

INFORME DE TESIS

por NIELSS MARTIN BARRON SULCA

Fecha de entrega: 09-ene-2024 03:05p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2262770457

Nombre del archivo: Barr_n_Sulca_Nielss_Martin_-_informe_de_tesis.docx (22.31M)

Total de palabras: 31500

Total de caracteres: 163746

14

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO
BENEDICTO XVI**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL**



4

**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABS
PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN, 2022.**

6

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR

Br. Niels Martin Barrón Sulca

6

ASESOR

Mg. Fernando Santos Cubas

<https://orcid.org/0000-0002-6052-5293>

LINEA DE INVESTIGACIÓN

Estructuras y Tecnologías Constructivas

TRUJILLO – PERÚ

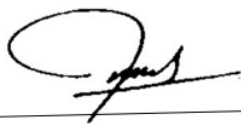
2023

DECLARATORIA DE ORIGINALIDAD

Señor(a) Decano(a) de la Facultad de Ingeniería:

Yo Mg. Fernando Santos Cuba con DNI N° 71475477 como asesor del trabajo de investigación “DISEÑO ⁴ ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN, 2022.”. Desarrollado por el bachiller Barrón Sulca Nielss Martin con DNI N° 73078445, ⁶ Egresado del Programa Profesional de Ingeniería Civil, considero que dicho trabajo de titulación reúne los requisitos tanto técnicos como científicos y corresponden con las normas establecidas en el reglamento de titulación de la Universidad Católica de Trujillo Benedicto XVI y en normativa para la presentación de trabajos de titulación de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.

Por tanto, autorizo la presentación del mismo ante el organismo pertinente para que sea sometido a evaluación por la comisión de la clasificación designado por el Decano de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.



DNI: 71475477

Mg. Ing. Fernando Santos Cubas

ASESOR

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

Mons. Dr. Miguel Cabrejos Vidarte, OFM

“Arzobispo Metropolitano de Trujillo

Fundador y Gran Canciller de la Universidad

Católica de Trujillo Benedicto XVI”

14

Dra. Mariana Geraldine Silva Balarezo

Rectora de la Universidad Católica de Trujillo Benedicto XVI

Dra. Mariana Geraldine Silva Balarezo

Vicerrectora Académica

6

Dra. Ena Obando Peralta

Vicerrectora de la Investigación

Mg. Breitner Diaz Rodríguez

Decano de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura

Dra. Teresa Sofía Reategui Marín

Secretaría General

R.P. Mg. Ricardo Angulo Bazauri

Gerente del Desarrollo Institucional

DEDICATORIA

El enfoque optimista brinda la capacidad de afrontar los desafíos más arduos, al mismo tiempo que mantiene la mente en un estado saludable y vigoroso. En primer lugar, en mi tesis, quiero expresar mi gratitud hacia la guía constante de Dios por el camino correcto y su cuidado constante. También, deseo agradecer a mis padres por su inquebrantable apoyo, por inculcarme los valores de superación y humildad, y por siempre confiar en mí. Mis hermanos merecen mi reconocimiento por sus valiosos consejos y enseñanzas. Siempre cuento con la colaboración de todos ellos para alcanzar mis metas.

Br. Barrón Sulca Nielss Martin

AGRADECIMIENTO

Expreso mi gratitud a Dios, así como a mis padres y hermanos, quienes constantemente me brindan orientación y guía en mi camino, permitiéndome continuar con mi educación.

Además, deseo agradecer a la UCT Benedicto XVI y a todo su cuerpo docente por las valiosas lecciones impartidas. Aprecio la oportunidad que me han dado para aprender de ustedes y beneficiarme de sus excelentes enseñanzas. Esta oportunidad me permite avanzar en mi carrera profesional con la aspiración de contribuir significativamente al progreso y desarrollo de nuestro amado país, que indudablemente lo necesita.

ÍNDICE

DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
I. INTRODUCCION	15
II. METODOLOGIA	35
2.1. Enfoque y tipo	35
2.2. Diseño de la investigación	35
2.3. Población, muestra y muestreo	35
2.4. Instrumentos, técnicas, equipos de laboratorio de recojo de datos	36
2.4.1. Técnicas a emplear.....	36
2.4.2. Instrumentos.....	36
2.5. Técnica de procesamiento y análisis de la información	36
2.6. Aspectos éticos en investigación	36
III. RESULTADOS	38
3.1. Características del proyecto	38
3.2. Zona en estudio	41
3.3. Estudios Ejecutados	42
3.3.1. Estudios de laboratorio	42
3.4. Análisis.....	43
3.4.1. Objetivo específico 1: Realización de los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.....	43
3.4.2. Objetivo específico 2: Calculo del diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.....	51
3.4.3. Objetivo específico 3: Obtención de los desplazamientos inelásticos y deriva de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín. 98	
3.4.4. Obtención y Verificación de los resultados	102
3.4.5. Objetivo general: Determinar el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.....	112
IV. DISCUSIÓN	188
V. CONCLUSIONES	190
VI. RECOMENDACIONES	192
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	193

ANEXOS	195
Anexo 1: Instrumento de recolección de la información	195
Anexo 2: Ficha técnica	196
Anexo 3: Operacionalización de variables	197
Anexo 4: Matriz de consistencia	198
Anexo 5: estudio de mecánica de suelos	199
Anexo 6: Memoria de Calculo	214
Anexo 7: planos	223

Índice de Tablas

Tabla 1	Límite para la distorsión del	entre piso	32
Tabla 2	1	pesores de losas aligeradas según luces	46
Tabla 3		Predimensionamiento de vigas de la planta típica	49
Tabla 4		Predimensionamiento de columnas	50
Tabla 5		Pesos Volumétricos de los Materiales	63
Tabla 6		Cargas muertas presentes en la losa	64
Tabla 7	6	Cargas en la edificación (Hotel)	64
Tabla 8		CARGAS MUERTAS (kg/m ²)	64
Tabla 9		CARGAS VIVAS (kg/m ²)	65
Tabla 10		Modal Participating Mass Ratios	81
Tabla 11		Primer modo	81
Tabla 12		Segundo modo	82
Tabla 13		Tercer modo	82
Tabla 14		Acumulados de la masa participativa	83
Tabla 15		Resultado del acumulado de las masas participativas	84
Tabla 16		Parámetros del sismo	86
Tabla 17	5	iso por Nivel	88
Tabla 18		Cortante basal en X	89
Tabla 19	2	ortante basal en Y	89
Tabla 20		Distribución de fuerzas laterales dirección XX	89
Tabla 21		Distribución de fuerzas laterales dirección YY	90
Tabla 22		Cortante basal en el programa ETABS	93
Tabla 23	4	Espectro de aceleración	93
Tabla 24		DERIVA EN X	101
Tabla 25		DERIVA EN Y	101
Tabla 26		Resistencia sísmica de la edificación	104
Tabla 27		Irregularidad de rigidez en la dirección X-X - Piso blando	105
Tabla 28	3	Irregularidad de rigidez en la dirección Y-Y - piso blando	105
Tabla 29		Irregularidad de resistencia en la dirección X-X-piso débil	106
Tabla 30		Irregularidad de resistencia en la dirección Y-Y-piso débil	106
Tabla 31		Irregularidad extrema en la dirección X-X-piso débil	106
Tabla 32		Irregularidad extrema en la dirección Y-Y-piso débil	107
Tabla 33		Irregularidad extrema de resistencia en la dirección X-X - piso débil	108
Tabla 34		Irregularidad extrema de resistencia en la dirección Y-Y - piso débil	108
Tabla 35	5	regularidad de masa y peso de la estructura	108
Tabla 36		Irregularidad torsional en dirección X-X	109
Tabla 37		Irregularidad torsional en dirección Y-Y	110
Tabla 38		Irregularidad torsional extrema en dirección X-X	110
Tabla 39		Irregularidad torsional extrema en la dirección Y-Y	110
Tabla 40	2	Fuerza cortante dinámica con Etabs	112
Tabla 41		Junta Sísmica	112
Tabla 42		Fuerza cortante de diseño XX-YY	113
Tabla 43		Acero Instalado	122
Tabla 44		Diseño por capacidad	135
Tabla 45		cálculo de la resistencia del concreto a corte	136
Tabla 46		Cargas de placa	139
Tabla 47		combinaciones de diseño	143
Tabla 48		Refuerzo de acero longitudinal de la escalera	152
Tabla 49		Cargas muertas(kg/m)	154
Tabla 50		Cargas vivas(kg/m)	155

Tabla 51 Distribución de acero en vigueta	161
Tabla 52 Diseño por corte	162

6

Índice de Figuras

Figura 1 Procedimiento de la investigación	36
Figura 2 Plano de arquitectura del primer piso	39
Figura 3 Planta típica, del segundo al séptimo nivel.	39
Figura 4 Corte B-B de la escalera Principal	40
Figura 5 Elevación principal	41
Figura 6 Encofrado típico de la edificación.	43
Figura 7 Asignación de placas	44
Figura 8 Estructuración final	45
Figura 9 Paño representativo de la losa maciza	47
Figura 10 Estructuración y Predimensionamiento final	51
Figura 11 Creación de grillas	52
Figura 12 creación de grillas más detallada	52
Figura 13 Altura del primer nivel	53
Figura 14 Altura de los entrepisos	53
Figura 15 Material concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	54
Figura 16 Material Acero Refuerzo $f'c=4200 \text{ kg/cm}^2$	54
Figura 17 Modelado de columna	55
Figura 18 torsión en vigas	55
Figura 19 Recubrimiento en viga peraltada	56
Figura 20 Recubrimiento viga chata	56
Figura 21 Secciones definitivas de elementos frame	56
Figura 22 Losa aligerada	57
Figura 23 Losa maciza	57
Figura 24 Placa PL-1	58
Figura 25 Placa PL-2	58
Figura 26 Nominación de los diámetros de acero	59
Figura 27 All Stories	59
Figura 28 Cambio de unidades a metros	59
Figura 29 modelado de los elementos verticales y horizontales	60
Figura 30 Modelado de las losas aligeradas y macizas	60
Figura 31 Asignación de releases	61
Figura 32 Restricciones en la Base	62
Figura 33 Empotramiento de la base	62
Figura 34 Asignación de brazo rígido	63
Figura 35 Definir los patrones de carga	65
Figura 36 Ubicación del Similar Stories	66
Figura 37 Asignación de cargas muertas	66
Figura 38 Carga muerta en la Azotea	67
Figura 39 Asignación de carga viva	68
Figura 40 Carga viva en la azotea	68
Figura 41 Ubicación del comando distributed	69
Figura 42 Asignación de carga muerta en tabiquería	70
Figura 43 Carga distribuida de los muros de albañilería	71
Figura 44 Carga muerta distribuida en la escalera 1	73
Figura 45 Carga muerta distribuida en la escalera 2	73
Figura 46 Carga muerta distribuida	74

Figura 47 Carga viva distribuida	74
Figura 48 Definir diafragma rígido	75
Figura 49 Diafragma rígido en cada nivel	76
Figura 50 Mass Source	77
Figura 51 Patrones de Carga muerta y viva	77
Figura 52 Check Model	78
Figura 53 Modelado Conforme	78
Figura 54 Run Analysis	79
Figura 55 Periodo fundamental de vibración	79
Figura 56 Periodo de vibración de cada modo y masa participativa en cada dirección	80
Figura 57 Modal cases	83
Figura 58 Parámetros sísmicos	86
Figura 59 Combinación de carga	87
Figura 60 Fuerzas por nivel	88
Figura 61 Distribución de fuerzas laterales dirección XX	90
Figura 62 Distribución de fuerzas laterales dirección YY	91
Figura 63 Patrones de carga del sismo estático	92
Figura 64 Asignación de la cortante basal "C", factor "k" y excentricidad en XX	92
Figura 65 Asignación de la cortante basal "C", factor "k" y excentricidad en YY	92
Figura 66 Espectro de aceleración de la norma E.030	95
Figura 67 Definir espectro de la norma	96
Figura 68 Espectro de aceleración en ETABS	96
Figura 69 Sismo dinámico en la dirección X	97
Figura 70 Sismo dinámico en dirección Y	97
Figura 71 Factor En X	99
Figura 72 FACTOR en Y	99
Figura 73 DERIVA EN X	100
Figura 74 DERIVA EN Y	100
Figura 75 Sismo en dirección X en placas	102
Figura 76 Sismo en dirección en X en columnas	103
Figura 77 Sismo en dirección en Y en placas	103
Figura 78 Sismo en 4 de diseño	113
Figura 79 Sismo en Y de diseño	114
Figura 80 Fuerza cortante de diseño XX-YY en Etabs	114
Figura 81 Combinación de diseño	115
Figura 82 Combo de envolvente	115
Figura 83 Modificación del código de diseño en el Etabs	116
Figura 84 Código de diseño modificado en el ETABS	117
Figura 85 Cambio del elemento Frame de especial a elemento ordinario	118
Figura 86 Diseño del acero de la viga con la combinación de la envolvente	119
Figura 87 Inicio del diseño de los elementos vigas	119
Figura 88 Acero requerido en cada tramo de las vigas	120
Figura 89 Cambio de unidades a centímetros	120
Figura 90 Eje D-D VP (30x50)	121
Figura 91 Acero requerido en el tramo D-D nivel 4	122
Figura 92 Plano del acero instalado	122
Figura 93 Distancia del diagrama de momento flector	123
Figura 94 Distribución de aceros para el tramo D-D nivel 4	123
Figura 95 Modificación del código de diseño en el Etabs	125
Figura 96 Asignar placa como Pier	126
Figura 97 Activar Ejes locales y labels	126
Figura 98 Sección para el diseño de columna	127

Figura 99	Ventana para el diseño del elemento columna	128
Figura 100	Draw Rectangle	128
Figura 101	Dibujo de la sección	129
Figura 102	Sección modificada	129
Figura 103	Asignación de refuerzo	130
Figura 104	Sección y acero instalado corregido	130
Figura 105	Diagrama de interacción	131
Figura 106	Incluir el Phi	131
Figura 107	Diagrama de interacción de la columna central C9 X-X- M33	132
Figura 108	Diagrama de interacción de la columna central C9 X-X-M22	132
Figura 109	Diagrama de interacción de la columna central C9 Y-Y-M33	133
Figura 110	Diagrama de interacción de la columna central C9 Y-Y-M22	133
Figura 111	cálculo del momento nominal mayor	135
Figura 112	Sección y detalle de la columna diseñada	137
Figura 113	Definir y asignar como elemento Piers a cada placa	138
Figura 114	Placa 4	139
Figura 115	Modelado y asignación de acero	140
Figura 116	Placa modelada	141
Figura 117	asignando 34 capas de varilla	141
Figura 118	Diagrama de interacción M33 en X-X	142
Figura 119	Diagrama de interacción M33 en Y-Y	142
Figura 120	Diagrama de Interacción para la carga P	144
Figura 121	Escalera típica de 2 tramos	146
Figura 122	dimensiones de las escaleras en Etabs	147
Figura 123	Definición de material de concreto	148
Figura 124	Sección de la escalera	149
Figura 125	Modelado de la escalera	149
Figura 126	Carga Muerta	150
Figura 127	Carga viva	150
Figura 128	Combinación última para cargas por gravedad	151
Figura 129	Diagrama de momento bajo cargas amplificadas (primer tramo)	151
Figura 130	Diagrama de momento bajo cargas amplificadas (segundo tramo)	152
Figura 131	tramo 5-6 de la losa aligerada	153
Figura 132	Tramo 5-6	155
Figura 133	Material de la Vigueta	155
Figura 134	Sección de la vigueta	156
Figura 135	Varillas de refuerzo	157
Figura 136	Modelado de la vigueta en Etabs	157
Figura 137	Carga muerta	158
Figura 138	Carga viva	158
Figura 139	Asignación de brazos rígidos	158
Figura 140	Definición de combinaciones de Diseño	159
Figura 141	Modificación del código de diseño en Etabs	159
Figura 142	Cambio al tipo de elemento sway Ordinary	160
Figura 143	Combinación de diseño	160
Figura 144	Diagrama de momento flector	161
Figura 145	Acero requerido	161
Figura 146	Exportar piso típico de Etabs a Safe	163
Figura 147	Nivel típico exportado en el programa SAFE	164
Figura 148	Modificación del concreto	165
Figura 149	Modificación del acero	165
Figura 150	Franja dirección X-X	166

Figura 151 Franja dirección Y-Y	167
Figura 152 Código de diseño modificado	167
Figura 153 Combinación ultima para cargas de gravedad	168
Figura 154 Combo de diseño	168
Figura 155 Momentos flectores para la franja B dirección Y	169
Figura 156 Ventana para obtener el acero requerido en cada franja	170
Figura 157 Distribución del acero en la franja B dirección Y	171
Figura 158 Distribución de acero franja A dirección X	172
Figura 159 Obtención de la cortante bajo la combinacion de diseño	173
Figura 160 Discretización del muro	174
Figura 161 Discretización de toda la edificación	175
Figura 162 Exportar a Safe	175
Figura 163 Cimentación de la edificación en Safe	176
Figura 164 Definición de elementos rígidos y zapatas	177
Figura 165 Definición de la capacidad admisible del suelo	177
Figura 166 Combinaciones de diseño	178
Figura 167 Modificación del código de diseño en Safe	178
Figura 168 Recubrimiento de zapatas	179
Figura 169 Recubrimiento de las vigas de cimentación	179
Figura 170 Modelado final y asignación de cargas	180
Figura 171 Cargas actuantes en el suelo	180
Figura 172 Verificación por corte y punzonamiento	181
Figura 173 Viga de cimentación 30x50	182
Figura 174 modelado de las vigas de cimentación	182
Figura 175 Nuevo análisis de las cargas actuantes	183
Figura 176 Grafica de las franjas de diseño A y B en las zapatas	184
Figura 177 varilla de refuerzo requerido para la franja A	184
Figura 178 Varilla de refuerzo requerido para la franja B	185
Figura 179 cantidad de Varilla de refuerzo en cada zapata	185
Figura 180 cortante ultima de la franja B(dirección Y) $V_u=78.82$	186
Figura 181 Acero requerido de las vigas de cimentación	187

RESUMEN

El problema general abordado en esta investigación fue: ¿Cómo se determina el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022?, el objetivo general fue: Determinar el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022. En este estudio, no se formuló ninguna hipótesis. La metodología empleada en este estudio es de naturaleza cuantitativa, siendo catalogada como investigación aplicada. Su enfoque es descriptivo, y el diseño adoptado es de carácter experimental. La población objeto de estudio fue un edificio de 7 niveles. La muestra se compone por los elementos estructurales fundamentales necesarios para la edificación. La investigación concluirá que el diseño estructural en concreto armado en el programa Etabs tiene mayor eficiencia y velocidad, ya que es un software de diseño estructural que automatiza muchos cálculos complejos y reduce significativamente el tiempo en comparación con el método tradicional. También tiene como conclusión que, a través del diseño estructural en concreto armado, demuestra un desempeño adecuado frente a las amenazas sísmicas. Los elementos estructurales poseen una rigidez apropiada, y la máxima deformación registrada en X es de 0.00499 y la máxima deformación en Y es de 0.00311. Estos datos se sitúan en los rangos permitidos conforme al RNE E.030. Las zapatas tuvieron un peralte de 0.80 cm que satisficieron exitosamente las verificaciones y punzonamiento. Se realizó el diseño de viga de cimentación de (30x50) para mitigar los esfuerzos originales por las excentricidades en las zapatas.

PALABRAS CLAVES: Diseño estructural, Concreto armado, ETABS, Amenazas sísmicas.

ABSTRACT

The overarching problem addressed in this research was: How is the structural design determined in reinforced concrete using Etabs for a 7-story building in Satipo, Junín, 2022? The general objective was to determine the structural design in reinforced concrete using Etabs for a 7-story building in Satipo, Junín, 2022. No hypotheses were formulated for this research. A quantitative approach was employed, and the research type was applied, with a descriptive level and experimental design. The population considered was a 7-story building, and the sample consisted of the structural elements required for the construction. The research will conclude that the structural design in reinforced concrete using the Etabs program is more efficient and faster. Etabs is a structural design software that automates many complex calculations, significantly reducing time compared to traditional methods. It is also concluded that, through structural design in reinforced concrete, satisfactory performance is demonstrated against seismic threats. The structural elements exhibit appropriate stiffness, with a maximum deformation recorded in the X direction of 0.00499 and in the Y direction of 0.00311. These values fall within the permissible limits established in the RNE E.030. The footings had a height of 0.80 m, successfully meeting the checks and punch shear. The foundation beam design (30x50) was carried out to mitigate the original efforts due to eccentricities in the footings.

KEYWORDS: Structural design, Reinforced concrete, ETABS, Seismic threats.

I. INTRODUCCION

El ²⁷ diseño estructural en concreto armado desempeña una función crucial en la edificación ¹⁰ de estructuras, dado que combina la resistencia y durabilidad inherente del concreto y la capacidad de carga y alta resistencia a la tensión del acero creando un sistema de materiales complementarios que trabaja en armonía para soportar cargas y resistir fuerzas externas. Sin embargo, en regiones sísmicas, donde la actividad tectónica puede desencadenar eventos naturales altamente destructivos, el diseño estructural debe ir más allá de la sola resistencia y considerar la sismorresistencia como un componente esencial para asegurar las estructuras, además que también su principal propósito es resguardar la vida humana de manera prioritaria. En este contexto, el programa de análisis y diseño estructural ETABS se ha convertido en una herramienta esencial para ingenieros y diseñadores en la actualidad., permitiéndoles modelar, analizar y diseña sistemas estructurales complejos de manera eficiente y precisa. Se rige como una herramienta fundamental para abordar los desafíos complejos del diseño en concreto armado con un enfoque especial en la sismorresistencia.

Romero (2005) en el planeta tierra, la importancia del diseño y análisis estructural de edificaciones esta en constante aumento, desempeñando un papel crucial en el progreso de la sociedad y para las generaciones futuras ya que esto está considerado como un desarrollo sostenible que complace las necesidades y ofrece seguridad a toda la población. Recalcar que en la época antigua los desarrollos de la ingeniería estructural estuvieron muy limitados, no existía programas de diseño por condiciones económicos y técnicas constructivas y por ello las construcciones no eran las adecuadas para un edificio sismorresistente, en la actualidad ya no hay impedimento para realizar un buen diseño estructural porque existe diferentes métodos y tácticas, para realizar el diseño más eficaz y seguro. El mundo está cambiando y se va creando nuevas innovaciones donde se plantean nuevos progresos en el diseño estructural utilizando ya los programas computarizados que existen, así facilitando en los cálculos estructurales y dejando a un lado el método convencional.

De acuerdo con el informe de CAPECO del año 2018, en el territorio peruano, un asombroso 80% de las viviendas se erigen de manera informal, y de esa proporción, la mitad se clasifica como altamente susceptible a lamentar daños significativos en consecuencia de un sismo de alta intensidad. Este dato resalta la urgencia de abordar y mejorar las prácticas

constructivas, así como la importancia de implementar medidas de mitigación y prevención para salvaguardar la seguridad y bienestar de la población ante posibles eventos sísmicos. Esto deja en claro que ante un eventual sismo de magnitud severa llegaría a suceder una tragedia en el Perú, debido a la falta de conocimiento de la ciudadanía referente a la construcción de edificaciones antisísmicas por especialistas que se dedican al diseño estructural. La problemática que enfrenta actualmente el país se centra en la construcción de edificaciones que no tienen un apropiado análisis estructural o en otro caso que son construidos empíricamente por personas no calificadas y/o certificadas en el ámbito de la construcción.

