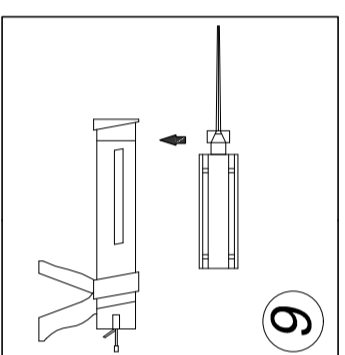
CORTE 1-1
ESC. 1/20

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE	
UBICACION: DISTRITO: - PROVINCIA: - DEPARTAMENTO: AREQUIPA	PLAZA: DISEÑO: - PROYECTO: - DEPARTAMENTO: AREQUIPA
BACHILLER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	PROFESOR: L.H.C.T.
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTAYARA UCSM P.P. Ing. CIVIL	ESCUELA: INGENIERIA DE PLAZAS EXISTENTES NOVIEMBRE 2013
	LIBRANK ER-3



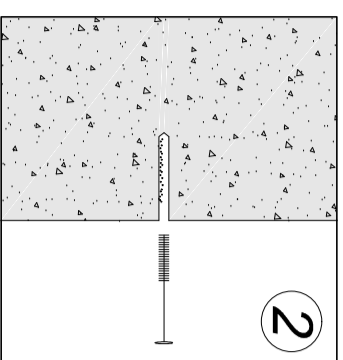
(1) UTILIZAR BROCA RECOMENDADA, ASEGURARSE DE LONGITUD PERFORADA

PERFORAR CON TALADRO



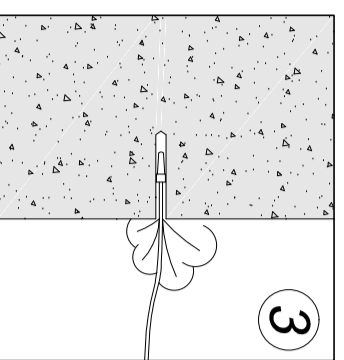
(6) VERIFICAR BUEN ESTADO DE PISTOLA DE APLICACIÓN

PONER EL CARTUJO DENTRO DEL APLICADOR



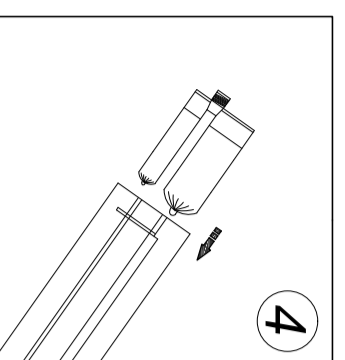
(2) REMOVER RESIDUOS PRODUCTO DE PERFORACIÓN

LIMPIAR DE FRAGMENTOS



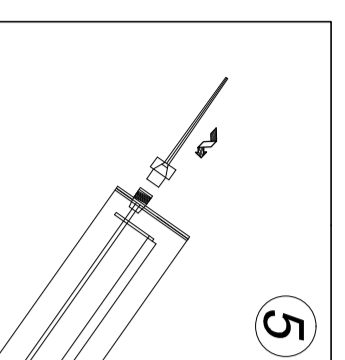
(3) ELIMINAR PARTÍCULAS DE POLVO PARA GARANTIZAR SUPERFICIE DE ADHESIÓN

LIMPIAR DE POLVO CON AIRE COMPRIMIDO



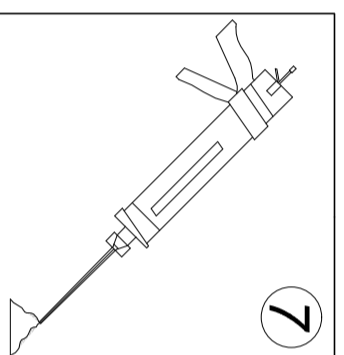
(4) VERIFICAR ESTADO DE CARTUJO Y VIGENCIA

INSERTAR EL CARTUJO EN EL SOPORTE



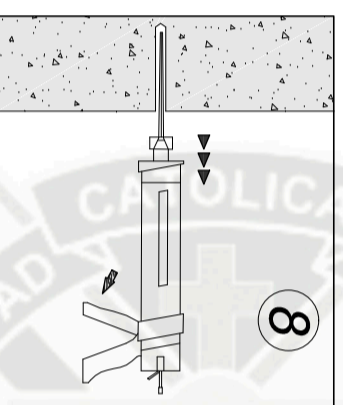
(5) ENSAMBLAR CORRECTAMENTE EL MEZCLADOR