La ciudad de Satipo, se enfrenta a una situación problemática en el ámbito de la construcción de viviendas y edificios, En la actualidad, se observa la presencia de numerosas construcciones que carecen de un diseño estructural adecuado para sus viviendas. Un gran número de viviendas presentan riesgos estructurales, lo que los hace propensos a presentar: colapsos y daños en caso de terremotos, inundaciones u otros desastres naturales, las casas comienzan a presentar asentamientos irregulares, las grietas se forman en las paredes, el suelo se hunde en ciertas partes de la vivienda lo que pone en alerta la situación de estabilidad general del edificio, se produce filtraciones de agua en los techos, los ciudadanos por ahorrar tiempo y dinero construyen edificios sin la asesoría de profesionales capacitados ni estudios técnicos más la carencia de familiaridad con las normas de construcción, existencia de aplicativos de diseño estructural, juntando todo eso hace que su vivienda no sea sismorresistente y todo ello conlleva a que los ocupantes no estén seguros y en riesgo de perder la vida.

En este sentido, el diseño estructural se convierte en un componente indispensable en el proceso de construcción de cualquier edificación. Una herramienta destacada en esta tarea es el programa Etabs, el cual posibilita la creación de edificaciones sismorresistentes de manera más eficiente y precisa que los métodos tradicionales. Esta herramienta permite optimizar el proceso de diseño y cálculo, reduciendo el tiempo necesario y mejorando la exactitud de los resultados.

El informe de tesis se justifica desde el punto de vista social porque esta investigación fue realizada para que sirva como una guía que ayude a resolver problemas de los profesionales de las carreras de arquitectura e ingeniería civil, estudiantes, maestros de obra y para cualquier persona que está vinculado a la construcción de viviendas sismorresistentes.

Así las viviendas serán más seguras para sus habitantes, más formales porque está diseñado con las normativas peruanas.

En la parte práctica se justifica porque existe la necesidad de disminuir significativamente el porcentaje de las construcciones que no sean sismorresistentes en nuestro país, por eso se realizó este proyecto efectuando todos los parámetros que dicta el RNE y el ACI. Así la población tendrá una mayor seguridad ante posibles desastres naturales que pueda llegar a suceder en nuestro país. Por ello, esta investigación contribuirá con información práctica para los profesionales, personas vinculadas a la construcción para garantizar un buen diseño estructural de sus edificaciones en concreto armado.

Por otra parte, en el aspecto metodológico, es justificable porque se consideró una serie de pasos y procesos que hacen de esta investigación confiable y sólido, ya que se comenzó estructurando la edificación, predimensionando los elementos estructurales, luego se procedió a graficar para su adecuado análisis sismorresistente, luego de validar los datos obtenidos según la norma peruana, se realizó la elaboración del diseño de los componentes estructurales y por último se realizó el diseño de la cimentación. el uso de las herramientas tecnológicas da soluciones rápidas y hoy en día eso es lo que buscamos en el diseño estructural en concreto armado, así nos puedan ayudar a determinar los desempeños, análisis de una edificación durante un sismo. Esta investigación ayudará a futuras investigaciones de profesionales que estén interesados profundizar en el tema.

4 Y es así como llegamos a nuestro enunciado del problema: ¿Cómo se determina el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín 2022? También se encontró problemas específicos que son: ¿Cuáles serán los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022?, ¿Cómo se calcula el diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín 2022?, ¿Cómo se obtiene los desplazamientos inelásticos y deriva de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022?. Para responder esta problemática se planteó como objetivo general: Determinar el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022. Que tiene como objetivos específicos que son: Determinar los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, Calcular el diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022 y Obtener los

desplazamientos y deriva de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.

La investigación tiene como bases antecedentes de investigaciones relacionadas con el presente estudio de carácter internacional, nacional y regional que dieron soporte al desarrollo de esta investigación. A continuación, se detalla de manera ordenada dichos antecedentes

En la investigación realizada por Ávila (2019) en su tesis de grado titulada, se establece como objetivo principal es realizar el diseño y análisis estructural de una estructura de cuatro niveles destinada para fines de hospedaje, específicamente en Playas sobre una superficie de 365.39 m². Tiene como método investigación científica y tipo de investigación aplicada. Finalmente tiene como conclusión: Se constató del límite de derivas y desplazamientos ante el suceso de un sismo en la edificación, la estructura en mención cumple con todo el diseño sismo resistente de acuerdo a la normativa ecuatoriana. Resultado 30%

Hurtado (2020), en la tesis de grado maestría, tiene como objetivo contrastar los métodos de diseño que son actuales de la normativa colombiana sismorresistentes con los objetivos de los comportamientos estructurados para esta estructura en específico. Tiene como metodología, método de investigación científica – aplicada. Llego a concluir que: La estructura que se estudió cumple la verificación de capacidad de desplazamiento porque está presentando gran ductilidad y por supuesto se realizó la revisión del diseño original. Resultado 60%

Salazar; Guillen (2020), en la tesis de grado titulado, fijaron como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de una estructura de viviendas multifamiliares de concreto armado. Aplicaron la metodología científica – aplicada. Finalmente, fijan como conclusión: En el predimensionamiento de las vigas y de losas permitió que la cuantía de acero resultara ser el adecuado y así al momento de la construcción no exista una posible congestión. Resultado: 30%

En la tesis de grado de Rivera (2022), de grado titulada, el objetivo fundamental es establecer las características fundamentales para dicho análisis y diseño, siguiendo las pautas delineadas por el reglamento de edificaciones. La metodología adoptada se clasifica como exploratoria, en tanto que el nivel de investigación es integrativo. Resultado 30%

En la tesis de Muñoz (2021) de grado titulada, el objetivo primordial es llevar a cabo el cálculo estructural de un edificio, incluyendo un sótano, con un enfoque especial en verificar el posible comportamiento de la estructura en caso de un movimiento sísmico. La metodología empleada se caracteriza como aplicada, mientras que el nivel de estudio adoptado es descriptivo, el diseño de la investigación es no experimental. Los resultados y hallazgos conducentes a través de este estudio concluyen que todo el diseño de la edificación se sustentó en la normativa establecida por el RNE E.060. Además, destaca que la economía del proyecto se logró gracias a la implementación de cuantías mínimas en el diseño estructural. Resultado 70%

En la tesis de Pérez (2021), de grado titulada, el objetivo central es hallar los resultados del análisis sísmico de la edificación, realizado con el RNE E.030. El tipo de estudio aplicado se caracteriza por un enfoque descriptivo-explicativo, dentro de un diseño no experimental. Las conclusiones obtenidas revelan que los valores máximos de las derivas de entresuelo derivados del análisis dinámico, específicamente en el MODULO I (nivel 02-0.590% en X-X, 0.539% en Y-Y), MODULO II (nivel 02-0.544% en X-X, 0.581% en Y-Y) y MODELO III (nivel 02-0.567% en X-X, 0.575% en Y-Y), son inferiores al límite establecido de 0.700%, conforme a lo exigido por la norma E.030-2018. Esta conclusión sugiere que la estructura del edificio cumple con los estándares de resistencia sísmica establecidos por la normativa, demostrando así su idoneidad ante posibles eventos sísmicos. Resultado 50%

Los principios y fundamentos teóricos que brindan soporte a esta investigación se relacionan con los aspectos relevantes tanto de la variable independiente (ETABS) como de la variable dependiente (Diseño estructural), los cuales se darán a conocer en el siguiente apartado.

Como variable independiente se tiene al software ETABS, que se ha escogido por su capacidad para ejecutar el análisis estructural. Esta información es validada por diferentes autores, los cuales se mencionan a continuación.

Computes & Structures, Inc. (2018) sostiene que el software Etabs está diseñado para realizar el análisis estructural y diseño de los sistemas estructurales, está ya en el mercado ya hace 30 años con continuas actualizaciones. Etabs tiene una plataforma muy interactiva, todas sus bases se encuentran conectadas en todas las versiones, así como puede

modelar simples estructuras también puede modelar inmensas y difíciles modelos de edificios, es la herramienta más utilizada por los ingenieros estructurales.

Por otra parte, CSi España (2018), el software Etabs tiene diversas funciones que lo convierten en una herramienta integral para el modelado, dimensionamiento y comprobación de estructuras de edificaciones. Permite calcular armaduras para losas, vigas, columnas, muros, zapatas y núcleos, así como detallar y diseñar elementos estructurales. Etabs se destaca por su versatilidad al permitir el dimensionamiento de estructuras metálicas, de concreto armado y mixtas. Su capacidad no se limita a simples análisis, ya que ofrece funciones avanzadas, como el pushover, secuencias constructivas y análisis dinámicos en el tiempo con comportamiento no lineal. Durante el proceso de modelado, el software genera informes de cálculo estandarizados para edificaciones y produce imágenes actualizadas automáticamente a medida que se realizan modificaciones y cálculos en el modelo. Una característica destacada de Etabs es su integración con el programa SAFE, lo que facilita el cálculo de cimentaciones. Esto incluye la capacidad de analizar losas con y sin pretensado, así como cimentaciones y zapatas con y sin viga de cimentación. Además, el software proporciona la capacidad de verificar estados límites de servicio y deformaciones a corto y largo plazo. En resumen, Etabs surge como la herramienta integral que abarca diversas tipologías estructurales y ofrece funcionalidades avanzadas para satisfacer las necesidades específicas en el diseño y análisis de edificaciones.

Etabs se destaca por su versatilidad al permitir el dimensionamiento de estructuras metálicas, de concreto armado y mixtas. Su capacidad no se limita a simples análisis, ya que ofrece funciones avanzadas, como el pushover, secuencias constructivas y análisis dinámicos en el tiempo con comportamiento no lineal. Durante el proceso de modelado, el software genera informes de cálculo estandarizados para edificaciones y produce imágenes actualizadas automáticamente a medida que se realizan modificaciones y cálculos en el modelo. Una característica destacada de Etabs es su integración con el programa SAFE, lo que facilita el cálculo de cimentaciones. Esto incluye la capacidad de analizar losas con y sin pretensado, así como cimentaciones y zapatas con y sin viga de cimentación. Además, el software proporciona la capacidad de verificar estados límites de servicio y deformaciones a corto y largo plazo, teniendo en cuenta la rigidez inherente de la estructura. En resumen, Etabs se presentado como una herramienta integral que abarca diversas tipologías

estructurales y ofrece funcionalidades avanzadas para satisfacer las necesidades específicas en el diseño y análisis de edificaciones.

Por último, CSi España (2018) manifiesta que Etabs es un programa innovador y destacado entre muchos programas que nos permite hacer el dimensionamiento y análisis estructural de las edificaciones. En el transcurso del tiempo ETABS se actualiza constantemente transcurriendo ya más de 30 años de su creación, de investigaciones y desarrollo constante, las nuevas actualizaciones ya traen modelado y visualizaciones en 3D, tiene un alto desarrollo en el análisis línea y no línea, abarca una amplia variedad de materiales que puedes usar para el modelado de edificios, proporciona tablas de resultados que son fáciles de interpretar. Ahora tiene la opción de interacción bidireccional con Autodesk Revit a través de su plugin CSi-XRedit, puedes exportar un modelo de Etabs a Revit o de Revit a Etabs, con esta opción el programa Etabs esta incursionando en lo que es la metodología BIM, haciendo más fácil el proceso dinámico para alteraciones de dimensiones, alineamientos, secciones y otras propiedades en los modelos de arquitectura y estructura.

De la misma forma, Quiroz (2016) menciona que el programa Etabs es netamente diseñado para el sistema Windows para modelar analizar y diseñar edificaciones. Este programa es altamente recomendado para el modelar, diseñar y analizar los edificios en concreto armado, ya que proporciona todas las herramientas necesarias para que un ingeniero estructural realice dichas tareas. En el ámbito de la ingeniería estructural, existen varios programas informáticos disponibles para el análisis y diseño de edificaciones, y Etabs destaca como una de las herramientas más utilizadas. El programa ETABS es fundamental en el análisis estructural de edificios, tanto de acero y concreto armado, y también facilita el diseño de edificaciones en albañilería, aunque con ciertas limitaciones.

De acuerdo con la información proporcionada por CSi (2018), en Etabs, el sistema de coordenadas y cuadrícula se configura como un sistema tridimensional de coordenadas cartesianas. Todas las ubicaciones en el modelo se definen con respecto a un sistema de coordenadas que tiene un ángulo global, donde los ejes principales (X, Y y Z) son mutuamente perpendiculares. En este contexto, es esencial establecer una cuadrícula tridimensional para cada sistema de coordenadas en Etabs. Estas cuadrículas, denominadas líneas de construcción, desempeñan un papel crucial al ubicar objetos en el modelo. Cada objeto dentro del modelo posee su propio sistema de coordenadas, el cual se utiliza para

definir cargas, propiedades y respuestas específicas. Un aspecto destacado es la asignación de colores específicos a cada sistema local de coordenadas, siendo el color 1 (rojo), 2 (blanco) y 3 (azul), lo que facilita la identificación visual de estos sistemas en el entorno de trabajo. Es importante señalar que los sistemas locales de coordenadas no están intrínsecamente asociados con una cuadrícula, lo que proporciona flexibilidad en el modelado y diseño de estructuras en Etabs.

Según Quiroz (2016) Menciona que son coordenadas globales porque son usadas para los modelos tridimensionales, rectangulares de 3 ejes, que encontramos que es la ley de la mano derecha, ya que si no asumes el origen el programa lo ubicara en la parte inferior izquierda de la estructura, asume como eje vertical al eje Z.

Conceptos fundamentales

El software Etabs tiene tres elementos fundamentales, los cuales han sido considerado como sus dimensiones: diseño y modelado de la estructura, modelado estático y modelado dinámico. En el siguiente párrafo se da a conocer los aportes teóricos para cada dimensión.

Referente al diseño y modelado de la estructura, Quiroz (2016) sostiene que es un procedimiento previo al análisis de la estructura, que contiene diferentes pasos que se realiza en el software Etabs, como: definir los materiales, asignar releases, definir y modelado de los elementos estructurales, restricciones en la base y definiendo los brazos rígidos, cuando se termina de realizar todo el procedimiento previo, se comienza con el análisis estructural de la edificación.

Según el RNE E.030 (2018), el modelado estático se utiliza para representar las solicitaciones sísmicas en el análisis estructural. Este método tiene como propósito principal calcular la fuerza de la cortante basal estática y distribuirla por nivel en un edificio. Se trata de una herramienta eficaz para evaluar la respuesta sísmica de edificaciones y determinar la distribución de fuerzas internas. No obstante, el reglamento advierte que el análisis estático no es la opción más precisa para estructuras regulares que superan los 30 metros de altura. En estos casos, se espera que la precisión de los resultados obtenidos disminuya. A pesar de esta limitación, se recomienda utilizar el análisis estático para escalar el sismo y conseguir la cortante de diseño. Esta práctica permite ajustar la respuesta sísmica de acuerdo con las

características específicas de la estructura, incluso cuando supera las dimensiones recomendadas.

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

Asimismo, misma forma Zárate (2003) menciona que el modelado estático es una simplificación para el análisis de una edificación que este sujeto a una determinada hipótesis de resultados y formas de estructuración según las NTCDS. Para que se considere los efectos de torsión en el análisis estático, se considera la amplificación dinámica de la torsión por un factor que afecta a la excentricidad estructural.

Referente al modelado dinámico el RNE E.030 (2018) afirma que el análisis dinámico tiene más precisión que el análisis estático, dado que carece de restricción y posibilita el diseño de cualquier tipo de estructura.

En relación con el espectro de aceleración, el RNE E.030 (2018) establece que, en cada una de las direcciones horizontales, se emplea un espectro inelástico de pseudo-aceleración.

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

Los valores Z, U, S y R se calculan en consonancia con las particularidades propias de la estructura edificatoria. El factor de amplificación sísmica "C" se ve sujeto a variaciones que están intrínsecamente ligadas al periodo "T", y estas variaciones se detallan mediante las siguientes expresiones matemáticas

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

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

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

Igualmente, conforme al RNE E.030 (2018), el criterio de combinación alude a una amalgama específica empleada para derivar la respuesta máxima elástica prevista. Este método se extiende tanto a las fuerzas internas que actúan dentro de los componentes estructurales tales como la fuerza cortante en la base, cortantes entre pisos, desplazamientos, momentos torsionales y desplazamientos relativos entre niveles.

Como variable dependiente se tiene al Diseño Estructural, que se ha escogido porque es indispensable en la ingeniería civil y va relacionado con Etabs. Esta información es validada por diferentes autores, los cuales se mencionan a continuación.

Reboredo (2016). El diseño estructural en la ingeniería civil es una de las áreas donde investigan acerca de la rigidez, estabilidad y la resistencia de diferentes edificaciones, tiene como objetivo principal dar rigidez, estabilidad a la estructura mediante un buen uso de los materiales y un buen diseño. Se ejecuta a partir de los beneficios que te da un material que puede ofrecer sus bajos costos, sus propiedades mecánicas que tienen y sus características naturales que lo hacen únicos.

De la misma forma López (2016) sostiene que la estructura en la antigüedad y hoy en día ha sido ³⁰ un componente fundamental en la ingeniería civil y la arquitectura, tanto como el ingeniero y el arquitecto se encargan de inventar o crear estructuras que tienen que estar con proporciones correctas. Para realizar y darle a la estructura una proporción correcta deben conseguir hacer por el camino científico e intuitivo, consiguiendo lograr una combinación bien establecida con la ciencia estructural y la intuición personal.

Por último, López (2016) el análisis estructural es el procedimiento ⁴¹ creativo mediante el cual se definen las características de un sistema con el fin de que cumpla de manera ideal con sus objetivos. Uno de los principales objetivos de un sistema estructural es lograr el equilibrio de las fuerzas a las que constantemente se encuentra sometido, resistiendo eficientemente los esfuerzos y cargas a los que está expuesto sin colapsar o mostrar un comportamiento deficiente.

Según Morales (2006), el método de diseño por estado límite, también conocido como LRFD (Load and Resistance Factor Design), se concibe como una estrategia que tiene como objetivo asegurar que las propiedades de acción y respuesta de los componentes estructurales o de un edificio en su totalidad se mantengan dentro de límites aceptables. En este enfoque, se establece que, si una estructura o un componente estructural alcanza un estado límite, pierde su funcionalidad y ya no satisface el propósito para el cual fue diseñado. Este método define la condición en la cual el elemento estructural, bajo carga, se ve afectado de tal manera que no es seguro para sus ocupantes. La particularidad esencial de este método radica en que propone el diseño de la estructura teniendo en cuenta diversos estados límite.

Entre los estados límite más cruciales se encuentran deflexiones, abertura de fisuras durante cargas de servicio y carga máxima.

Para que la estructura este seguro, se debe verificar que la estructura en conjunto y la resistencia de cada elemento estructural sea superior que las acciones que actúan en la estructura o los componentes estructurales.

De manera congruente, según lo expresado por Morales (2006), Los factores de carga tienen como objetivo proporcionar una seguridad adecuada frente a posibles aumentos en las cargas de servicio más allá de las especificaciones de diseño, asegurando así que la probabilidad de falla sea prácticamente nula. Además, desempeñan un papel crucial en garantizar que las deformaciones bajo cargas de servicio no alcancen niveles excesivos.

Según el ACI 318 (2019) la resistencia requerida en "U" se expresa en términos de cargas mayoradas. Se aconseja que la resistencia requerida en "U" para resistir las cargas sea:

Combinaciones para CV y CM

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

Carga muerta es D y carga viva es L.

Las combinaciones de carga muerta, y carga viva y carga accidental es:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7 L + 1.7W) \text{ ó}$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7 L + 1.7W + 1.87 E)$$

En la evaluación de las combinaciones de carga, que involucran la carga de viento representada por W y la carga sísmica representada por E, es necesario examinar las combinaciones que incluyen la carga muerta y la carga accidental.

$$U = 0.9 D + 1.3 W \text{ o } U = 0.9 D + 1.43 E$$

En relación con los factores de reducción de capacidad, según Morales (2006), se tienen en cuenta las posibles imprecisiones en los cálculos, así como las variaciones de la resistencia en los materiales, las dimensiones y la mano de obra. Se asigna el valor más elevado a las vigas, ya que están diseñadas para resistir flexión de manera dúctil, con fluencia del acero en tracción. Por otro lado, las columnas poseen el valor más bajo, ya que podrían

fallar de forma frágil, especialmente cuando la resistencia del concreto es el factor crítico. Es crucial destacar que la falla de una columna implicaría el colapso total de la estructura, lo cual complicaría considerablemente cualquier tarea de reparación. Estos son los factores de reducción de capacidad considerados.

Por otro lado, según el ACI 318 (2019) las cargas fuerzas y demás procedimientos que deriva del peso de los materiales, los enseres y también los ocupantes y movimientos diferenciales

De manera similar, de acuerdo con las disposiciones del ACI 318 (2019), las cargas de servicio abarcan todas las fuerzas, tanto estáticas como transitorias, que inciden sobre una estructura o cualquier elemento de la misma durante su operación normal, sin considerar la aplicación de factores de carga. Estas cargas incluyen, por ejemplo, las cargas debidas al uso diario, el mobiliario, los equipos y otras condiciones operativas normales. El diseño estructural debe garantizar que la estructura pueda soportar estas cargas sin experimentar deformaciones excesivas ni causar molestias a los ocupantes.

De acuerdo con Morales (2006), subraya la importancia de asegurar que una estructura exhiba comportamiento dúctil en condiciones de cargas extremas. La ductilidad garantiza que la estructura no tienen que fallar de una manera frágil sin previo aviso, la estructura tiene que ser capaz de experimentar deformaciones significativas bajo cargas cercanas al límite máximo. El comportamiento deseable de una estructura sometida a cargas sísmicas solo se logra si la estructura posee suficiente ductilidad para absorber y disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Para asegurar un buen comportamiento dúctil, los ingenieros estructurales deben poner especial énfasis en la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal, así como en el anclaje del refuerzo y el confinamiento del concreto.

Así mismo, Vasco (2003) menciona que las cargas muertas son de acción gravitatoria, toma en consideración los elementos que están construidos permanentemente en la estructura. Son todas las cargas de los componentes permanente de la edificación. Así liberándose de los tipos de fallas frágiles. Estas cargas siempre se mantendrán en la estructura por ello al momento de hacer el diseño de la estructura se tiene que considerar todo.

En cuanto a la carga muerta, el ACI 318 (2019) afirma que es el peso que soporta la estructura, los accesorios, cosas o elementos que pueda estar permanente en la estructura en servicio. También menciona que la carga muerta es el peso del sistema estructural, incluyendo todo tipo de recubrimiento, acabados arquitectónicos y pisos acabados que se presente.

Por otro lado, según el ACI 318 (2019) las cargas vivas son las que no están de forma permanente en la estructura, puede variar en cuando a las dimensiones de los componentes que están en la edificación ya sea en forma, peso y cantidad.