ROSCAR EL MEZCLADOR



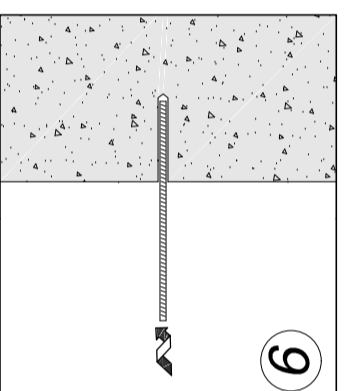
(7) LA MEZCLA CORRECTA PARA ANCLAJE SE OBTIENE LUEGO DE ELIMINAR 3 PRIMERAS EMBOLADAS

ELIMINAR LAS TRES PRIMERAS EMBOLADAS



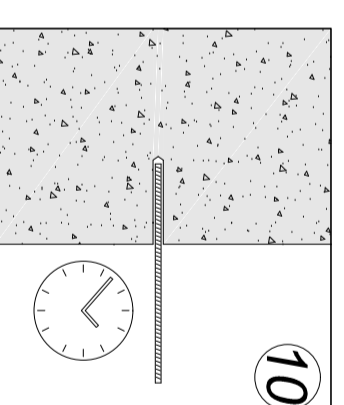
(8) REALIZAR LA INYECCIÓN DE MANERA CONTINUA DE FONDO DE PERFORACIÓN HACIA AFUERA

INYECTAR LA RESINA



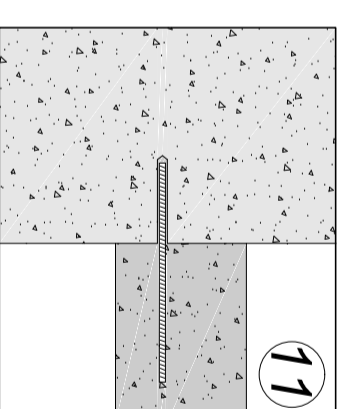
(9) MARCAR EN BARRA LA LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO Y VERIFICAR LA CORRECTA INSERCIÓN

INSERTAR LA BARRA



(10) MANTENER LA BARRA INTACTA HASTA CUMPLIR EL TIEMPO DE FRAGUADO

ESPERAR TIEMPO DE FRAGUADO



(11) PASADO EL TIEMPO DE HORMIGONAR CONTINUAR EL TRABAJO

CONTINUAR HORMIGONADO

TEMPERATURA DEL MATERIAL BASE	TIEMPO INYECTAR, INSERTAR	TIEMPO DE FRAGUADO	TIEMPO DE HORMIGONAR	NOTAS:
-5° C	4h	36h	72h	- Todos los tiempos especificados se miden desde que el adhesivo pasa por el mezclador. - Entre el tiempo de fraguado y el de hormigonar se puede trabajar alrededor del 25% de su capacidad. - Después del tiempo de hormigonado se puede poner en carga la estructura.
0° C	3h	25h	50h	
10° C	2h	12h	24h	
20° C	30min	6h	12h	
30° C	20min	4h	8h	
40° C	12min	2h	4h	

FUADOR	DIAMETRO DEL ANCLAJE	EMPOTRAMIENTO ESTÁNDAR	BROCA RECOMENDADA
Varilla corrugada de construcción	#3 o 3/8" o 9.5 mm	3 1/2" o 8.9 cm	1/2" x 6"
	#4 o 1/2" o 12.7 mm	4 1/2" o 11.4 cm	5/8" x 8"
	#5 o 5/8" o 15.7 mm	5 5/8" o 14.3 cm	5/8" x 8"
	#6 o 3/4" o 19.05 mm	7" o 17.8 cm	7/8" x 10"
	#7 o 7/8" o 22.2 mm	7 1/2" o 19.05 cm	1" x 13"
	#8 o 1" o 25.4 mm	9" o 22.8 cm	1 1/8" x 15"
	#9 o 1 1/8" o 28.6 mm	10 5/8" o 25.7 cm	1 3/8" x 23"
	#10 o 1 1/4" o 31.75 mm	12 3/8" o 31.4 cm	1 1/2" x 23"
	#11 o 1 3/8" o 34.9 mm	14 1/2" o 36.8 cm	1 1/2" x 23"

VALORES PARA ANCLAJE QUÍMICO HILTI HIT-RE 500 O SIMILAR

ESPECIFICACIONES ANCLAJE QUÍMICO

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

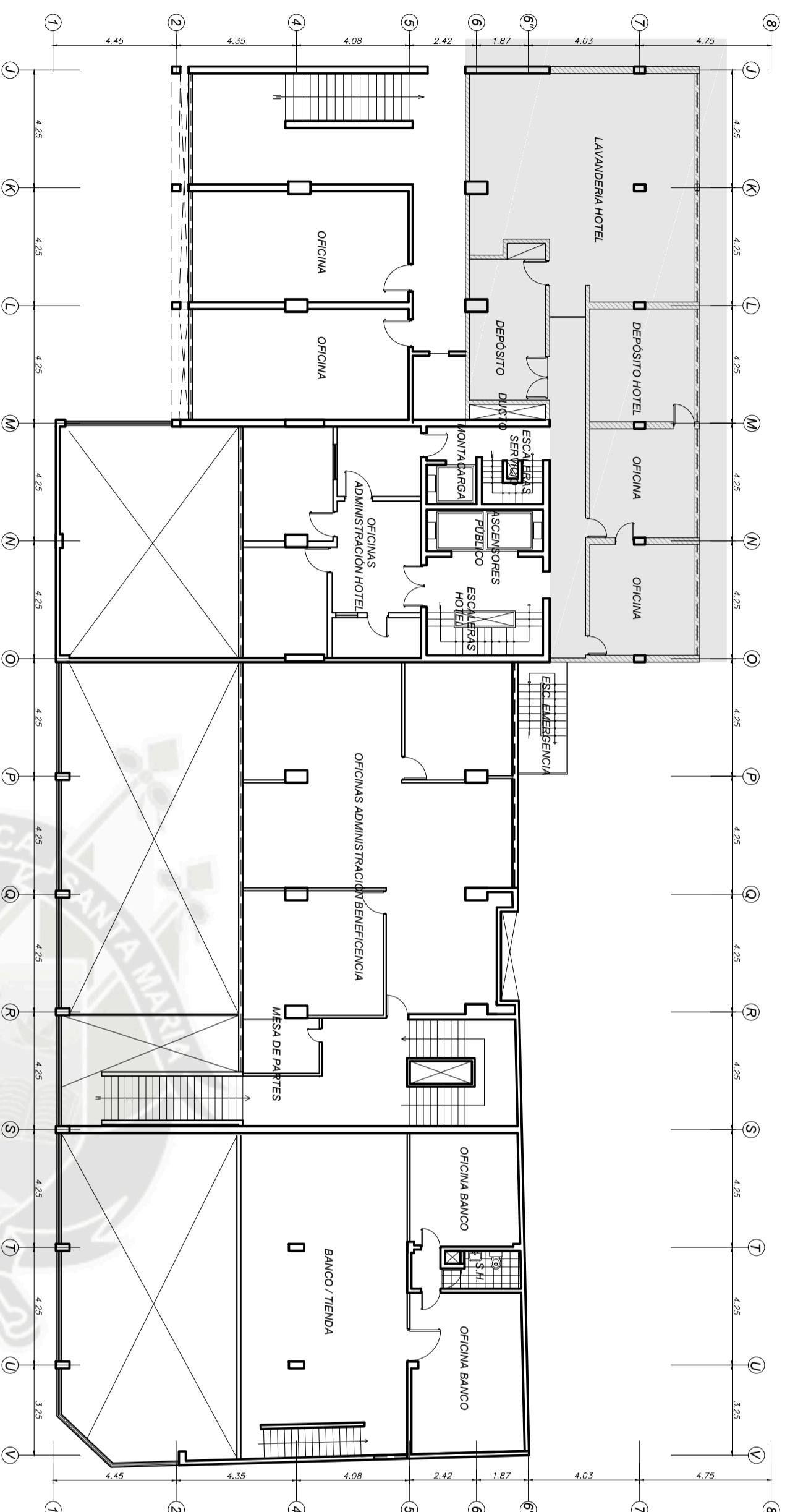
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