Del mismo modo, según Vasco (2003), las cargas vivas son aquellas que se originan a raíz del uso y la ocupación de la edificación. En el proceso de diseñar la estructura, se deben considerar las cargas vivas máximas previstas que incidirán en la edificación debido a su uso proyectado.

En relación con las cargas sísmicas, Vasco (2003) señala que estas son inherentemente inciertas tanto en su magnitud como en su distribución, e incluso en el momento en que pueden manifestarse. Como consecuencia de esta incertidumbre, cuando una estructura se ve sometida a un evento sísmico que excede su límite elástico, experimenta agrietamientos en sus elementos debido a la degradación de su rigidez.

El diseño estructural tiene tres elementos fundamentales, los cuales han sido considerado como sus dimensiones: criterio de estructuración, diseño sismorresistente y diseño por flexión y Flexocompresión. En el siguiente párrafo se da a conocer los aportes teóricos para cada dimensión.

De acuerdo con las observaciones de Blanco (1994), el proceso de estructuración proporciona una visión más clara de la futura configuración de la edificación. Implica realizar un diseño preliminar en el cual se ubican de manera anticipada los elementos estructurales, tales como columnas, vigas, placas y losas, así como los elementos no estructurales como vigas secundarias y vigas chatas, entre otros. A este proceso preliminar se le denomina "estructuración del edificio", y para llevarlo a cabo de manera efectiva, es esencial tener en cuenta los planos arquitectónicos.

Así mismo Blanco (1994) manifiesta que la estructuración es el primer paso para que la estructura no sea compleja y que resulte predecir su comportamiento ante un eventual sismo que se pueda presentar. Se sugiere que la estructuración sea simple y clara, de modo

que, al llevar a cabo la idealización de la estructura para su análisis sísmico, esta refleje de manera cercana la realidad de la estructura. Además, es importante reducir al mínimo la influencia de los elementos no estructurales en la distribución de fuerzas, ya que podrían introducir fuerzas que no han sido tenidas en cuenta ni diseñadas para esas condiciones.

Al abordar el diseño estructural de una edificación, se priorizó la simplicidad y simetría como elementos fundamentales. La estructura se concibió para ser resistente y poseer ductilidad, aspirando a una condición hiperestática.

Por consiguiente, según Blanco (1994), la simplicidad y simetría están directamente vinculadas a la estructuración. Indica que las estructuras más simples tienden a tener un comportamiento más favorable durante los sismos, y esto se debe a dos razones principales. En primer lugar, nuestra capacidad para prever el comportamiento sísmico es más efectiva en estructuras simples que en aquellas más complejas. En un segundo plano, es importante destacar que nuestra capacidad para conceptualizar de manera ideal los elementos estructurales es más eficaz en estructuras simples en comparación con las complejas. En cuanto a la simetría, es altamente recomendable que esta exista en X y Y, ya que la ausencia de simetría puede generar efectos torsionales que resultan complicados de evaluar y potencialmente destructivos. La simetría proporciona una base más predecible y manejable para el análisis estructural, minimizando la complejidad y mejorando la capacidad de comprensión y diseño de la estructura.

En cuanto a la estructuración, según Blanco (1994) La hiperestaticidad y el monolitismo son elementos fundamentales para lograr que una edificación sea sismorresistente. Es crucial que la estructura exhiba una disposición hiperestática para obtener una capacidad resistente más elevada. Esta disposición se alcanza permitiendo el desarrollo de rotulas plásticas, lo que facilita una mejor disipación de la energía sísmica. Aumentar la capacidad resistente de la estructura conlleva a un mayor grado de seguridad en condiciones sísmicas.

En relación con la continuidad y uniformidad de la estructura, como señala Blanco (1994), es crucial que la estructura exhiba continuidad tanto en elevación y planta. Se aconseja evitar que los elementos experimenten cambios abruptos de rigidez, ya que esto podría generar concentraciones de esfuerzos no deseadas. La continuidad estructural proporciona una distribución más uniforme de las cargas y contribuye a la estabilidad general

de la edificación, evitando discontinuidades que puedan resultar en puntos débiles o vulnerabilidades estructurales. No buscar hacer un cambio brusco en los niveles superiores, su no buscar hacer de manera paulatina de manera de tener una buena transición, por ejemplo, la reducción de un muro de concreto armado.

En relación con la rigidez lateral, según Blanco (1994) es fundamental diseñar elementos estructurales que puedan resistir fuerzas horizontales sin experimentar deformaciones significativas. Estos elementos deben proporcionar ²⁹ rigidez lateral en las direcciones principales de una edificación.

Para finalizar, con respecto al predimensionamiento Blanco (1994) se refiere a este proceso como la asignación preliminar de dimensiones a diversos elementos estructurales

Es recomendable realizar el predimensionamiento de una estructura guiándose con el anteproyecto arquitectónico, practica ingenieril, la experiencia y en el RNE E.060 (2018). Los valores que salen como resultado no son lo definitivos, se realiza un análisis y diseño donde se comprueba la validez de todos los elementos estructurales. Menciona que es muy importante que los resultados sean lo más iguales posibles a los valores finales, ya que así nos darán con mayor claridad la información respecto a la calidad y al costo del producto.

Según Blanco (1994) ³⁶ el predimensionamiento de losas aligeradas, el peralte será dimensionado según los criterios que se va describir.

²⁵ H = 17 cms. Tienen luces menores a 4 mts.

H = 20 cms. Tienen luces comprendidas entre 4 y 5.5. mts.

H = 25 cms. Tienen Luces comprendidas entre 5 y 6.5. mts.

H = 30 cms. Tienen Luces comprendidas entre 6 y 7.5. mts.

Representa ¹⁰ la altura o espesor total de la losa aligerada, así que es importante comprender que ya está incluido el ¹⁶ espesor de la losa superior que es 5 cm.

Así mismo para el predimensionamiento de las vigas, Blanco (1994) menciona que para sus dimensiones generalmente se considera ¹¹ un peralte de 1/10 a 1/12 de la luz libre, esta altura incluye el espesor de la losa del techo. El ancho para la viga se halla de acuerdo a la variación de 0.30 a 0.5 de la altura.

Así mismo el RNE E.060 (2018) indica que, para hallar el ancho de la viga, no debe ser menos de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm.

En el predimensionamiento de las columnas, según Blanco (1994) se debe considerar que, al ser sometidas a cargas axiales y momentos flectores, es necesario dimensionarlas teniendo en cuenta ambos efectos simultáneamente. En edificios de varios pisos, es probable que las cargas axiales predominen en relación con los momentos. Cuando nos referimos a edificaciones con limitados niveles y amplia luz, es posible que los momentos predominen, lo que puede dar lugar a excentricidades significativas. En estas circunstancias, la elección de secciones con mayor peralte en la dirección donde el momento es crítico se convierte en un enfoque deseado. Basándonos en estas consideraciones, se pueden proponer los siguientes criterios de dimensionamiento:

Si los edificios cuentan con placas en ambas direcciones, la rigidez lateral y la resistencia estarán manejadas. En este caso, las columnas pueden dimensionarse de manera que el área requerida sea igual a:

$$Area\ de\ columna = \frac{P(servicio)}{0.45f'c}$$

Para igual edificación, para columnas exteriores o esquinas, el dimensionamiento se podrá hacer con un área igual a:

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P(servicio)}{0.35f'c}$$

Para finalizar según Blanco (1994) el predimensionamiento de placas o muros de corte, es difícil de dimensionar ya que, como su predominante función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más importante o abundante sean, absorberán mayor la cortante sísmico total. Haciendo que los pórticos no reciban demasiado esfuerzo. Esto significa que se puede prescindir de las placas y solo usar los pórticos para que tomen el 100% del cortante sísmico.

Es importante destacar que, al considerar solo pórticos en una edificación, pueden surgir deformaciones laterales significativas. Por lo tanto, no se recomienda esta configuración. Idealmente, se debe combinar entre columnas y placas, según lo permita la arquitectura, para lograr un equilibrio adecuado en la distribución de esfuerzos y así poder controlar la flexibilidad de la estructura.

Las placas se pueden realizar de mínimo 10 cms. de espesor, pero en lo general y lo recomendable es que mínimo sea de 15 cms. de espesor puesto en el caso sea el edificio de pocos pisos y de 20, 25 ó 30 cms. conforme a que la edificación sea de mayores pisos.

Así mismo el RNE E.060 (2018), Las placas deben tener un espesor mínimo equivalente al 1/25 de una altura en relación mutua de los elementos que le proporcionen asistencia lateral, garantizando que dicho espesor no esté en inferior a 15 cm.

Por otro lado, Orozco (2019) menciona que la sismorresistencia es la capacidad o cualidad con la que se proporciona una edificación para que pueda resistir los esfuerzos temporales, cargas dinámicas vertical y horizontal y movimientos que sucede en un sismo, teniendo la capacidad de soportar y proteger a los ocupantes, aun que se tenga daños en la estructura este no puede colapsar.

Por otra parte, de AIS (2016), La sismorresistencia se alcanza mediante el diseño y la construcción de una edificación con una configuración estructural adecuada, dimensiones apropiadas de los componentes y materiales bien dosificados que posean suficiente resistencia para soportar las fuerzas generadas por sismos significativos. A pesar de que una estructura esté diseñada y construida conforme a las normas sismorresistentes. No obstante, una estructura diseñada para resistir sismos, incluso en caso de sufrir daños, no colapsará por completo. La inversión adicional en una edificación sismorresistente es mínima cuando se realiza correctamente y está plenamente justificada, ya que garantiza la seguridad de los ocupantes y la protección de su patrimonio en caso de un terremoto.

Así mismo Bozzo y Barbat (2004) aseguran que la peligrosidad sísmica de una zona está vinculada a los efectos generados por un eventual terremoto en el suelo de esa área. Estos efectos se expresan a través de la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico.

Según Eismous (2021) afirma que el desempeño estructural es la capacidad de la estructura en soportar un movimiento sísmico. Gracias al diseño sismorresistente una edificación demuestra un desempeño flexible en la estructura. La estructura tiene que responder con resiliencia a un movimiento telúrico.

Por último, Arancibia (2012) menciona que los desplazamientos son movimientos que sufre la estructura a causa de a grandes distancias de elementos de soporte, las alturas y

las rigideces de los mismos, por ello surgen problemas como: daños de elementos estructurales y no estructurales, inestabilidad estructural y daños a las estructuras de terceros.

Según Espino y Gallo (2018), el diseño por flexión constituye el estado límite de servicio que se centra exclusivamente en las dimensiones de las vigas de concreto armado. No obstante, es importante destacar que las dimensiones definidas por el diseño por flexión siempre están sujetas a una evaluación adicional, ya sea por cortantes u otras acciones estructurales.

Así mismo Hernández, Sotolongo (2018), señalan que el diseño por Flexocompresión se fundamenta en la relación entre la compresión y la flexión a las que está expuesta la columna, ya sea por cargas de gravedad o sismo.

En un contexto diferente, el RNE E.030 (2018) Se establece que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales deben calcularse multiplicando por 0,75R los resultados derivados d

Estas fórmulas ofrecen criterios específicos para ajustar y evaluar la capacidad de resistencia sísmica de las estructuras, considerando su regularidad o irregularidad en términos de respuesta sísmica.

Finalmente, RNE E.30 (2018), los desplazamientos laterales relativos admisibles representan los mayores desplazamientos relativos entre pisos, y no se deben exceder una fracción específica de la altura entre pisos.

Tabla 1
Limite para la distorsión del entre piso

LÍMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTRE PISO	
MATERIAL PREDOMINANTE	(Δ_l/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con Muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: RNE E.060 (2018).

Una edificación sismorresistente cuenta con elementos estructurales que al estar unidos cumplen la función de dar rigidez lateral en sus direcciones principales, de encerrar un espacio, la estructura puede llegar a soportar los esfuerzos de los sismos. Para ello a continuación nombraremos a cada uno de ellos.

Según el RNE E.060 (2018) indica que la columna es un elemento que es utilizado principalmente para resistir cargas a compresión y axiales. Al igual que puede resistir flexión, torsión y cortante.

Del mismo modo, Conforme a Blanco (1994), las columnas representan elementos verticales cuya función es recibir las cargas provenientes de las losas y vigas, con el propósito de transmitir las hacia la cimentación. Este proceso es fundamental para permitir que una edificación pueda contar con varios niveles, ya que las columnas desempeñan un papel crucial en la estructura al brindar el soporte vertical necesario para la distribución eficiente de las cargas.

Por otra parte, RNE E.060 (2018) Hace referencia a que una viga es un componente de una estructura y opera principalmente sometido a muchas fuerzas de cortante y flexión.

Blanco (1994) Afirma que las vigas son elementos responsables de recibir las cargas provenientes de las losas y transmitir las directamente hacia las columnas o muros. Adicionalmente, las vigas constituyen los ejes de las estructuras, y en sus intersecciones siempre se encuentran columnas. Por último, las vigas desempeñan un papel crucial en la resistencia sísmica de la estructura, ya que, junto con las columnas y muros, resisten los diversos esfuerzos generados por las fuerzas horizontales del sismo, tales como cortantes, momentos y esfuerzos axiales.

Según, el RNE E.060 (2018) menciona que un elemento estructural es la losa con dimensiones menores que es usado como piso o techo, siempre es en horizontal y es armada tanto con una dirección y dos direcciones, según el diseño correspondiente. Es usado como diafragma rígido para estabilizar el elemento estructural frente a cargas horizontales del sismo.

De acuerdo con Blanco (1994), las losas desempeñan un papel fundamental al proporcionar los pisos y techos en una estructura edificada. Las vigas desempeñan dos funciones estructurales principales: en primer lugar, transfieren las cargas de gravedad desde la losa hacia ellas, incluyendo el piso acabado, las sobrecargas y otros elementos apoyados

en las vigas; la segunda función se relaciona con las cargas sísmicas, donde su papel radica en unificar la estructura, asegurando que su comportamiento sea uniforme en cada nivel. Esto se logra permitiendo que los muros y columnas se deformen en la misma dirección en cada nivel durante eventos sísmicos.

Por otra parte, el RNE E.060 (2018) indica que la placa estructural está diseñada para soportar combinaciones de fuerzas y momentos.

Así mismo, Blanco (1994) Indica que las placas tienden a ser muros de concreto que, debido a su dimensión superior en una dirección considerablemente diferente a su otra dirección, proporcionan una resistencia en una sola dirección específica y una mayor rigidez laterales. Debido a su notable rigidez, las placas tienden a absorber la mayor parte de los cortantes sísmicos. Por lo tanto, al colocarlas en planta, es crucial tener precaución para evitar la generación de un efecto de torsión.

De acuerdo con el RNE E.060 (2018), se define a los estribos como un refuerzo dispuesto perpendicular o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. Su función principal es resistir esfuerzos de cortante y torsión en un elemento longitudinal. Además, los estribos cumplen un papel crucial al controlar la falla por pandeo de las barras longitudinales y al proporcionar confinamiento al concreto. Estas características hacen que los estribos sean elementos esenciales en el diseño estructural, contribuyendo a la resistencia y estabilidad de los componentes longitudinales de la edificación.

De igual forma, ACI (2019) afirma que es una barra o alambre de refuerzo que este alrededor de las barras longitudinales; es una barra continua que tiene diferentes formas, como: rectangulares, circulares, otras formas poligonales.

Según el ACI (2019) el estribo de confinamiento son un refuerzo transversal que presentan ganchos anti sismo.

II. METODOLOGIA

2.1. Enfoque y tipo

Es de enfoque **cuantitativo**, ya que se centra en la recopilación y análisis de datos numéricos teniendo como variable el diseño estructural en concreto armado con Etabs, teniendo como finalidad el diseñar una edificación que sea sismorresistente.

Es del tipo **aplicada**, ya que se enfoca en abordar problemas concretos y generar conocimiento que pueda tener un impacto directo en la resolución de situaciones practicas o en la mejora de procesos. En la investigación se usó el programa Etabs para mejorar el diseño y la resistencia de la estructura a terremotos. Lo que es crucial en áreas propensas a actividades sísmicas.

2.2. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación que se va usar en este proyecto es **no experimental**, en esta investigación que se realizó no se manipulo las variables deliberadamente ni controladas. Se analizó para obtener información de las variables dependiente e independiente.

El nivel de investigación que se aplicó es **Descriptivo**. Con esto se buscó las propiedades más importantes en la relación con el diseño estructural de una edificación con el software Etabs. Se generaron interrogantes y se efectuaron análisis de datos en relación con el análisis estructural utilizando el software ETABS.

2.3. Población, muestra y muestreo

Población

Para esta investigación se escogió un edificio de 7 niveles, que se encuentra en la ciudad de Satipo, Departamento Junín – Perú.

Muestra

La muestra de la investigación son los **elementos estructurales** que compone la edificación a estudiar que son; la columna, placas o muro de concreto, losa aligerada, losa maciza, viga, viga de cimentación, zapata y escalera.

6

2.4. Instrumentos, técnicas, equipos de laboratorio de recojo de datos

2.4.1. Técnicas a emplear

En esta investigación, Se empleó la inspección visual directa y la recopilación de información proveniente de fuentes tanto primarias como secundarias.

2.4.2. Instrumentos

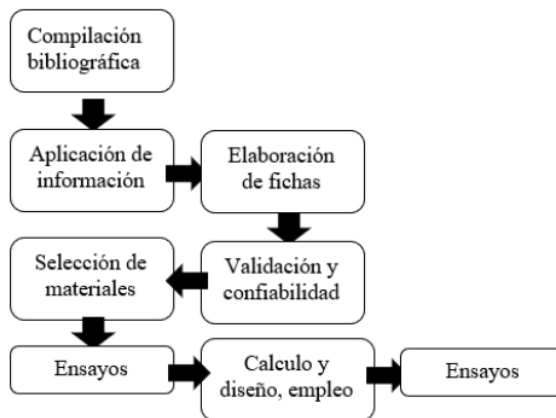
En este estudio, se contó con el respaldo de fichas de recopilación de datos, así como con el manual del software ETABS, el Reglamento Nacional de Edificación y el estudio de suelos. El propósito fue recopilar información y datos necesarios para abordar la problemática de la investigación.

14

2.5. Técnica de procesamiento y análisis de la información

Figura 1

Procedimiento de la investigación



Fuente: Elaboración Propia.

14

2.6. Aspectos éticos en investigación

En esta investigación, en cuanto a los aspectos éticos, se garantiza la protección de la propiedad intelectual de los autores. Los diversos conceptos y conocimientos citados están correctamente referenciados, indicando con precisión las fuentes bibliográficas correspondientes. El investigador se compromete a respetar todos los procedimientos que se emplearan y respetar los conceptos y normativas que se mencionan en el presente trabajo de investigación. Teniendo en cuenta que la

Universidad Católica de Trujillo, inculco buenos valores y ética profesional en nuestra formación, respetando la información mencionada en este trabajo de investigación haciendo citas bibliográficas para evitar ir en contra del investigador, anulando cualquier tipo de plagio de información.

De la presente investigación, el autor se hace responsable de los resultados y hace honrar y validar la veracidad de los resultados.

III. RESULTADOS

3.1. Características del proyecto

El proyecto que se realizó fue una estructura ¹ de concreto armado de 7 niveles destinado a hospedaje. Este situado en la ciudad de Satipo. Las áreas dentro del edificio se encuentran dispuestas de la siguiente manera: el primer piso cuenta con tres cuartos principales y un cuarto de servicio, cuenta con 4 baños en cada cuarto, una sala de recepciones, dos escaleras, uno principal y el otro de emergencia, así mismo para el abastecimiento de agua, cuenta con una cisterna que está ubicado en el ducto 1 y también cuenta con una ropería. El segundo piso y el resto hasta llegar al séptimo son pisos típicos, cuenta cada piso con 5 habitaciones con baño propio, entra habitaciones matrimoniales, soltero y dúplex y por último, cuenta con una ropería.

El edificio cuenta con un ascensor ya que, por el RNE, un edificio de 5 pisos a más tiene que tener.

El área del terreo es de 294.72 m², para el diseño del edificio se utilizó 161 m², 133.72 m² está dirigido para el estacionamiento. El terreno tiene ² un suelo tipo S2 y tiene una capacidad portante de 3.10 kg/cm².

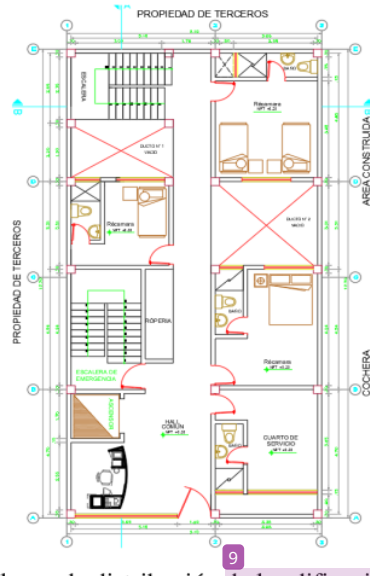
Para delimitar los espacios entre las habitaciones y los baños, se emplearon ladrillo pandereta que tiene el peso específico de 1400 kg/cm³ según lo estipulado por el RNE E.020. Este valor de peso específico tiene en consideración tanto las unidades de albañilería utilizadas como el enlucido aplicado a la pared.

Con una concepción arquitectónica del edificio, el edificio cuenta con un área de estacionamiento que esta fuera del diseño estructural, es un área libre que solo esta destinado a estacionamiento mas no habrá construcción.

Seguido, en la documentación se presentan los planos arquitectonicos ⁴ del proyecto.

Figura 2

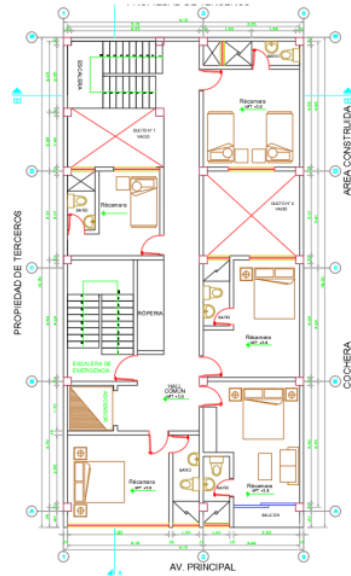
Plano de arquitectura del primer piso



Se presenta los planos de distribución de la edificación.

Figura 3

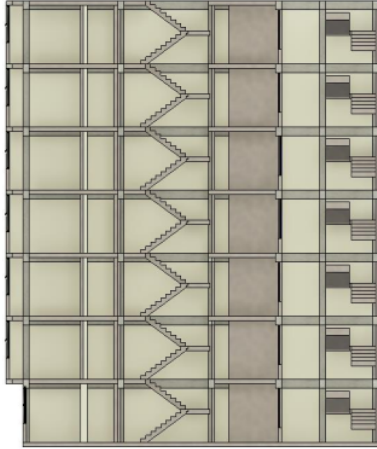
Planta típica, del segundo al séptimo nivel.



La representación gráfica ilustra la disposición arquitectónica del segundo al séptimo piso de la estructura.