ESPECIFICACIONES ANCLAJE QUÍMICO

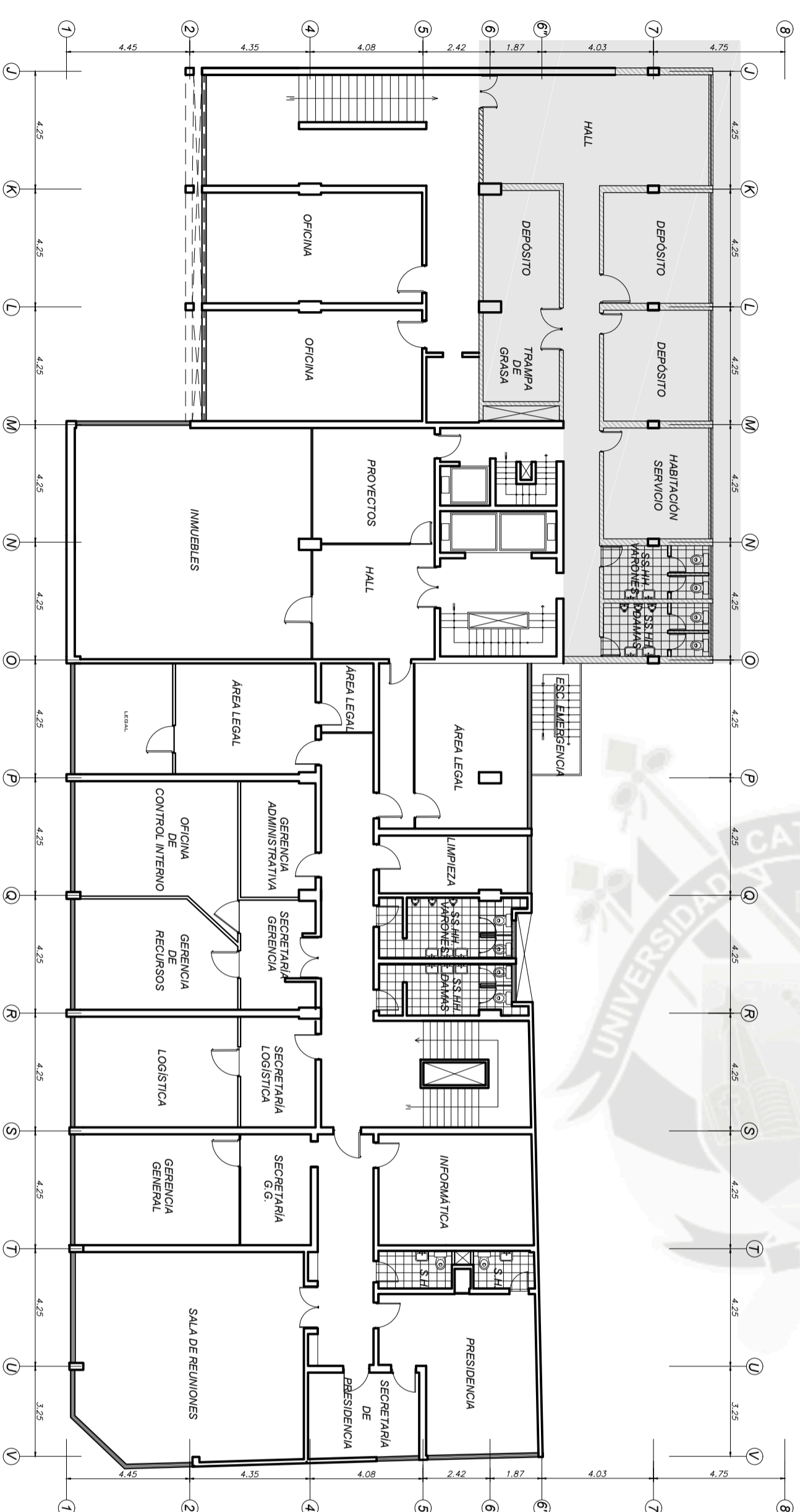
BAJILLER LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO

NOVIEMBRE 2013

ER-4



TABIQUERIA CONSIDERADA PISO 2



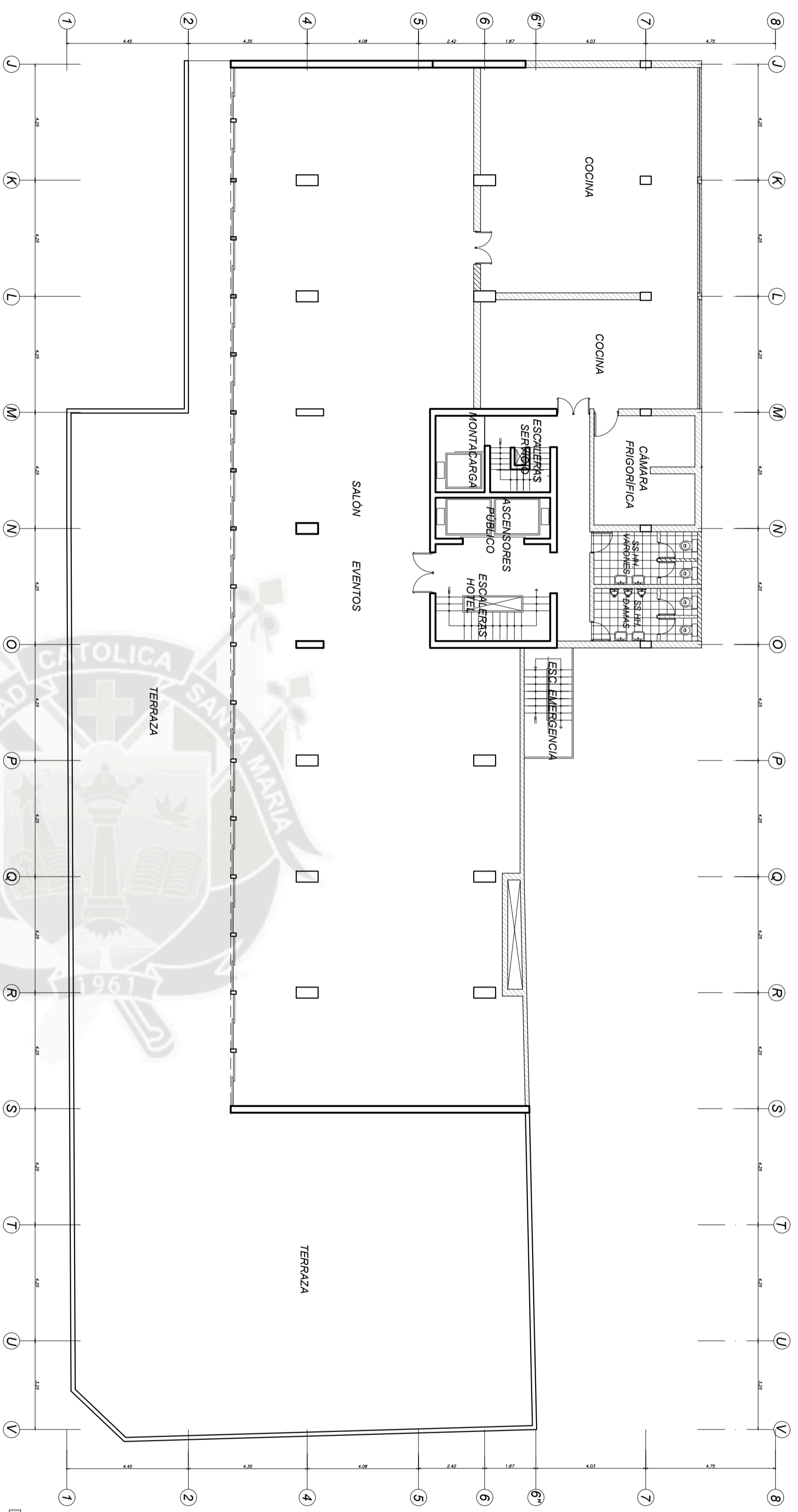
TABIQUERIA CONSIDERADA PISO 3

TABIQUERIA A DEMOLER Y REEMPLAZAR POR DRYWALL

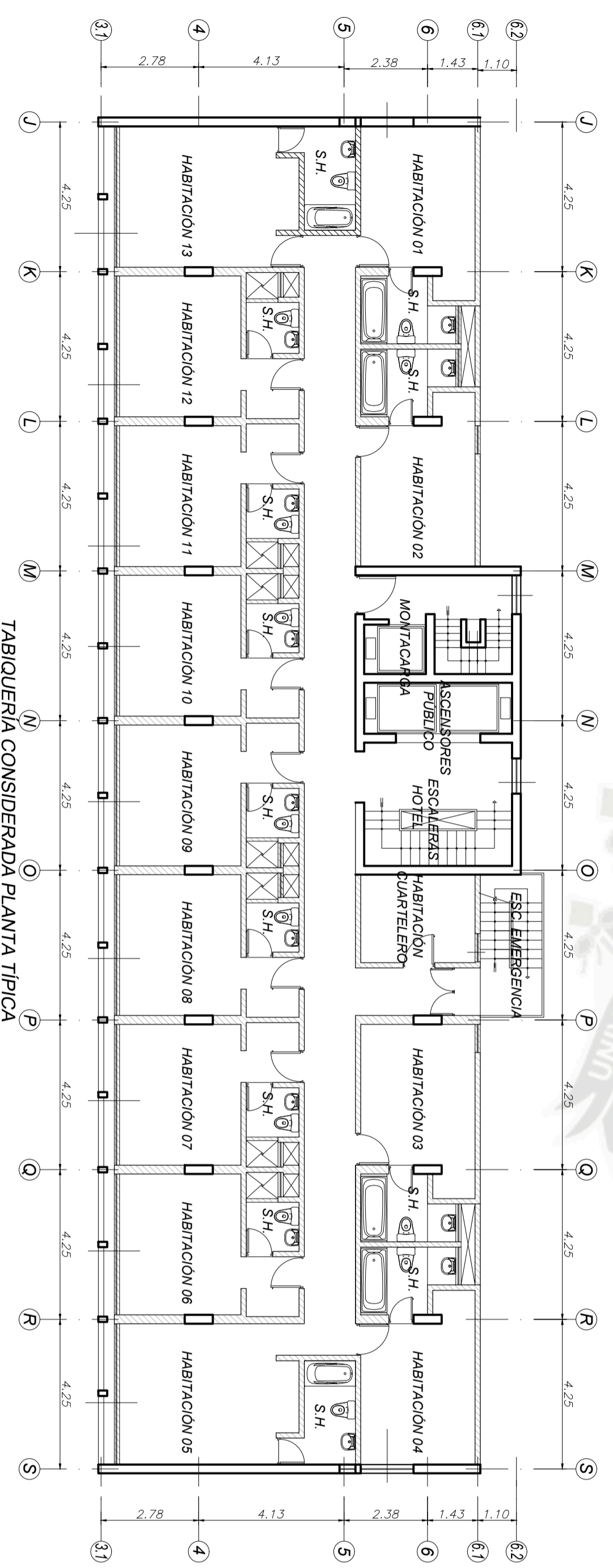
NOTA:
 LA PROPUSTA DE INTERVENCION AL EDIFICIO CONSIDERA REEMPLAZAR LOS TABIQUES DE LADRILLO EXISTENTES POR MUROS DE TABIQUERIA SECA (DRY WALL).
 PARA EL NIVEL 4 Y SUPERIORES SE REEMPLAZARÁN LA TOTALIDAD DE MUROS.
 PARA LOS NIVELES 2 Y 3, EL REEMPLAZO DE TABIQUERIA SERA PARCIAL. EL AREA SOMBREADA EN ESTE PLANO, REPRESENTA LA ZONA QUE REQUIERE INTERVENCION.
 LOS MURO DE TABIQUE DEL NIVEL DE SOTANO Y PRIMER PISO NO SERÁN INTERVENIDOS.

TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
 EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACION: DISTRITO - REGION DEPARTAMENTO - REGION	PAIS: PERU
BAJQUILER: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO	ESCUELA: SIE
OBJETO: L.H.C.T.	FECHA: NOVIEMBRE 2013