Figura 4

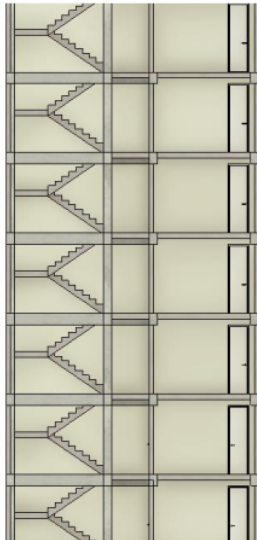
Corte A-A de la ²escalera de emergencia.



La figura muestra el corte A-A de la ²escalera de emergencia, el ducto donde irá el ascensor que va desde el primer piso al séptimo piso de la edificación.

Figura 4

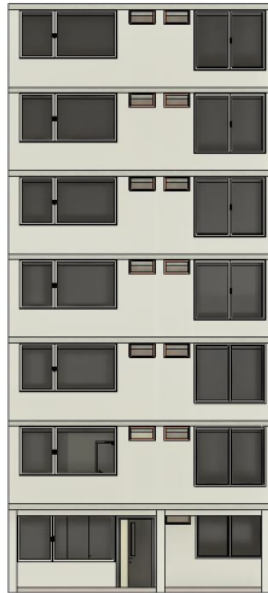
Corte B-B de la ²escalera Principal



La figura muestra el corte B-B de la escalera principal de la edificación, el pasaje para la distribución de los cuartos y la puerta del servicio higiénico de la habitación cinco.

Figura 5

Elevación principal



La figura muestra la elevación principal de la edificación.

3.2. Zona en estudio

El área en total correspondiente al terreno definido para el proyecto corresponde a: 294.72 m². La ubicación política de la zona de investigación se encuentra en el Departamento de Junín, Distrito Satipo, Provincia Satipo, en el Jr. José Gálvez Egusquiza con Jr. Manuel Prado. Así mismo la ubicación geográfica en coordenadas UTM, se encuentra por latitud Norte: 87564229.0 y por longitud Este: 539125.0, con cota de: 640 msnm.

3.3. Estudios Ejecutados

3.3.1. Estudios de laboratorio

El estudio de laboratorio que se usó para el proyecto de investigación fue el informe de estudio de mecánica de suelos con el propósito de cimentación.

Ensayo de contenido de humedad

Se halló el peso del agua presente en una masa específica de suelo en relación con el peso de las partículas sólidas de ese mismo suelo.

Este ensayo se apoya en la NTP 339.127

Ensayo de evaluación granulométrica

La granulometría se refiere a la evaluación cuantitativa de la organización de tamaños de partículas en un suelo.

Este ensayo se apoya en la NTP 339.128

Ensayo de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad

Estos parámetros son empleados para describir el comportamiento de los suelos finos. Se llevó a cabo el ensayo de límites de consistencia para determinar dichas propiedades.

Este ensayo se apoya en la NTP 339.129

Clasificación unificada de Suelos SUCS

La clasificación de los suelos con fines ingenieriles se fundamenta en la evaluación de laboratorio de las características de granulometría.

Este ensayo se apoya en la NTP 339.134

Ensayo de corte directo

Este ensayo se realiza deformando un espécimen dentro de un rango de deformación controlada. Se llevan a cabo al menos tres pruebas, cada una sometida a una carga normal diferente, con el propósito de evaluar los efectos en la resistencia y el desplazamiento.

Este ensayo se apoya en ASTM D-3080

3.4. Análisis

36

3.4.1. Objetivo específico 1: Realización de los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.

Criterios de estructuración

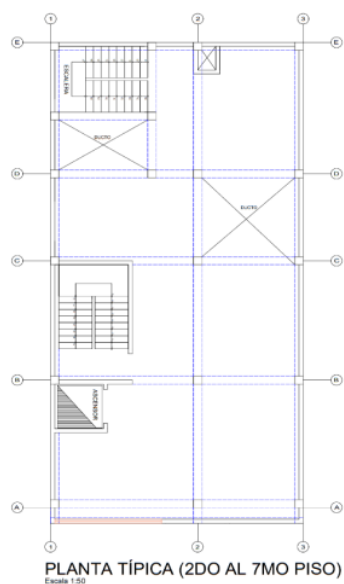
Se presenta el diseño estándar del plano de arquitectura del edificio, esto sirvió como referencia para la estructuración de la edificación, pues esto es primordial establecer los elementos de la estructura de manera que no afecte con lo propuesto por el arquitecto. Proseguido se está detallando las consideraciones asumidas en el desarrollo de la estructuración del edificio.

Inicialmente, se reprodujo el encofrado característico de la edificación, eliminando y solo conservando únicamente los componentes estructurales propuestos por el arquitecto como referencia.

En la siguiente figura se mostrará el plano arquitectónico con sus divisiones respectivas y algunos elementos estructurales.

Figura 6

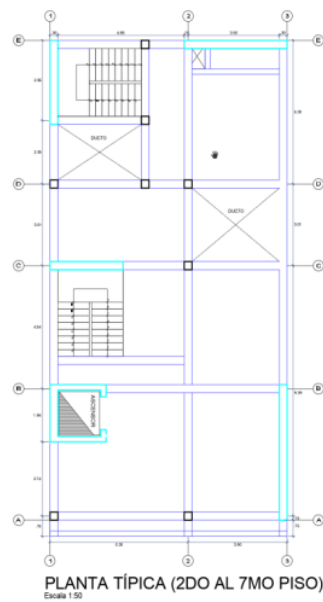
Encofrado típico de la edificación.



Se observa que es posible colocar placas en los lados de los vecinos, sin embargo, ocurrirá problemas de torsión si se rigidiza mucho una sola dirección, Por lo tanto, se ha llegado a la conclusión de colocar placas en ambos lados, buscando la simetría máxima en ambas direcciones. Estos elementos, además, desempeñan un papel fundamental al contribuir a la rigidez lateral de la estructura.

Figura 7

Asignación de placas



Se colocaron las columnas utilizando el mismo criterio que antes, para no interferir con la arquitectura y proporcionar apoyo a las vigas. Estas columnas también se distribuyeron de tal manera que las luces fueran amplias y coincidieran con los ambientes espaciosos que se muestran en los planos arquitectónicos. Además, en la estructuración se mantuvo una planta típica verticales para asegurar uniformidad y continuidad en la altura.

En esta etapa preliminar de la estructuración, no se está teniendo en cuenta el predimensionamiento para los elementos, por lo tanto, las columnas

colocadas no son las que se utilizarán definitivamente. Asimismo, se están instalando vigas que se conectan con los elementos verticales.

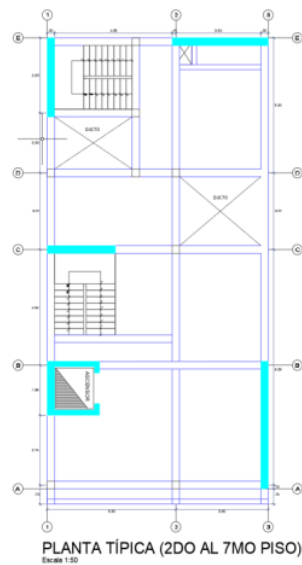
Se tomó en cuenta la posibilidad de utilizar losas aligeradas de una dirección, ya que estas losas ayudan a reducir el peso total de la construcción. Además, se ha decidido seguir la convención de definir la dirección de las viguetas en la dirección más corta de los paños.

Finalmente, la imagen siguiente muestra el plano de encofrado típico que se ha generado como resultado de la estructuración. Además, se puede apreciar que la planta es simétrica en X y Y, lo que significa que los centros de masa y de rigidez en cada piso mostrarán similitud y se evitarán los efectos de torsión.

Las dimensiones de los elementos actuales en la estructuración son provisionales, ya que se requiere hacer un predimensionamiento utilizando fórmulas y criterios específicos ya establecidos en diferentes libros y normativas. Esto permitirá obtener las dimensiones precisas y óptimas para los elementos que se utilizarán en la construcción final.

Figura 8

Estructuración final



3.4.1.1. **Predimensionamiento de los elementos estructurales**

Al iniciar con la resolución para el predimensionamiento de los componentes estructurales de la edificación se elaboró hojas de cálculo en Excel con los criterios y formulas ya establecidas en libros y reglamentos.

Predimensionamiento de Losas Aligeradas

El RNE E.020 proporciona algunos estándares para determinar la altura adecuada de una losa teniendo en cuenta las luces libres de los paños a dimensionar, se utilizó para las luces menores de 7.5 metros.

Este criterio se aplicó para determinar la altura estándar de la losa aligerada en la estructura, utilizando también la dimensión de la luz libre en la dirección más corta del panel.

$$h \text{ (espesor)} = \frac{\text{luz libre}}{25}$$

Tabla 2

Espesores de losas aligeradas según luces

Espesor de la losa (cm)	Parámetros
17	para luces menores a 4 metros
20	para luces entre 4 y 5.5 metros
25	para luces entre 5 y 6.5 metros
30	Para luces entre 6 y 7 metros

Según el plano, mide una luz libre de 4.70 m en la longitud más corta, por ello se aplicó la fórmula o criterio del libro y obtuvimos una losa con un espesor de 20 cm.

$$L_n = 4.70 \text{ m}$$

$$H = \frac{4.70}{25} = 0.19 \text{ m}$$

$$H \text{ def.} = \mathbf{0.20 \text{ m}}$$

en consecuencia, después de examinar los planos de arquitectura, se observó que la mayoría de los paños tienen una luz inferior a 4.70 m. así que se usó losa aligerada con un espesor de 20 cm.

Predimensionamiento de losas macizas

Para las vigas, fue necesario determinar primero si su comportamiento sería unidireccional o bidireccional. La categorización del comportamiento se establece en función de la relación entre la dimensión mayor y menor del panel.

En los resultados se usó ciertos valores de peralte propuestos por el Ing. Antonio Blanco.

Como primer criterio aplicativo:

$$e_{min} = \text{Máximo} \left(\frac{\text{Perímetro}}{180} \wedge \frac{\text{Luz Libre}}{40} \right)$$

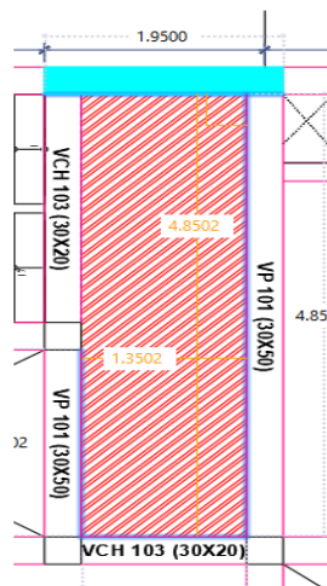
Como segundo criterio aplicativo:

$$e_{min} = H_{aligerado} - 0.05$$

Se tomó uno de los paños más representativo de las losas macizas, el cual presenta una longitud del lado mayor de 4.85 m. y una longitud del lado menor de 1.35 m, por lo que, cuando se aplicó los criterios expuestos anteriormente, las losas macizas presentaron un comportamiento unidireccional.

Figura 9

Paño representativo de la losa maciza



Así mismo, se aplicó las fórmulas del libro del Ing. Blanco, ⁴⁴ el espesor de la losa maciza resultó $h=20$ cm.

$$L1: \text{Longitud del lado mayor} \quad L1 = 4.85 \text{ m}$$

$$L2: \text{Longitud del lado menor} \quad L2 = 1.35 \text{ m}$$

Para el espesor mínimo se usó el primer criterio aplicativo:

$$E_{\min} = L1/40$$

$$E_{\min} = 0.12 \text{ m}$$

para el espesor máximo se usó el segundo criterio aplicativo:

$$e_{\max} = 0.15 \text{ m}$$

$$e_{\text{def.}} = 0.20 \text{ m}$$

en consecuencia, tras de analizar los planos de arquitectura, se ⁴ identificó 4 paños en los cuales instalaremos losas macizas. Debido a que estos paños tienen una luz inferior a 4.85 metros, podemos utilizar ² una losa con un espesor de 15 cm, sin embargo, ¹ para lograr uniformidad y facilitar el proceso constructivo, se ha decidido colocar las losas macizas con un espesor de 20 cm.

Predimensionamiento de vigas principales

Las vigas de la edificación tienen grandes luces, ¹¹ la luz máxima en la dirección X es de 5.30 m y en la dirección Y es igual 5.30 m.

$$h_{\text{vigax}} = \frac{\text{luz}}{12} = 0.44 \text{ m} \quad h_{\text{vigay}} = \frac{\text{luz}}{12} = 0.44$$

$$L: \text{Luz libre de la viga} \quad L = 5.30 \text{ m}$$

$$h1: \text{Peralte de viga} \quad h1 = 0.53 \text{ m}$$

$$h2: \text{Peralte de viga} \quad h2 = 0.44 \text{ m}$$

$$h: \text{Peralte definido} \quad h_{\text{def.}} = 0.50 \text{ m}$$

$$b1 = h \times 0.30 \text{ ó } b2 = h \times 0.5$$

$$b1: \text{Ancho de la viga} \quad b1 = 0.15 \text{ m}$$

b2: Ancho de la viga $b_2 = 0.25 \text{ m}$

b: Ancho definido $b_{\text{def.}} = 0.30 \text{ m}$

Se ha empleado un peralte de $h=0.50\text{m}$ y un ancho de 0.5 veces el peralte igual a $b=0.30 \text{ cm}$ para las vigas principales en ambas direcciones, mientras que las vigas peraltadas secundarias tienen un ancho de 25 cm . Además, en los volados se asignaron vigas chatas con un ancho de $b=25 \text{ cm}$, que tienen un peralte igual al espesor de las losas macizas o aligeradas.

Los resultados de las demás vigas principales, vigas secundarias, vigas chatas y vigas de ascensor fueron:

Tabla 3
Predimensionamiento de vigas de la planta típica

Vigas	Luz(m)	Luz/12(m)	Luz/10(m)	Peralte predimensionado(cm)	Peralte colocado(cm)
VP-1	5.30	0.44	0.53	50	50
VP-2	4.24	0.35	0.42	40	50
VCH-1	0.75	0.06	0.075	20	20
VCH-2	4.90	0.40	0.49	50	20
VCH-3	2.50	0.21	0.25	30	20
VA-1	1.01	0.08	0.10	20	40

Predimensionamiento de Columnas

En el proceso de predimensionamiento de las columnas, se tuvieron en cuenta tanto la carga axial como el área tributaria.

Para las columnas centrales, que sustentan una carga axial más significativa, se obtuvo el siguiente resultado.

$$P(\text{servicio}) = P * \text{Atribut.} * N_{\text{pisos}} \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P: \text{Carga en kg/m}^2 \quad P = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Atribut: Área Tributaria} \quad A_t = 8.64 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{pisos}}: \text{Número de pisos} \quad N = 7$$

$$P(\text{servicio}): \text{Carga servicio} \quad P(\text{serv}) = 60493 \text{ kg}$$

Ac: Área columna requerido $Ac = 640.13 \text{ cm}^2$

Asimismo, dado que la estructuración incluye varias columnas esquineras y excéntricas, se halló el siguiente resultado.

P: Carga en kg/m² $P = 1000 \text{ kg/m}^2$

Atribut: Área Tributaria $At = 5.38 \text{ m}^2$

Npisos: Número de pisos $N = 7$

P(servicio): Carga servicio $P(\text{serv}) = 37674 \text{ kg}$

Ac: Área columna requerido $Ac = 512.57 \text{ cm}^2$

Tabla 4

Predimensionamiento de columnas

columna	tipo	Área tributaria	Pservicio(kg)	Área de columna requerido(cm ²)	Área de la columna instalada	Sección instalada
C-1	esquinera	4.3462	30423	413.92	900	30x30
C-2	excéntrica	8.8050	61635	838.57	900	30x30
C-3	esquinera	4.9373	34561	470.22	900	30x30
C-4	central	8.6418	60493	640.13	900	30x30
C-5	excéntrica	3.4522	24165	328.78	900	30x30
C-6	Central	5.2614	36830	389.73	900	30x30
C-7	central	7.5977	53184	562.79	900	30x30
C-8	Central	7.0803	49562	524.47	900	30x30
C-9	esquinera	5.3820	37674	512.57	900	30x30
C-10	Excéntrica	5.7890	40523	551.33	900	30x30
C-11	Excéntrica	1.9918	13943	189.70	900	30x30

Por tanto, se consideró que las columnas podrían soportar ⁴ peso de las cargas de gravedad con una sección de 30x30 cm, ya que la base de las vigas predimensionadas es de 30 cm, por ello se optó por esa sección.

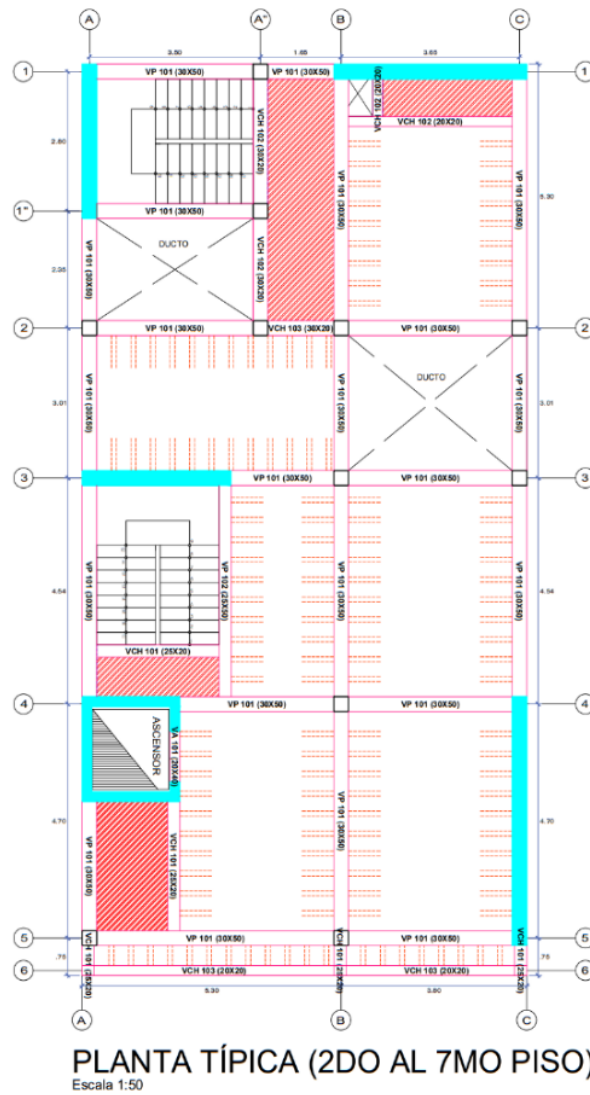
Predimensionamiento de placas

Es esencial ¹ realizar una evaluación sísmica preliminar, ya que esto facilitará la obtención de las fuerzas cortantes basales requeridas para calcular el porcentaje del ⁸ cortante total que las placas podrán absorber.

⁸ En virtud de que la edificación que se diseñó cuenta con 7 pisos, se decidió un espesor de $e=30 \text{ cm}$ para las placas de la estructura y $e=20 \text{ cm}$ para la caja de ascensor.

Figura 10

Estructuración y Predimensionamiento final



3.4.2. Objeto específico 2: Cálculo del diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.

Para obtener el resultado del segundo objetivo, primero se modeló la edificación en el programa Etabs, siguiendo procesos y criterios como se muestra a continuación.

3.4.2.1. Creación de Grillas

Basándonos en la estructuración del encofrado característico del edificio, procedimos a su modelado en ETABS. En una primera etapa, se definieron los ejes establecido en el plano.

Figura 11

Creación de grillas

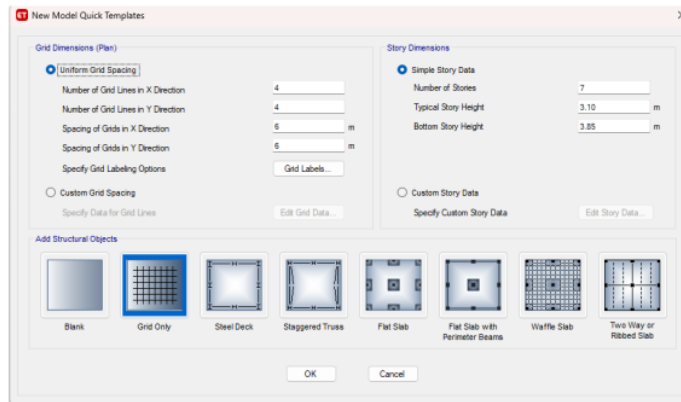
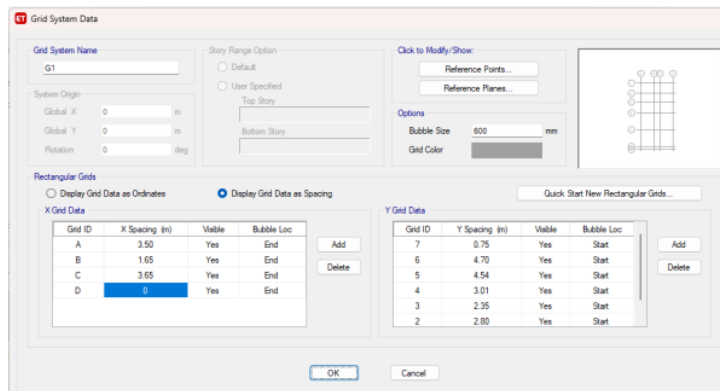


Figura 12

creación de grillas más detallada



Se establecieron las medidas de altura para los diferentes niveles de la construcción. Para el nivel del piso habitual, la altura es de 3.10 metros. Para el primer nivel intermedio, se determina la altura desde el punto donde la columna está empotrada en la zapata. Se ha identificado una profundidad típica de cimentación de 1,50 metros para edificaciones y el grosor de la zapata puede oscilar entre 0,6 y 0,75

metros. Como resultado, la altura del primer nivel intermedio es de 3.85 metros, medida desde la parte superior de la zapata donde se encuentra el empotramiento.

Figura 13

Altura del primer nivel

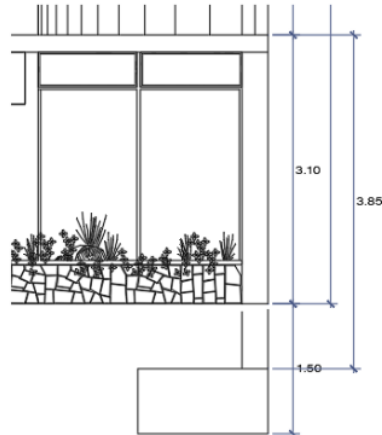


Figura 14

Altura de los entrepisos

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
NIVEL 7 (AZOTEA)	3.1	22.45	No	NIVEL 1	No	0	Green
NIVEL 6	3.1	19.35	No	NIVEL 1	No	0	Cyan
NIVEL 5	3.1	16.25	No	NIVEL 1	No	0	Red
NIVEL 4	3.1	13.15	No	NIVEL 1	No	0	Magenta
NIVEL 3	3.1	10.05	No	NIVEL 1	No	0	Yellow
NIVEL 2	3.1	6.95	No	NIVEL 1	No	0	Grey
NIVEL 1	3.85	3.85	Yes	None	No	0	Blue
Base		0					

3.4.2.2. Definición de materiales

Se llevó a cabo la definición de los materiales en ETABS, realizando previamente un cambio de unidades a kg-cm con el fin de evitar la necesidad de transformar los valores.

Figura 15

Material concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

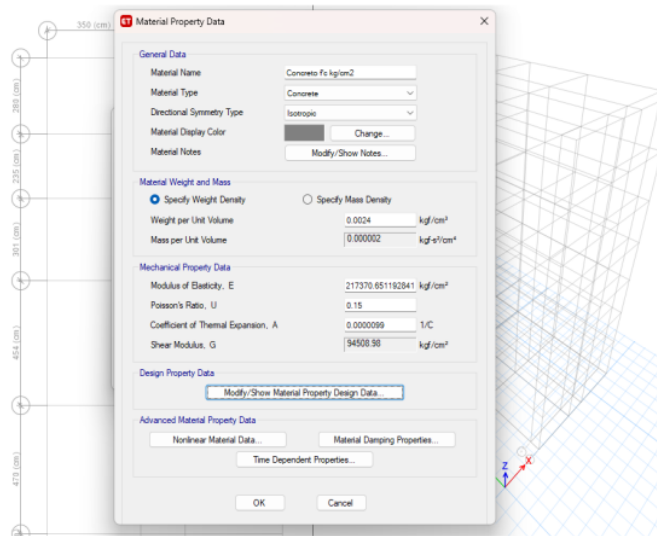
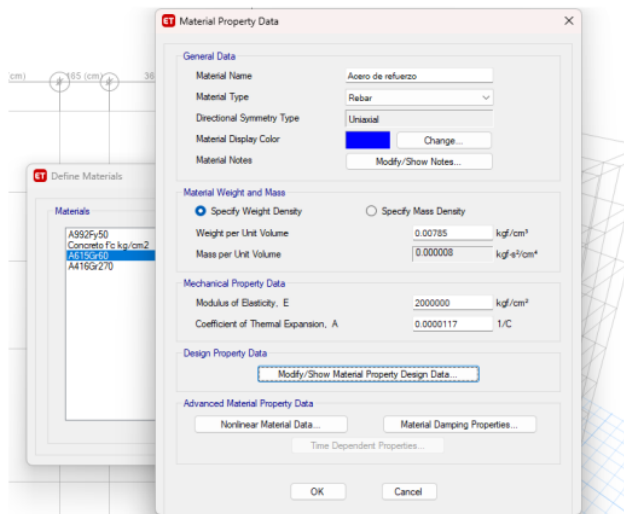


Figura 16

Material Acero Refuerzo $f_c=4200 \text{ kg/cm}^2$



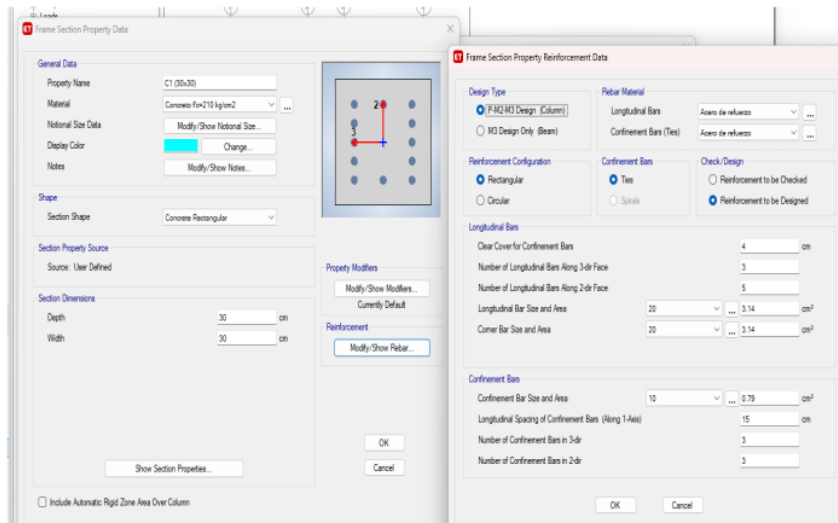
3.4.2.3. Definición de elementos

8

Se inició el proceso de definición de las secciones de los elementos Frame y Shell preestablecidos, comenzando con la especificación de las columnas de granulometría, límite líquido e índice plástico.

Figura 17

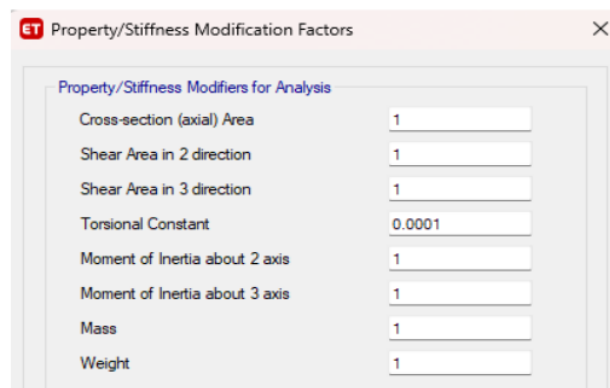
Modelado de columna



En el modelado de las vigas, es esencial tener en cuenta ciertos criterios, uno de ellos es ignorar la torsión ya que las vigas están diseñadas para soportar principalmente cargas de flexión y corte y no deberían estar sometidas a cargas de torsión, por lo tanto, se debe considerar que la torsión en las vigas es insignificante.

Figura 18

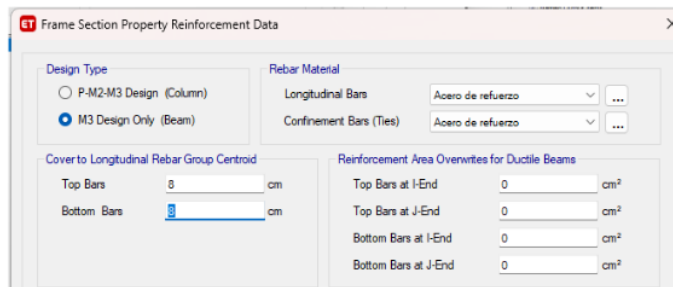
torsión en vigas



Dado que se trata de una edificación de 7 pisos, es probable que la viga principal necesite dos capas de acero, lo que implicaría un recubrimiento de 8 cm.

Figura 19

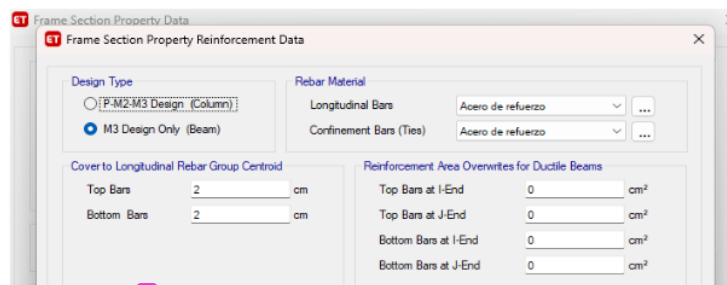
Recubrimiento en viga peraltada



En el caso de la definición de las vigas chatas, las cuales presentan un peralte igual al espesor de losa, se le asignará un recubrimiento de 2 cm

Figura 20

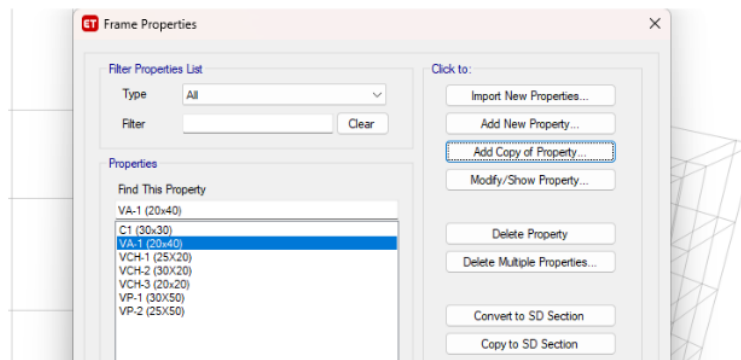
Recubrimiento viga chata



Se muestra las secciones definitivas de los elementos Frame.

Figura 21

Secciones definitivas de elementos frame



luego se procedió a la definición de los elementos tipo Shell, que corresponderán a las losas y placas en el modelo.

Figura 22

Losa aligerada

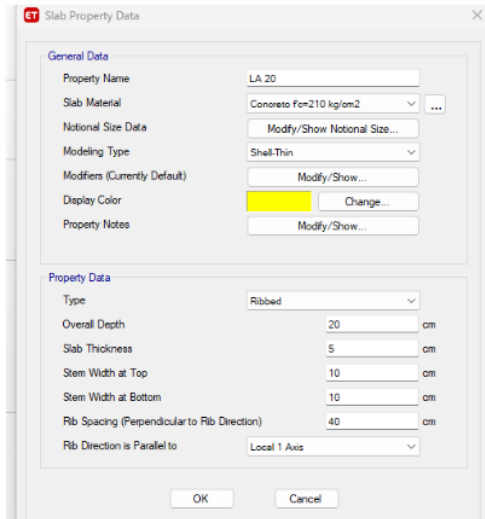
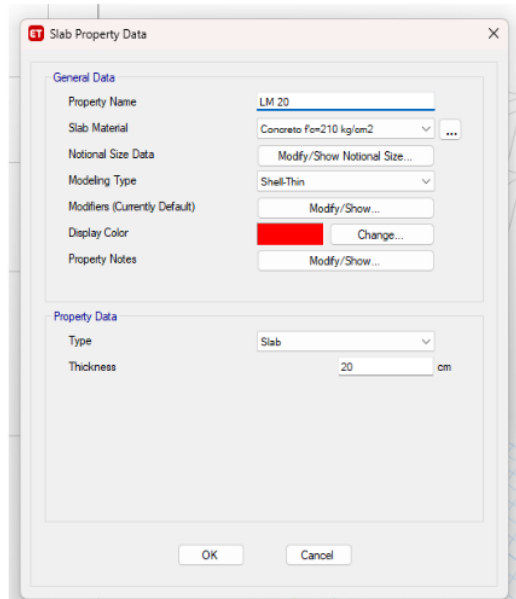


Figura 23

Losa maciza



Así mismo, Se procedió a definir las placas PL-1 y PL-2

Figura 24

Placa PL-1

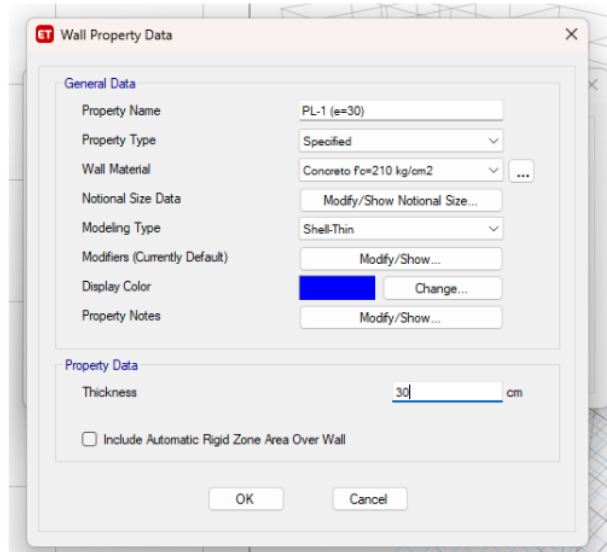
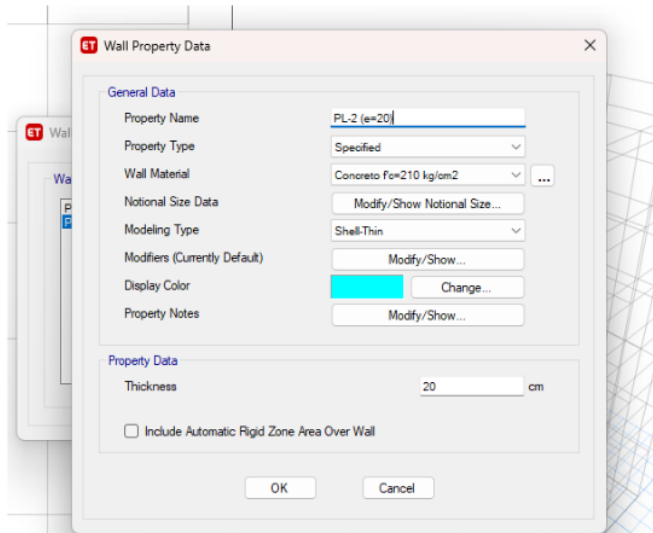


Figura 25

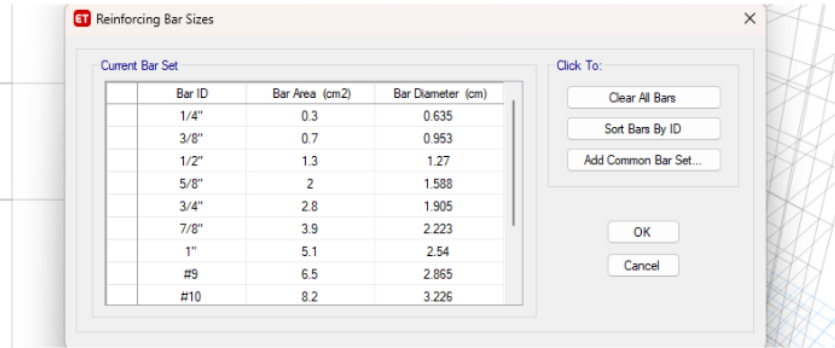
Placa PL-2



Finalmente, se procedió a configurar ⁸ la nominación de los diámetros de las barras de acero a pulgadas.

Figura 26

Nominación de los diámetros de acero

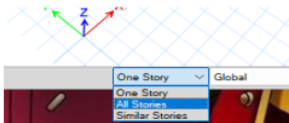


3.4.2.4. Modelado de la edificación

Se procedió con la creación de dibujos para todos los elementos definidos. Dado que se trata de un encofrado típico, se optó por replicar todas las actividades realizadas en una sola planta. Para ello, se asignó la opción "All Stories" en la parte inferior derecha del programa Etabs.

Figura 27

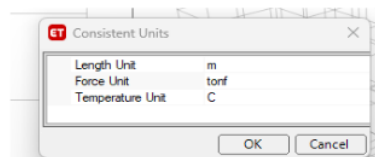
All Stories



Asimismo, se cambió las unidades a metro.

Figura 28

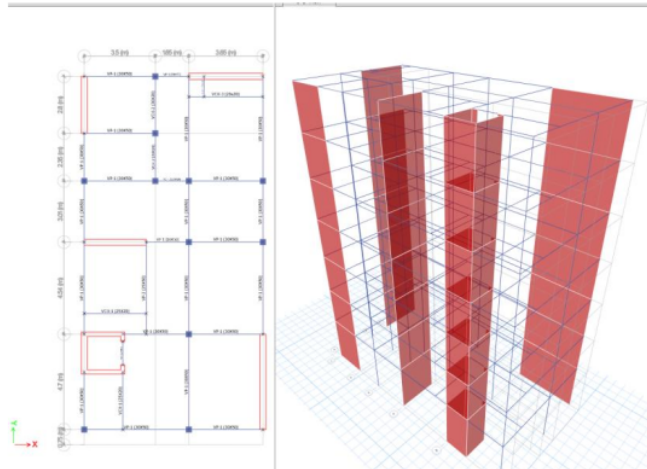
Cambio de unidades a metros



Se han delineado ⁸ los elementos en el primer nivel y se replicaron en todos los niveles superiores. Iniciamos modelando las columnas y placas que son los elementos verticales, para posteriormente llevar a cabo el modelado de las vigas principales, secundarias y chatas.

Figura 29

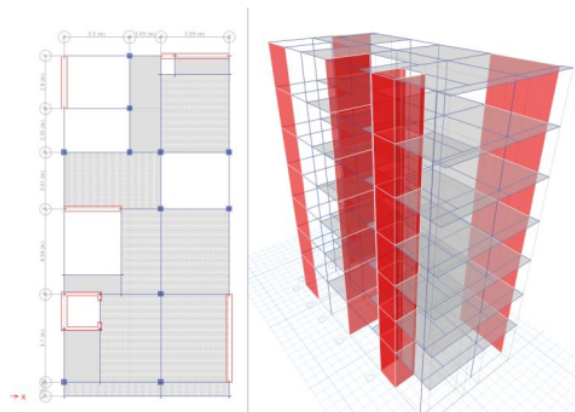
modelado de los elementos verticales y horizontales



Seguidamente se procedió a modelar las losas aligeradas y macizas

Figura 30

Modelado de las losas aligeradas y macizas



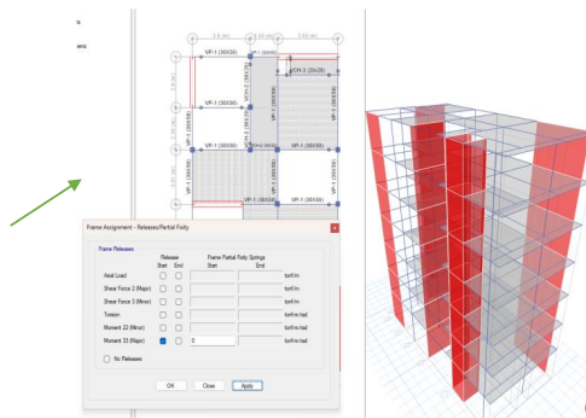
3.4.2.5. Asignación de Releases

En la estructura, específicamente en las uniones o nodo de viga-columna o viga-placa se va asignar Releases ya que para una dosificación de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y un diámetro de acero mínimo que le asigno de 5/8" la longitud de desarrollo resulta 35, asimismo, si se le agrega el recubrimiento de columna de 4 cm, la longitud mínima resultaría de $L_d= 39\text{cm}$.

Los nodos de encuentro de los elementos que no cumplieron se liberaron los momentos (Releases).

Figura 31

1 Asignación de releases



Asimismo, se aplicó los releases en la intersección de viga a viga, pues el ancho de estas no cumple con el mínimo requerido de $L_d=39\text{cm}$ y de la misma manera para las vigas chatas, pues estos elementos se asignan simplemente apoyados.

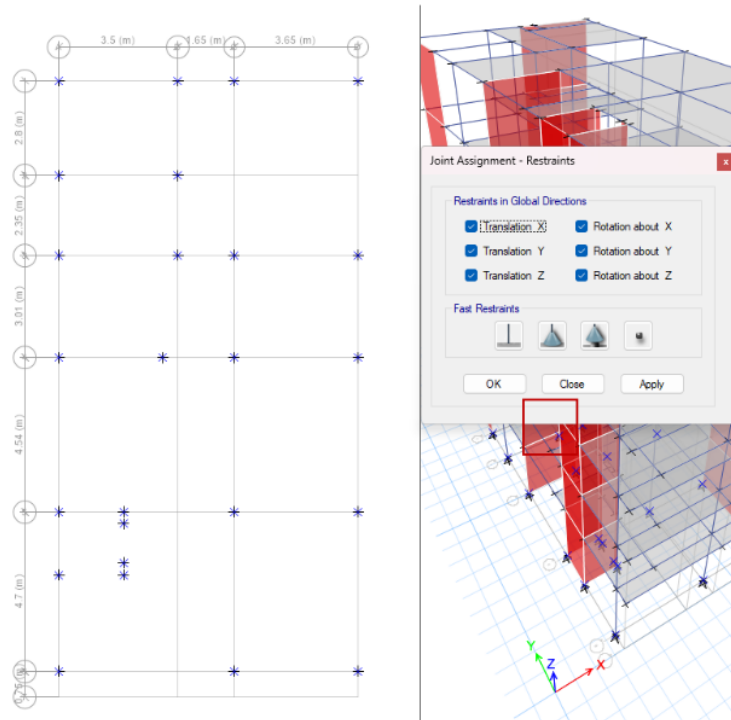
3.4.2.6. Asignar Restricciones en la Base

Se simuló en el programa Etabs la condición de un empotramiento en la base de la edificación, pues la intersección de columna-zapata se presenta un nodo rígido, el cual restringe el movimiento y giro en sus 6 grados de libertad generando un empotramiento.

En el programa Etabs primero nos dirigimos a la vista base y se seleccionó todos los nodos o puntos que llegaron a la cimentación.

Figura 32

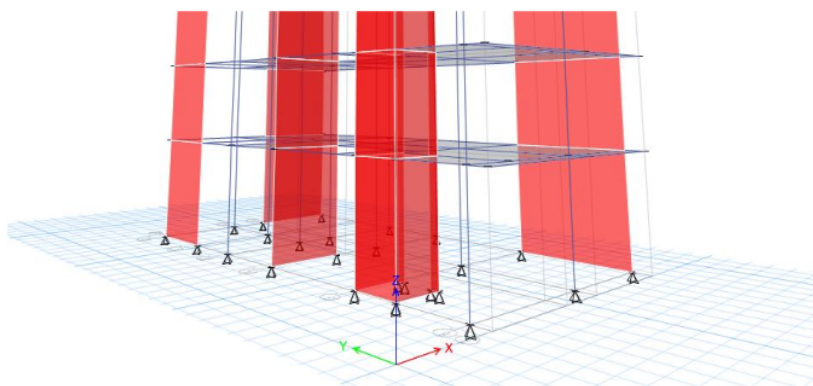
Restricciones en la Base



Se observa que todos los apoyos en la base de las placas y columnas se encuentran empotrados.

Figura 33

Empotramiento de la base

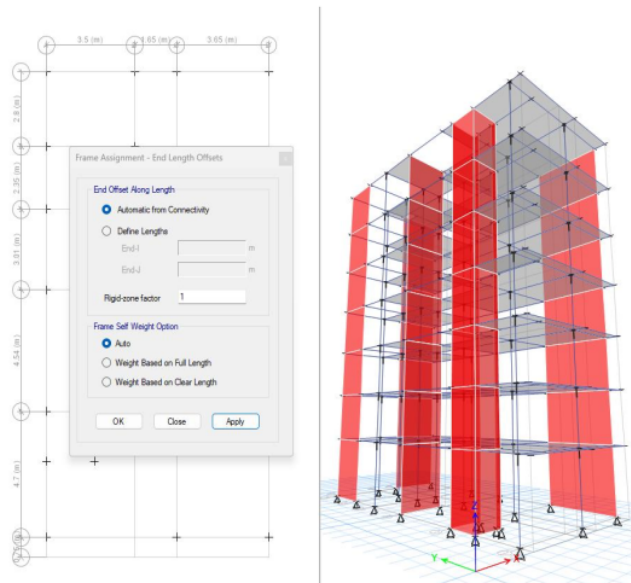


3.4.2.7. Asignar Brazos Rígidos

Se seleccionó toda la estructura modelada y se asignó a cada uno el brazo rígido automático con un factor de rigidez de 1. Este valor significa que se está considerando un 100% rígido con el nodo, lo cual en ciertas ocasiones se podría considerar un 80%, pues en la construcción de la edificación no se logra obtener un nodo rígido perfecto.

Figura 34

Asignación de brazo rígido



3.4.2.8. Metrado de cargas muerta

La tabla presenta los pesos volumétricos de los materiales utilizados en los elementos estructurales de la edificación.

Tabla 5

Pesos Volumétricos de los Materiales

MATERIAL	Peso Unitario
Unidades de albañilería huecas	1.4ton/m ³
Concreto armado	2.4ton/m ³

La tabla siguiente proporciona detalles sobre las CM por m² presentes en las losas. Estos valores son estimativos y empíricos, derivados de las propiedades de los materiales utilizados. A modo de ilustración, se puede mencionar que el peso de los ladrillos de techo está registrado en la ficha técnica del fabricante como 70.2 kg/m².