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO P.P. Ing. CIVIL	LIBRANK ER-5



TABQUERÍA CONSIDERADA PISO 4



TABQUERÍA CONSIDERADA PLANTA TÍPICA

NOTA:
 LA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN AL EDIFICIO CONSIDERA REEMPLAZAR LOS TABIQUES DE LADRILLO EXISTENTES POR MUROS DE TABIQUERÍA SECA (DRY WALL).
 PARA EL NIVEL 4 Y SUPERIORES SE REEMPLAZARÁN LA TOTALIDAD DE MUROS. PARA LOS NIVELES 2 Y 3, EL REEMPLAZO DE TABIQUERÍA SERÁ PARCIAL.
 LOS MUROS DE TABIQUE DEL NIVEL DE SÓTANO Y PRIMER PISO NO SERÁN INTERVENIDOS.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EX HOTEL PRESIDENTE

UBICACIÓN: DISTRITO: PUNTA ARENAL PROVINCIA: JERICÓN DEPARTAMENTO: JERICÓN	PLANO: OBJETO: TABIQUERÍA PISO 4 Y PLANTA TÍPICA DISEÑO: LUIS HUMBERTO CORNEJO TAMAYO L.H.C.T.	FECHA: NOVIEMBRE 2013	LIBRANK
---	---	--------------------------	---------

UCSM UNIVERSIDAD CATELÓLICA SANTA MARÍA
 P.P. Ing. CIVIL

ER-6