Tabla 6

Cargas muertas presentes en la losa

MATERIAL	Peso/m ²
Piso terminado (acabados)	100kg/m ²
Ladrillo de techo (losa Aligerada)	70.2kg/m ²
Tabiquería	150kg/m ²

3.4.2.9. Metrado de cargas vivas

Se observó en el plano de arquitectura y se presentó diferentes ambientes que serán cargados según el tipo de uso.

Tabla 7

Cargas en la edificación (Hotel)

Ocupación o uso	S/C (kg/cm ²)
Cuarto	200
Almacenaje y servicio	500
Corredores	400
Azotea	100

Se elaboró un cuadro de metrados especificando las cargas por cada paño según el tipo de uso.

Tabla 8

CARGAS MUERTAS (kg/m²)

PAÑO	CARGAS MUERTAS (kg/m ²)		
	A-B	B-C	C-D
1-2	X	100	170.2
2-3	X	100	170.2
3-4	320	320	X

4-5	X	170.2	170.2
5-6	320.2	320.2	170.2
6-7	170.2	170.2	170.2

Tabla 9

CARGAS VIVAS (kg/m2)

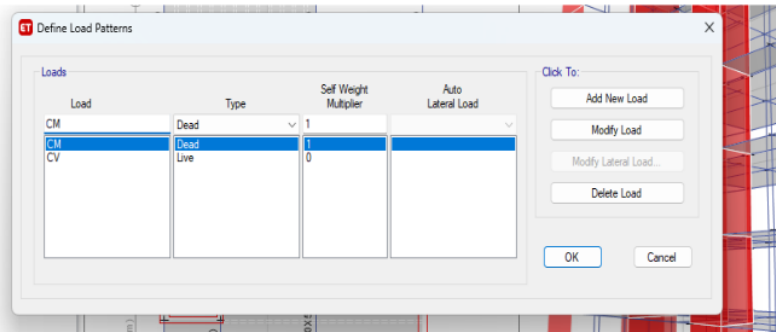
CARGAS VIVAS (kg/m2)			
PAÑO	A-B	B-C	C-D
1-2	X	400	200
2-3	X	400	200
3-4	400	400	X
4-5	X	400	200
5-6	200	200	200
6-7	200	200	200

3.4.2.10. Definir patrones de cargas

En el programa ETABS se definieron los patrones de cargas que serán asignados a las losas o elementos. Estos patrones se definieron por separado como peso propio, piso terminado, tabiquería, etc. Otra manera también es que se pueda definirse como un solo patrón nombrado “carga muerta”, en la cual se sume todas las cargas que pertenecen a cada paño como se le asigno en el metrado de cargas. De la misma manera para las cargas vivas.

Figura 35

Definir los patrones de carga



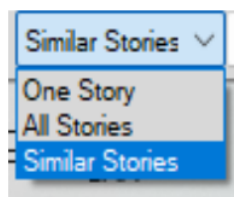
El factor 1 en la carga muerta se supone que se está sumando ⁴ el peso propio de los elementos estructurales modelados en el programa ETABS. Así mismo, en los patrones de carga falta definir las cargas de sismo.

3.4.2.11. Asignar carga muerta por gravedad

Se ha trabajado el encofrado para el primer nivel, y dado que se trata de techos típicos, es factible replicar todo el trabajo en una única planta. Por consiguiente, es necesario asignar la opción "Similar Stories" en la parte inferior derecha para duplicar y aplicar de manera coherente las características del encofrado en cada nivel correspondiente.

Figura 36

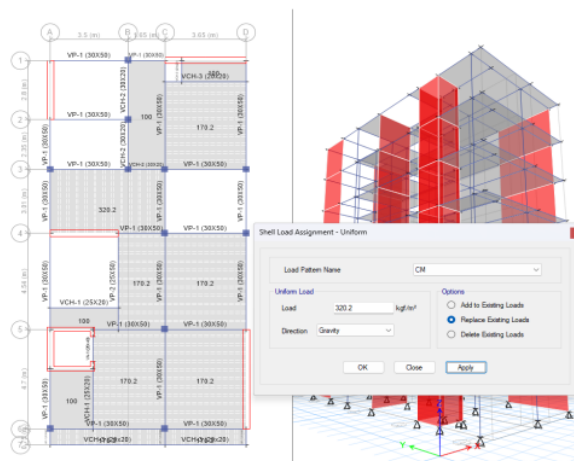
Ubicación del Similar Stories



Asimismo, las cargas vivas varían en el techo de la azotea, pues según norma se asignó una carga viva de 100 kg/m² y este nivel no presenta tabiquerías.

Figura 37

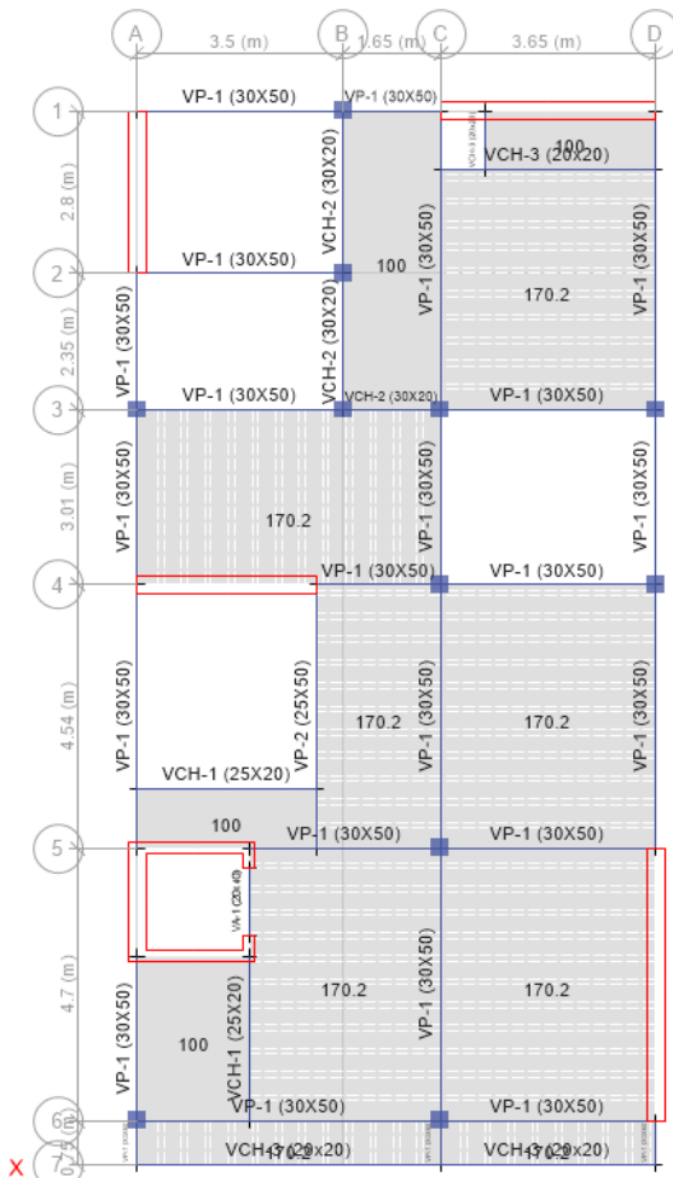
Asignación de cargas muertas



Para las cargas muertas en la azotea no se considera tabiquería, por lo que solo se asignó cargas por piso terminado y los ladrillos de techo para las losas aligeradas.

Figura 38

Carga muerta en la Azotea

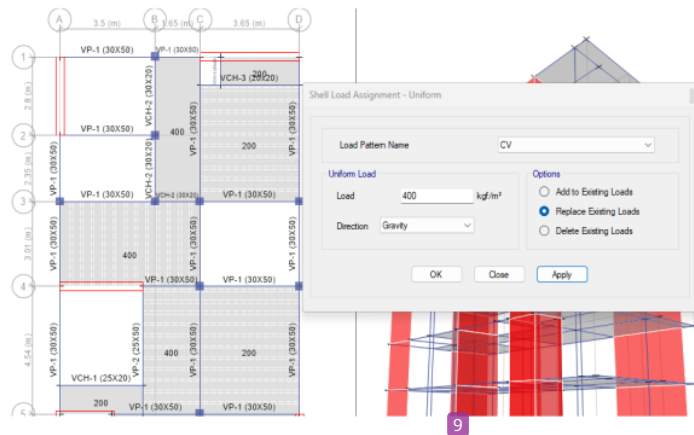


Asignar cargas vivas por gravedad

De la misma manera se asignó las cargas vivas según el metrado de cargas que se realizó.

Figura 39

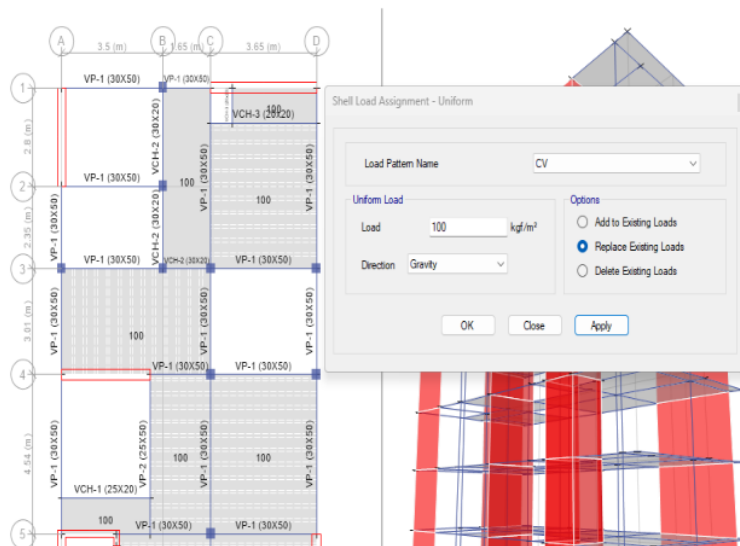
Asignación de carga viva



Asimismo, se asignó en el ultimo nivel la carga viva que es de 100 kg/m² por normativa.

Figura 40

Carga viva en la azotea



Metrado de carga de tabiquería

En la estructura se observó la presencia de elementos de tabiquería, destinados a cerrar las fachadas, dividir espacios, utilizarse en las aberturas de ventanas y formar parapetos.

Se logró calcular la carga distribuida lineal en función de la altura del espacio.

En la fachada y cuartos con vista a los ductos, cuenta con ventanas de acuerdo a los planos de arquitectura, con una altura de alfeizar de 0.90 m.

$$CM \text{ (tabiquería)} = 1400 * 0.15 * 0.90 = 189 \text{ kg/m}$$

De igual forma, para los ambientes y los que colindan con las edificaciones de terceros, la altura típica es de 2.60.

$$CM \text{ (tabiquería)} = 1400 * 0.15 * 2.60 = 546 \text{ kg/m}$$

Figura 41

Ubicación del comando distributed

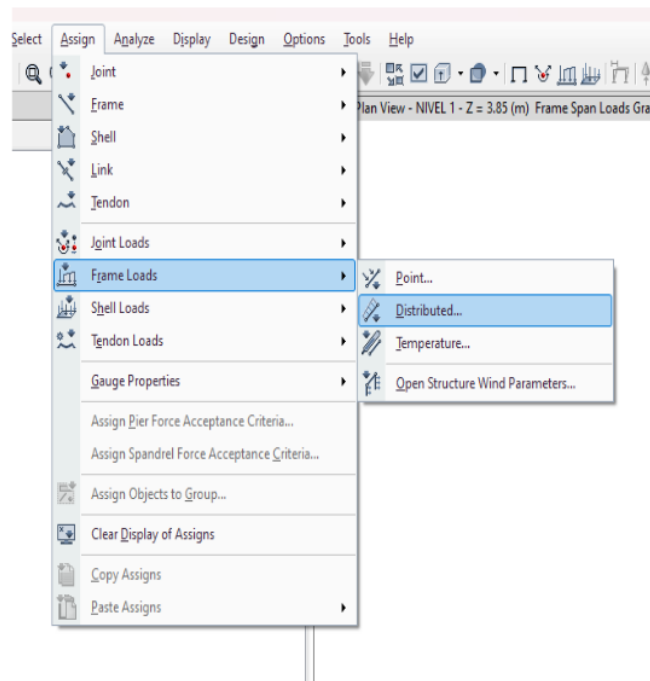
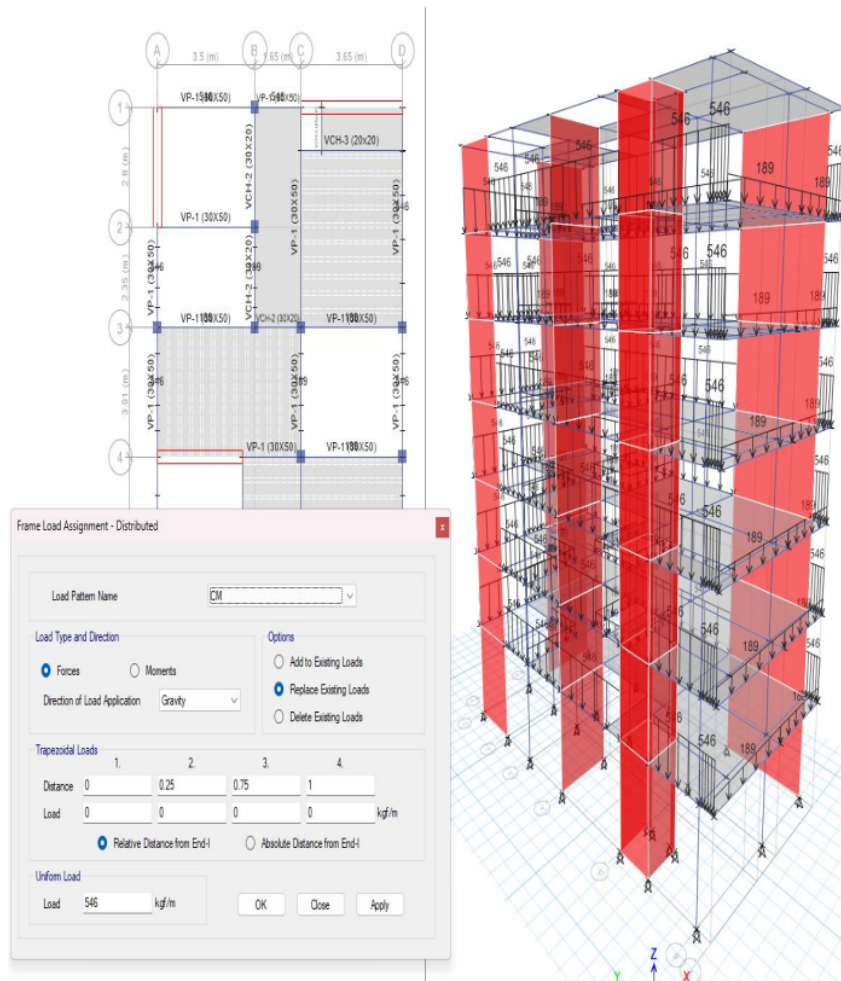


Figura 42

Asignación de carga muerta en tabiquería

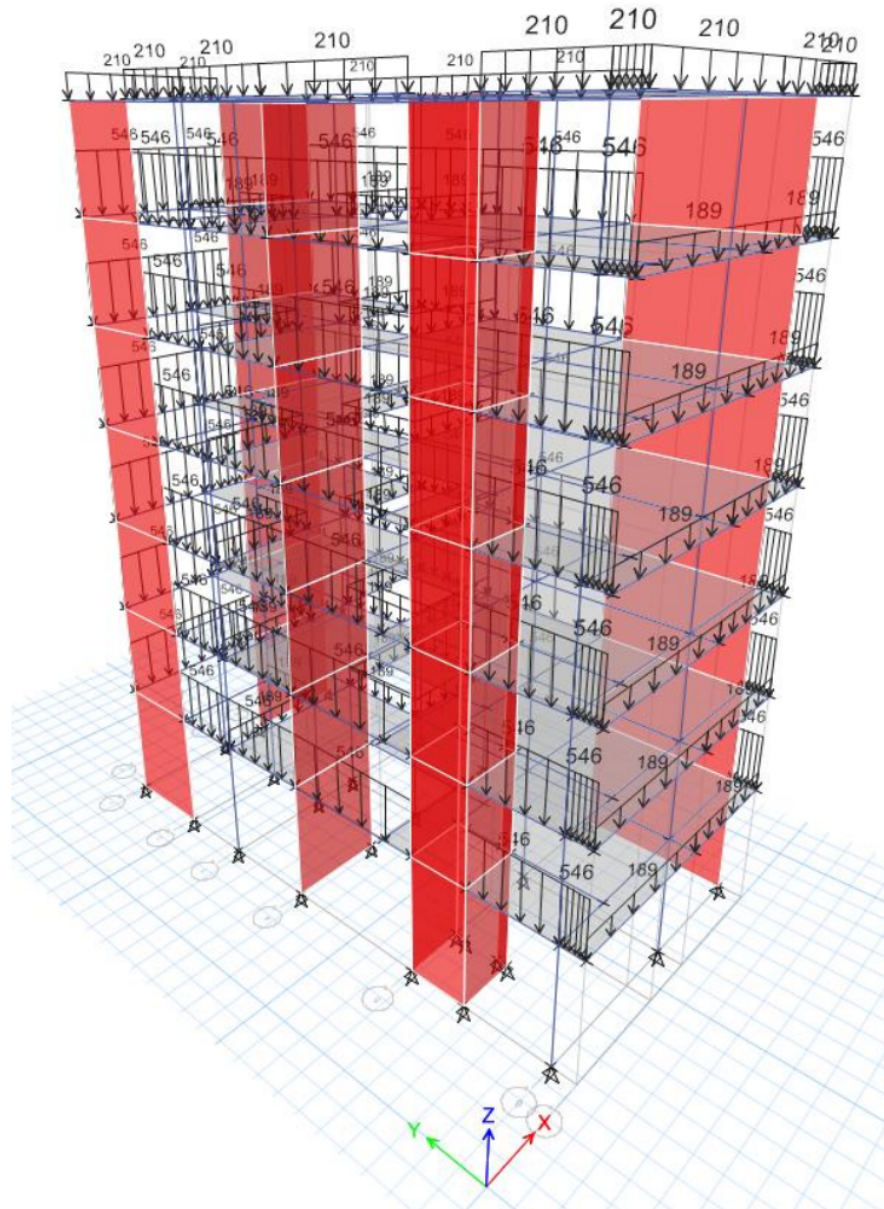


En la azotea de la edificación se presentó los parapetos del perímetro del techo. Estos elementos de albañilería presentan una altura de 1 m, por lo que su carga es de 210 kg/m.

Por último, se presentan las cargas distribuidas generadas por los muros de albañilería que se encuentran en la edificación. Sin embargo, estos muros no tienen un papel relevante en el comportamiento estructural del edificio, ya que se consideran elementos no estructurales.

Figura 43

Carga distribuida de los muros de albañería



1 **Metrado y asignación de cargas de escalera**

La losa de la escalera tiene un grosor de 15 cm, los pasos y contrapasos no se tuvieron en cuenta. Se considera el peso de los escalones equivalente al de una losa de 7 cm de espesor. Con el objetivo de distribuir adecuadamente las cargas en cada uno de sus apoyos, se calculó el metrado por metro cuadrado de la escalera.

$$\text{Peso propio (escalera)} = 2400 * 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso escalones (escalera)} = 2400 * 0.07 = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado (escalera)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM (escalera)} = 628 \text{ kg/m}^2$$

Para la carga viva de la escalera se extrajo de la norma E.020 que para hotel es de 400 kg/m²

$$\text{CV (escalera)} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Se procedió a asignar las cargas al modelo y para ello se idealiza como una losa en una dirección, en la cual las cargas se distribuyeron a las vigas mediante áreas tributarias.

En los ejes A-B y 4-5. Tiene una longitud de 3.32 m, la distribución de las cargas se aplicó a las vigas de apoyo mediante área tributaria con una longitud de $3.32/2 = 1.66 \text{ m}$

$$\text{CM (escalera-1)} = 628 * 1.66 = 1042.48 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV (escalera-1)} = 400 * 1.66 = 664 \text{ kg/m}$$

Para la escalera de los ejes A-B y 1-2. De igual forma se calculó las cargas distribuidas y se aplicó a las vigas de apoyo mediante área tributaria con una longitud de $3.5/2 = 1.75 \text{ m}$

$$\text{CM (escalera-1)} = 628 * 1.75 = 1099 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV (escalera-1)} = 400 * 1.75 = 700 \text{ kg/m}$$

Ya calculado el metrado de la escalera, se procedió a asignar las cargas en el modelado que se realizó en ETABS.

Figura 44

24
Carga muerta distribuida en la escalera 1

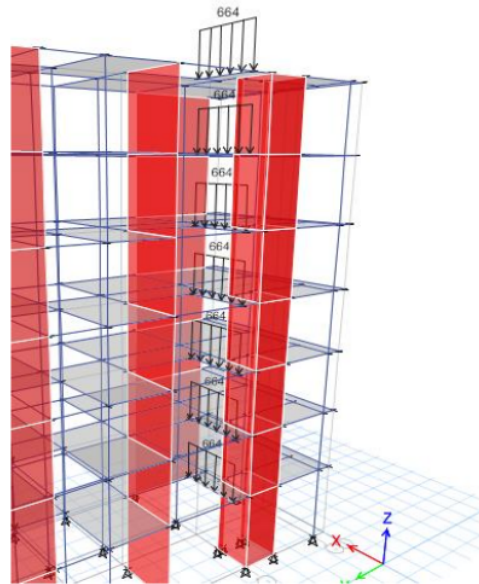
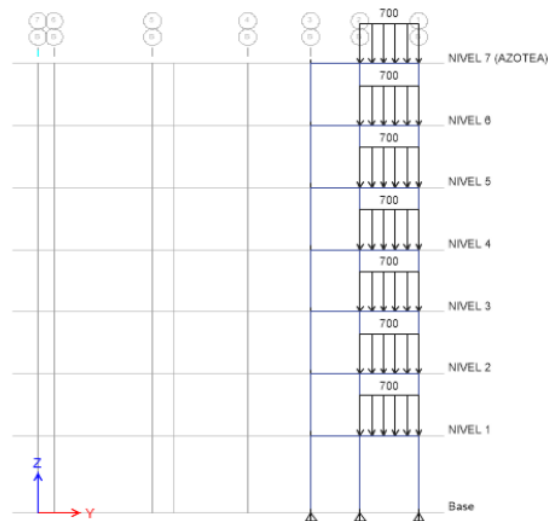


Figura 45

Carga muerta distribuida en la escalera 2



La estructura exhibe cargas distribuidas de cargas muertas y vivas, específicamente asociadas a las escaleras y tabiquería de la edificación.

Figura 46

Carga muerta distribuida

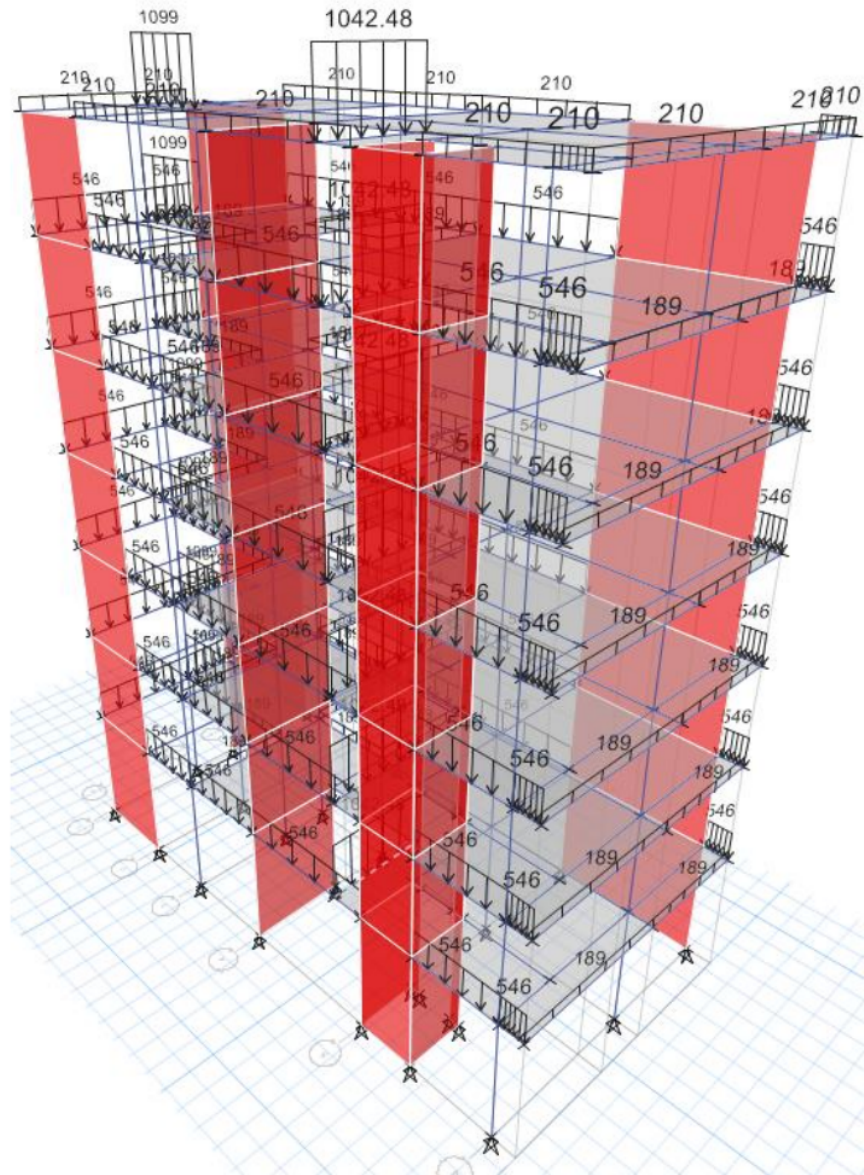
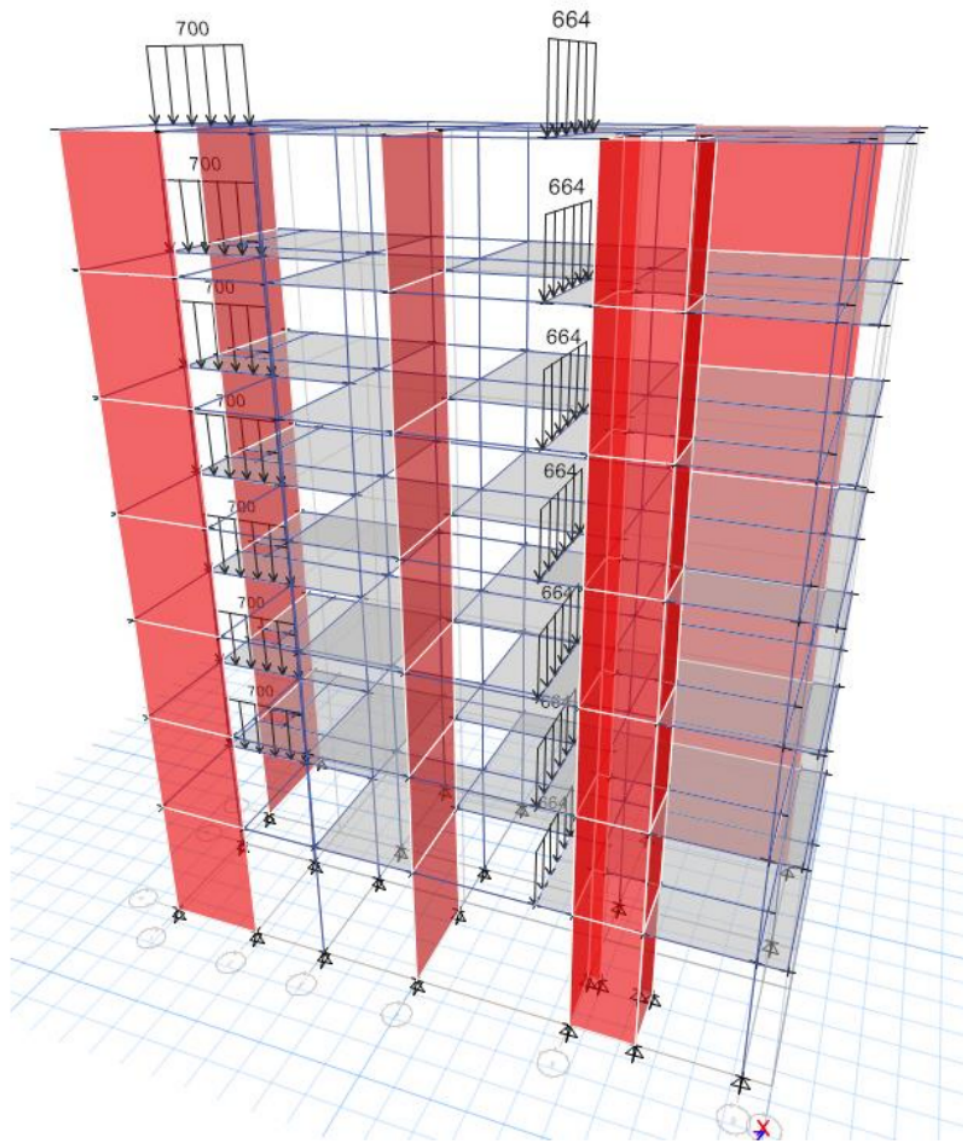


Figura 47

Carga viva distribuida

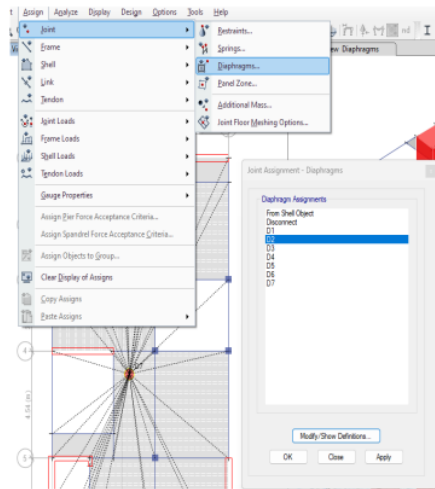


Definir y asignar el diagrama rígido

Se procede a definir el diafragma rígido para cada nivel en el ETABS.

Figura 48

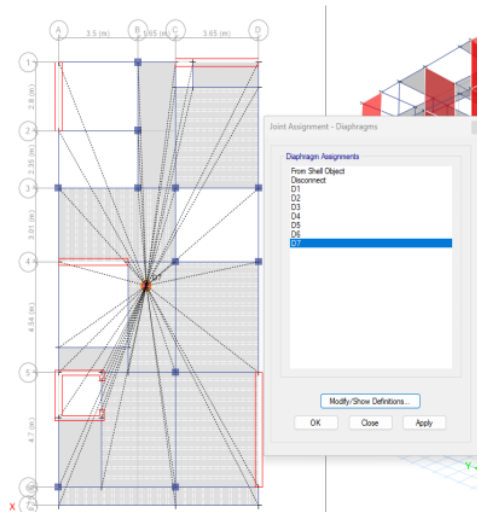
Definir diafragma rígido



Luego se procedió a asignar a cada planta, para ello se selecciona el nivel y se asigna el diafragma correspondiente.

Figura 49

Diafragma rígido en cada nivel



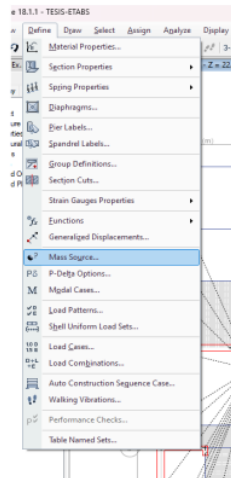
3.4.2.12. Estimación del peso sísmico

Para hallar el peso sísmico de la edificación, se tomó en cuenta el 100% de la CM y el 25% de la CV. Estos valores fueron ingresados en el programa ETABS para llevar a cabo los cálculos pertinentes.

Se definió el Mass Source en el modelo de la edificación.

Figura 50

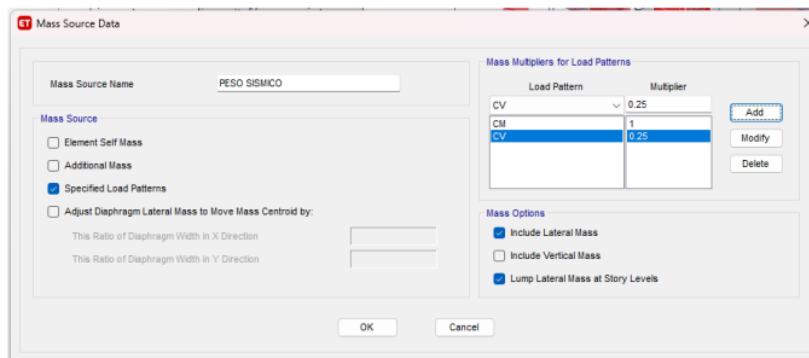
Mass Source



Luego, se optó por la selección de la opción "Specified Load Patterns" para establecer los patrones de carga en el cálculo del peso.

Figura 51

Patrones de Carga muerta y viva



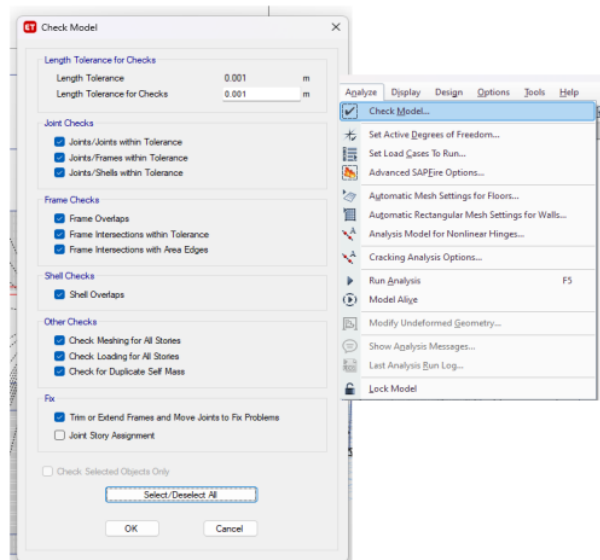
3.4.2.13. Revisión del modelo

Culminando el modelo y antes de iniciar el análisis se revisó el modelo con el comando Check Model.

Con este comando se revisó si todos los elementos joins, frames y shells se encuentran correctamente dibujados y unidos entre sí para una correcta transmisión de cargas.

Figura 52

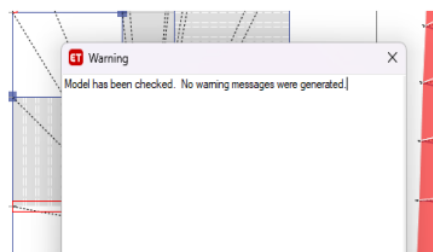
Check Model



Cuando se realizó la revisión del modelo se generó un mensaje de conformidad que todo el modelado estaba correcto.

Figura 53

Modelado Conforme

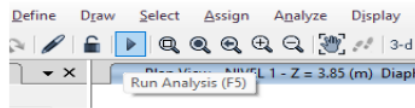


3.4.2.14. Periodo fundamental de vibración

Se procedió a iniciar el análisis con el siguiente comando de acceso rápido.

Figura 54

Run Analysis

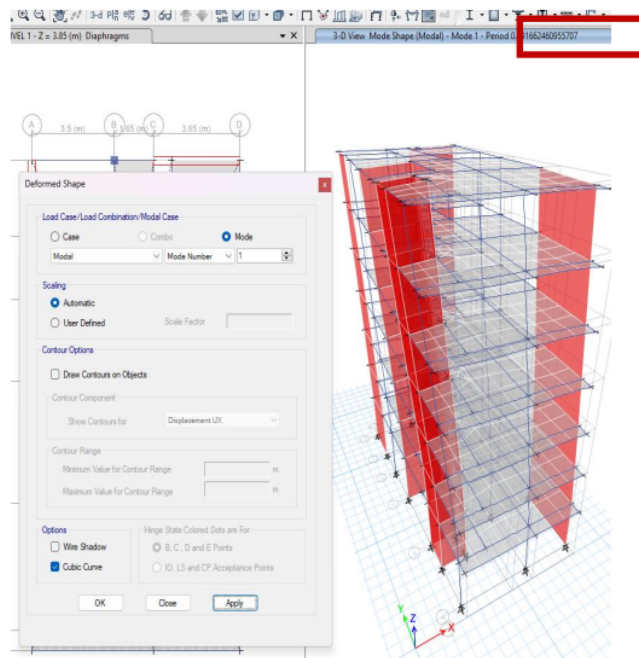


Se empleó el método empírico para estimar de manera aproximada el periodo fundamental de vibración y corroborar la precisión mediante el programa los resultados que de obtuvo. Dado que la edificación consta de 7 pisos, el periodo estimado debería reflejar este número de niveles. Este enfoque empírico proporciona una rápida estimación del periodo fundamental antes de realizar un análisis más detallado y preciso.

$$T = \frac{7}{10} = 0.7 \text{ s}$$

Figura 55

Periodo fundamental de vibración



Se observa el resultado en la parte superior de la ventana, el periodo de vibración para el primer modo que es $T=0.69$ s, el resultado se asemeja al resultado que se pudo hallar empíricamente.

Para observar mejor los modos de vibración y las masas participativas de cada modo se dirigió a las tablas de resultados de la estructura.

Se observa el periodo de vibración de cada modo y la masa participativa en cada dirección en la siguiente imagen.

Figura 56

Periodo de vibración de cada modo y masa participativa en cada dirección

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0	0.5747	0.002	0	0.0007
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0	0.5771	0.7147	0	0.3335
Modal	3	0.474	0.1329	0.0006	0	0.71	0.7153	0	0.0008
Modal	4	0.156	0.1353	0.0028	0	0.8453	0.7181	0	0.0087
Modal	5	0.121	0.01	0.1699	0	0.8552	0.8881	0	0.3643
Modal	6	0.101	0.0383	0.0105	0	0.8936	0.8986	0	0.0185
Modal	7	0.065	0.0447	0.0018	0	0.9383	0.9004	0	0.0041
Modal	8	0.051	0.0046	0.0555	0	0.9429	0.9559	0	0.1364
Modal	9	0.042	0.0124	0.0038	0	0.9553	0.9597	0	0.0097
Modal	10	0.037	0.0197	0.0009	0	0.975	0.9606	0	0.0027
Modal	11	0.03	0.0019	0.023	0	0.9769	0.9837	0	0.0693
Modal	12	0.025	0.0059	0.0002	0	0.9828	0.9839	0	0.0005

Seguidamente, se llevó a cabo la exportación a Excel con el fin de realizar una revisión más detallada de los resultados.

En el primer modo, se nota que la masa participativa es del 57% en la dirección X, 0.2% en la dirección Y y 14% en la dirección Z para la rotación. A partir de estos valores, se puede inferir que el primer modo es de naturaleza traslacional en la dirección X, dado que tiene un mayor porcentaje de masa participativa en esa

dirección. Además, al tener valores de masa participativa iguales a cero en Z, se confirma que la estructura no puede trasladarse en esa dirección en el primer modo.

Para visualizar los porcentajes de masas rotacionales participativas, se pueden revisar en las pestañas RX, RY y RZ.

Tabla 10

Modal Participating Mass Ratios

TABLA: Proporciones Modales de Participación de Masa

Caso	Modo	Período sec	ux	uy	uz	rx	ry	rz
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0	0.0007	0.2758	0.1389
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0	0.3335	0.0014	0.0001
Modal	3	0.474	0.1329	0.0006	0	0.0008	0.0631	0.572
Modal	4	0.156	0.1353	0.0028	0	0.0087	0.2819	0.04
Modal	5	0.121	0.01	0.1699	0	0.3643	0.0203	0.0024
Modal	6	0.101	0.0383	0.0105	0	0.0185	0.0743	0.143
Modal	7	0.065	0.0447	0.0018	0	0.0041	0.1076	0.0155
Modal	8	0.051	0.0046	0.0555	0	0.1364	0.0113	0.0007
Modal	9	0.042	0.0124	0.0038	0	0.0097	0.0304	0.0465
Modal	10	0.037	0.0197	0.0009	0	0.0027	0.0576	0.0064
Modal	11	0.03	0.0019	0.023	0	0.0693	0.0055	0.0002
Modal	12	0.025	0.0059	0.0002	0	0.0005	0.0183	0.0058

En estructuras regulares, generalmente el periodo fundamental de vibración se halla a través de los tres primeros modos, que son los más relevantes. Los dos primeros modos son de translación en las direcciones X e Y, mientras que el tercer modo es rotacional alrededor del eje Z.

En el primer modo, la masa participativa más significativa corresponde a la translación en X, representando un 57%. Por lo tanto, se seleccionó el periodo fundamental en X, que es de 0.692 segundos.

Tabla 11

Primer modo

TABLA: proporciones modales de Masa Participativa

Caso	Modo	Período sec	ux	uy	uz	rx	ry	rz
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0	0.0007	0.2758	0.1389

En el segundo modo, la dirección más significativa es la traslación en Y, ya que representa un 71% de la masa participativa en esa dirección. Por lo tanto, el periodo fundamental en Y se determinó como 0.532 segundos.

Tabla 12

Segundo modo

TABLA: Proporciones Modales de Masa Participativa								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		sec						
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0	0.0007	0.2758	0.1389
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0	0.3335	0.0014	0.0001

Tabla 13

Tercer modo

TABLA: Proporciones Modales de Masa Participativa								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		sec						
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0	0.0007	0.2758	0.1389
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0	0.3335	0.0014	0.0001
Modal	3	0.474	0.1329	0.0006	0	0.0008	0.0631	0.572

Además, con el fin de realizar el análisis sísmico estático, únicamente se requiere calcular los periodos fundamentales de vibración en las direcciones X e Y.

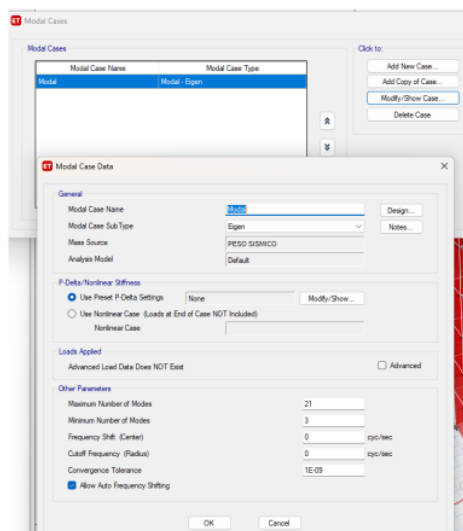
3.4.2.15. Modos de vibración y masas participativas

Dado que el edificio cuenta con 7 pisos y cada diafragma rígido tiene tres grados de libertad, se adopta la convención de definir tres modos por nivel. Con el requisito mínimo de tres modos establecido por la norma E.030, se deben asignar un total de 21 modos de vibración para el análisis.

Para ello se dirigió a la pestaña de define y respectivamente a la opción de modal cases.

Figura 57

Modal cases



Las pestañas de SumUX, SumUY y SumUZ contienen las sumas acumulativas de las masas participativas. Es esencial observar en qué modo se alcanza al menos el 90% de las masas participativas en las direcciones X e Y de la estructura.

Tabla 14

Acumulados de la masa participativa

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0.5747	0.002	0.0007	0.2758	0.1389
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0.5771	0.7147	0.3335	0.0014	0.0001
Modal	3	0.474	0.1329	0.0006	0.71	0.7153	0.0008	0.0631	0.572
Modal	4	0.156	0.1353	0.0028	0.8453	0.7181	0.0087	0.2819	0.04
Modal	5	0.121	0.01	0.1699	0.8552	0.8881	0.3643	0.0203	0.0024
Modal	6	0.101	0.0383	0.0105	0.8936	0.8986	0.0185	0.0743	0.143
Modal	7	0.065	0.0447	0.0018	0.9383	0.9004	0.0041	0.1076	0.0155
Modal	8	0.051	0.0046	0.0555	0.9429	0.9559	0.1364	0.0113	0.0007

Si se verifica que en el modo 7 se cumplen con ¹ los requisitos establecidos por la norma. Esto simplificará el análisis, ya que el modo 7 satisface los requerimientos establecidos.

Tabla 15

Resultado del acumulado de las masas participativas

	Modo	Periodo 18 sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
Modal	1	0.692	0.5747	0.002	0.5747	0.002	0.0007	0.2758	0.1389
Modal	2	0.532	0.0024	0.7127	0.5771	0.7147	0.3335	0.0014	0.0001
Modal	3	0.474	0.1329	0.0006	0.71	0.7153	0.0008	0.0631	0.572
Modal	4	0.156	0.1353	0.0028	0.8453	0.7181	0.0087	0.2819	0.04
Modal	5	0.121	0.01	0.1699	0.8552	0.8881	0.3643	0.0203	0.0024
Modal	6	0.101	0.0383	0.0105	0.8936	0.8986	0.0185	0.0743	0.143
Modal	7	0.065	0.0447	0.0018	0.9383	0.9004	0.0041	0.1076	0.0155
Modal	8	0.051	0.0046	0.0555	0.9429	0.9559	0.1364	0.0113	0.0007
Modal	9	0.042	0.0124	0.0038	0.9553	0.9597	0.0097	0.0304	0.0465
Modal	10	0.037	0.0197	0.0009	0.975	0.9606	0.0027	0.0576	0.0064
Modal	11	0.03	0.0019	0.023	0.9769	0.9837	0.0693	0.0055	0.0002
Modal	12	0.025	0.0059	0.0002	0.9828	0.9839	0.0005	0.0183	0.0058
Modal	13	0.024	0.0084	0.0013	0.9912	0.9852	0.004	0.0248	0.0161
Modal	14	0.021	0.0006	0.0096	0.9919	0.9948	0.0299	0.0019	0.0001
Modal	15	0.019	0.0029	0.0001	0.9948	0.995	0.0005	0.0094	0.0012
Modal	16	0.017	0.0028	0.0003	0.9976	0.9953	0.0011	0.0088	0.0074
Modal	17	0.016	0.0009	0.0001	0.9985	0.9954	0.0003	0.0029	0.0001
Modal	18	0.016	0.003528	0.0036	0.9986	0.999	0.0117	0.0001	0.0003
Modal	19	0.014	6.536E-07	0.001	0.9986	1	0.0032	0.002174	0
Modal	20	0.013	0.0011	0	0.9997	1	0	0.0037	0.0027
Modal	21	0.012	0.0003	0.01884	1	1	0.04954	0.0008	0.0006

Sin embargo, si los primeros 21 modos de vibración no logran cumplir con el requisito del 90% de la masa participativa en ambas direcciones de análisis, se deben definir más modos hasta que se alcance ese porcentaje.

3.4.2.16. Análisis sísmico estático de la edificación

La evaluación sísmica de un edificio de siete pisos comprendió tanto un análisis estático como uno dinámico, con el propósito de asegurar que la estructura cumpliera con los estándares establecidos por la normativa en términos de desplazamientos máximos, resistencia, rigidez y capacidad de deformación plástica.

Además, el RNE E.030 establece seis elementos que deben derivarse de las particularidades del inmueble, tales como su ubicación, la naturaleza del suelo, la configuración estructural, la finalidad de uso y cualquier posible irregularidad.

Zonificación

La construcción se encuentra situada en la ciudad de Satipo, dentro del Departamento de Junín. Conforme a la Tabla Número 1 de la normativa RNE E.30, le asigna un factor de 0.25, derivado de su posición en la Zona 2.

Condiciones geotécnicas

El suelo en el que se encuentra la edificación, según estudios previos realizados, presenta características de un tipo "S2", conforme a lo establecido en el RNE E.030. Para este tipo de suelo, se asigna un factor S igual a 1.20, con periodos TP de 0.6 y TL de 2.0.

Factor de amplificación Sísmica

Se empleó el factor de amplificación sísmica para generar el espectro siguiendo las pautas de la norma E.30. Este procedimiento se basó en la modificación del factor "C" en relación con el periodo.

Para la dirección X

$$C = 2.5 * \left(\frac{0.60}{0.692} \right) = 2.168$$

Para la dirección Y

$$C = 2.5$$

Categoría de la edificación

El edificio, destinado para uso hotelero, se clasifica como un edificio común, tipo "C", lo que implica un factor de uso de 1.0 de acuerdo con las especificaciones del diseño.

Sistema estructural

Se ha considerado que la resistencia de la edificación diseñada se compone de un sistema de muros estructurales en ambas direcciones de análisis. En consecuencia, se ha asignado el coeficiente de reducción $R_o = 6$.

Regularidad estructural

Con base en las verificaciones realizadas según la norma E.030, se llega a la conclusión de que la edificación es regular tanto en planta como en altura.

consecuencia, al no presentar irregularidades, los factores de irregularidad I_a e I_p se establecen como iguales a 1.0.

$$R = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

Se presentan los elementos fundamentales del sismo asignados a la estructura edificada en la siguiente tabla.

Tabla 16

Parámetros del sismo

Parámetros	Factores
Z	0.25
U	1.0
S	1.20
TP	0.60
TL	2.0
Rx = Ry	6

Determinación de los parámetros sísmicos

La construcción evaluada no se ajustaba al requisito de altura establecido, dado que consta de 7 pisos. A pesar de ello, se realizó un análisis estático con el propósito en ajustar la escala del sismo y obtener así la cortante de diseño. Este enfoque también facilitó el cálculo de la fuerza de cortante basal constante (V), distribuyéndola de manera proporcional a cada nivel.

Se llevó a cabo el cálculo para determinar la cortante basal estática en ambas direcciones de análisis.

Se puede calcular el coeficiente estático con los valores que se proporcionarán; sin embargo, es esencial conocer el peso sísmico del edificio para llevar a cabo el cálculo de la fuerza cortante basal estática.

Figura 58

Parámetros sísmicos

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO						
Tx=	0.692	S		Ty=	0.532	S
Z=	0.25	Zona 2-Juinín		Z=	0.25	Zona 4-Lima
S=	1.2	Suelo S1		S=	1.2	Suelo S1
TP=	0.6	S1		TP=	0.6	S1
TL=	2	S1		TL=	2	S1
U=	1	TIPO "C"		U=	1	TIPO "C"
C=	2.167630058			C=	2.5	
Ro=	6	Muro Estructural Ro=6		Ro=	6	Muro Estructural Ro=6
Ia=	1			Ia=	1	
Ip=	1	Verificar torsion		Ip=	1	Verificar torsion

Estimación del peso sísmico

En el proceso de ¹ calcular el peso sísmico de la edificación, se tomó en consideración el 100% de la CM y el 25% de la CV, en conformidad con las normativas aplicables para edificaciones de tipo C.

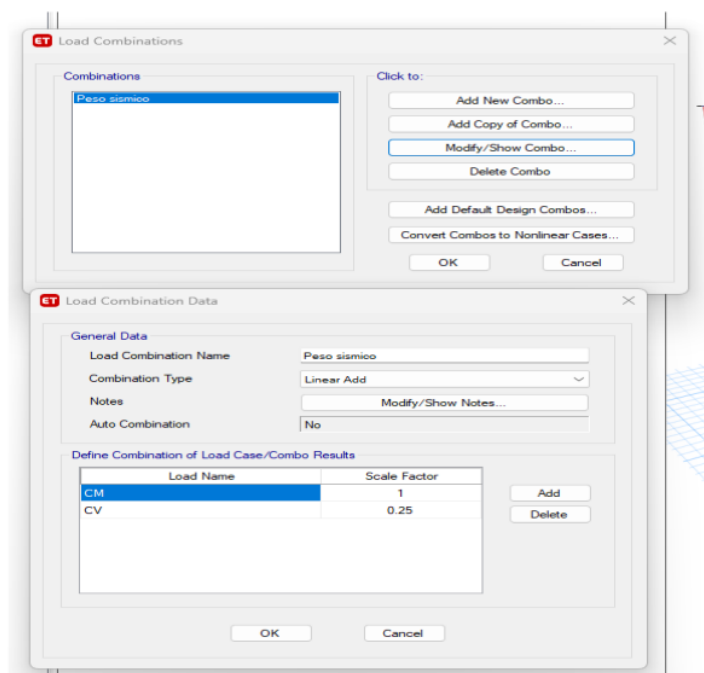
³ El peso de la edificación se determinó con el software Etabs, una herramienta más práctica para obtener el peso sísmico.

Como ya se definió los patrones de carga en el cálculo del peso en el programa ETABS, se continuó creando una combinación para así obtener el peso sísmico al iniciar el programa.

Se definió el combo de $P=100\%CM+25\%CV$.

Figura 59

Combinación de carga



El análisis del modelo ha sido iniciado y actualmente se están obteniendo los resultados. Posteriormente, se extraerán los resultados derivados de la combinación del peso sísmico, revelando las cargas específicas de la edificación por cada nivel.

Figura 60

Fuerzas por nivel

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
NIVEL 7 (AZO)	Peso sísmico	Combination	Bottom	149.1313	0	0	0	1349.577	-1162.6739
NIVEL 6	Peso sísmico	Combination	Bottom	318.0084	0	0	0	2924.1194	-2481.9783
NIVEL 5	Peso sísmico	Combination	Bottom	488.4855	0	0	0	4498.6618	-3801.2827
NIVEL 4	Peso sísmico	Combination	Bottom	658.1626	0	0	0	6073.2042	-5120.5871
NIVEL 3	Peso sísmico	Combination	Bottom	827.8397	0	0	0	7647.7466	-6439.8914
NIVEL 2	Peso sísmico	Combination	Bottom	997.5168	0	0	0	9222.289	-7759.1958
NIVEL 1	Peso sísmico	Combination	Bottom	1179.2822	0	0	0	10912.4616	-9169.1267

Después, se llevó a cabo la exportación de los datos a Excel para realizar una revisión más minuciosa de los resultados.

Tabla 17

Peso por Nivel

Story	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m	PESO X NIVEL
NIVEL 7 (AZOTE A)	149.1313	0	0	0	1349.577	-1162.6739	149.131
NIVEL 6	318.8084	0	0	0	2924.1194	-2481.9783	169.677
NIVEL 5	488.4855	0	0	0	4498.6618	-3801.2827	169.677
NIVEL 4	658.1626	0	0	0	6073.2042	-5120.5871	169.677
NIVEL 3	827.8397	0	0	0	7647.7466	-6439.8914	169.677
NIVEL 2	997.5168	0	0	0	9222.289	-7759.1958	169.677
NIVEL 1	1179.2822	0	0	0	10912.4616	-9169.1267	181.765
					Peso total		1179.282 ton.

El peso máximo de la edificación se determinó como 1179.282 toneladas. Para verificar los resultados de los pesos obtenidos en ETABS, es crucial tener en cuenta lo siguiente: en el caso de edificaciones tipo C, la relación del peso de entrepiso debe rondar los 1000 kg/m².

Se llevó a cabo la verificación de la relación de peso por metro cuadrado del nivel típico, obteniendo un valor de 1062.34097 kg/m², el cual cumple con las especificaciones requeridas.

AREA PISO TIPICO 159.72 m²

PESO PISO TIPICO 169.677 ton

RATIO 1.062340972 ton/m²

1062.340972 kg/m²

El intervalo ² del ratio para un edificio de Tipo "C" debe situarse alrededor de los 1000 kg/m².

⁸ Fuerza cortante basal estático

Se llevó a cabo la determinación de la fuerza cortante basal en ambas direcciones de análisis..

Tabla 18

Cortante basal en X

PESO EDIFICO	1179.2822	ton
⁷ VE=ZUCS/R	0.10838	Coefficiente Sísmico C
VEXX=	127.812	ton
C/R>0.11	0.3613	Cumple
K=	1.096	

VEX = 127.812 ton

Tabla 19

Cortante basal en Y

PESO EDIFICO	1179.2822	ton
¹³ VE=ZUCS/R	0.12500	Coefficiente Sísmico
VEYY=	147.410	ton
C/R>0.11	0.41666667	Cumple
K=	1.016	

VEY = 147.410 ton

Tabla 20

¹ Distribución de fuerzas laterales dirección XX

Story	PESO				
	POR	Alturas	Pi*hi^k	alfai	Fi
NIVEL					
	TON	m			ton

TECHO 07	149.131	22.45	4513.38	0.22931	29.3083
TECHO 06	169.677	19.35	4363.41	0.22169	28.3344
TECHO 05	169.677	16.25	3603.45	0.18308	23.3995
TECHO 04	169.677	13.15	2857.37	0.14517	18.5547
TECHO 03	169.677	10.05	2128.13	0.10812	13.8193
TECHO 02	169.677	6.95	1420.49	0.07217	9.22416
TECHO 01	181.765	3.85	796.482	0.04047	5.17207
	Suma $P_i \cdot h_i^k$		19682.7		127.812 ton

Figura 61

Distribución de fuerzas laterales dirección XX

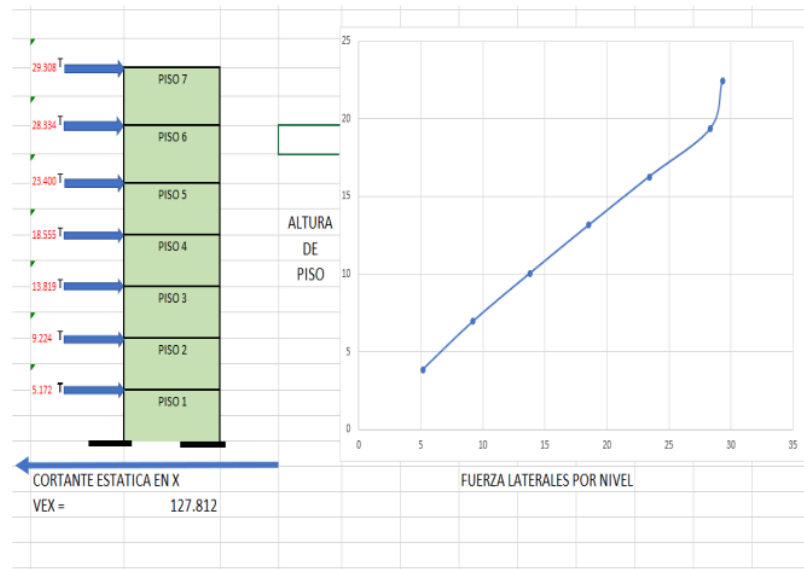


Tabla 21

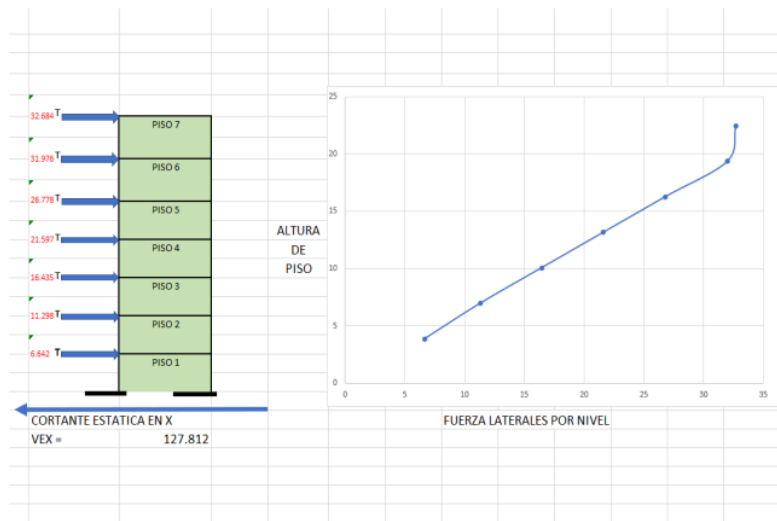
Distribución de fuerzas laterales dirección YY

Story	PESO				
	POR NIVEL	Alturas	$P_i \cdot h_i^k$	alfai	Fi
	TON	m			ton
TECHO 07	149.131	22.45	3518.88	0.22172	32.6844
TECHO 06	169.677	19.35	3442.64	0.21692	31.9762

TECHO 05	169.677	16.25	2883.04	0.18166	26.7785
TECHO 04	169.677	13.15	2325.15	0.14651	21.5967
TECHO 03	169.677	10.05	1769.39	0.11149	16.4346
TECHO 02	169.677	6.95	1216.41	0.07665	11.2984
TECHO 01	181.765	3.85	715.055	0.04506	6.64163
		SumaPi*hi^k	15870.6		147.41 ton

Figura 62

Distribución de fuerzas laterales dirección YY

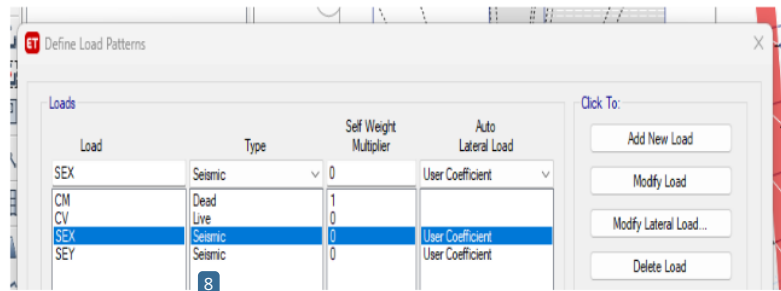


El análisis estático se llevó a cabo en una hoja de cálculo Excel. Sin embargo, es importante destacar que el programa ETABS proporciona herramientas para calcular la cortante basal estática. Los resultados pueden variar entre el análisis manual y el realizado por ETABS, Dado que el software no siempre incorpora todos los parámetros específicos de la normativa RNE E.30 para un análisis estático, se optó por realizar el análisis dinámico modal espectral utilizando el programa ETABS, ya que cuenta con herramientas que se ajustan a los requerimientos de la RNE E 030.

Se muestra cómo se definió los patrones de carga del sismo estático en el ETABS.

Figura 63

Patrones de carga del sismo estático



Se asignaron el coeficiente de cortante basal "C" y el factor "k" de acuerdo con las directrices establecidas en el RNE E.030. Adicionalmente, se ha establecido la dirección de análisis, incorporando una excentricidad accidental del 5%.

Figura 64

Asignación de la cortante basal "C", factor "k" y excentricidad en XX

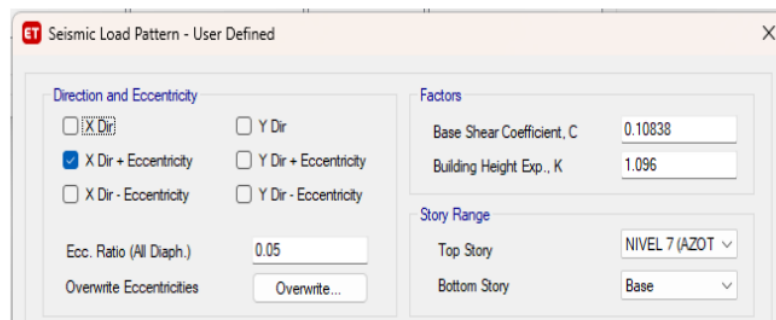
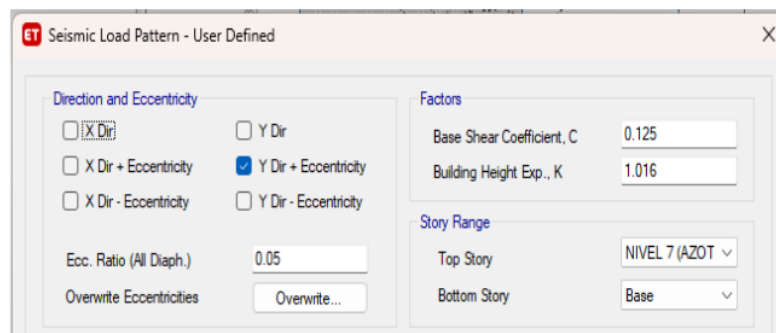


Figura 65

Asignación de la cortante basal "C", factor "k" y excentricidad en YY



Se procedió a realizar el análisis con el programa ETABS para obtener ⁵ la cortante basal.

Tabla 22

Cortante basal en el programa ETABS

1

TABLA: REACCIONES EN LA BASE

Output	Case Type	FX	FY	FZ
Case		tonf	tonf	tonf
SEX	LinStatic	-124.4479	0	0
SEY	LinStatic	0	-143.5319	0
Peso sismico	Combination	0	0	1179.2822

La cortante basal resulta parecido al resultado que se obtuvo en la hoja Excel, obviamente, lo que debe primar son las respuestas que nos dio el cálculo en la hoja excel, dado que el cálculo de nuestra cortante basal del ETABS no se calcula de acuerdo al RNE E.030.

3.4.2.17. Análisis sísmico dinámico de la edificación

El edificio se encuentra en una zona "Z2" y es de concreto armado. se procede a ¹ realizar el análisis sísmico dinámico.

Espectro de aceleraciones norma E.030

Los valores Z, U, S y R fueron establecidos previamente conforme a las particularidades de la edificación. Es importante destacar que ³ el factor de amplificación sísmica "C" experimentará variaciones en función del periodo "T".

Se generó ² la tabla y gráfico del espectro en una hoja de cálculo en Excel.

Tabla 23

² Espectro de aceleración

T	C	Sa	Sa/(g)
0	2.5	1.22625	0.125

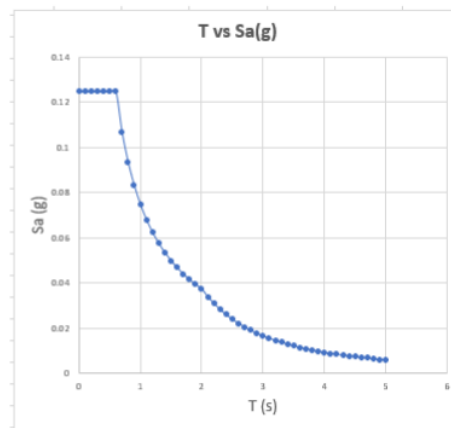
	0.1	2.5	1.22625	0.125
	0.2	2.5	1.22625	0.125
	0.3	2.5	1.22625	0.125
	0.4	2.5	1.22625	0.125
	0.5	2.5	1.22625	0.125
TP=	0.6	2.5	1.22625	0.125
	0.7	2.14286	1.051071429	0.10714
	0.8	1.875	0.9196875	0.09375
	0.9	1.66667	0.8175	0.08333
	1	1.5	0.73575	0.075
	1.1	1.36364	0.668863636	0.06818
	1.2	1.25	0.613125	0.0625
	1.3	1.15385	0.565961538	0.05769
	1.4	1.07143	0.525535714	0.05357
	1.5	1	0.4905	0.05
	1.6	0.9375	0.45984375	0.04688
	1.7	0.88235	0.432794118	0.04412
	1.8	0.83333	0.40875	0.04167
	1.9	0.78947	0.387236842	0.03947
TL=	2	0.75	0.367875	0.0375
	2.1	0.68027	0.333673469	0.03401
	2.2	0.61983	0.304028926	0.03099
	2.3	0.56711	0.278166352	0.02836
	2.4	0.52083	0.25546875	0.02604
	2.5	0.48	0.23544	0.024
	2.6	0.44379	0.217677515	0.02219
	2.7	0.41152	0.201851852	0.02058
	2.8	0.38265	0.187691327	0.01913
	2.9	0.35672	0.174970273	0.01784
	3	0.33333	0.1635	0.01667
	3.1	0.31217	0.153121748	0.01561
	3.2	0.29297	0.143701172	0.01465
	3.3	0.27548	0.135123967	0.01377
	3.4	0.25952	0.127292388	0.01298
	3.5	0.2449	0.120122449	0.01224
	3.6	0.23148	0.113541667	0.01157

3.7	0.21914	0.107487217	0.01096
3.8	0.20776	0.101904432	0.01039
3.9	0.19724	0.096745562	0.00986
4	0.1875	0.09196875	0.00938
4.1	0.17847	0.08753718	0.00892
4.2	0.17007	0.083418367	0.0085
4.3	0.16225	0.079583559	0.00811
4.4	0.15496	0.076007231	0.00775
4.5	0.14815	0.072666667	0.00741
4.6	0.14178	0.069541588	0.00709
4.7	0.13581	0.066613852	0.00679
4.8	0.13021	0.063867188	0.00651
4.9	0.12495	0.061286964	0.00625
5	0.12	0.05886	0.006

Se obtuvo el espectro de aceleración del RNE E.030 en ambas direcciones X y Y.

Figura 66

Espectro de aceleración de la norma E.030

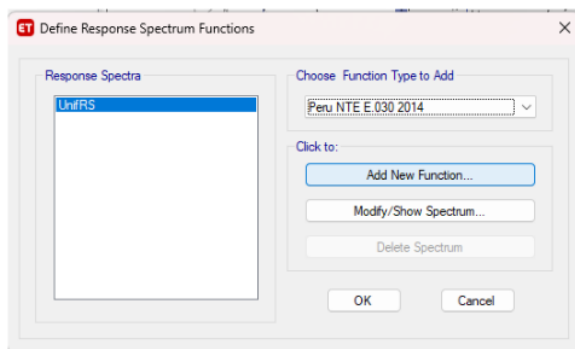


Definición del espectro norma E.030 en ETABS

Se procedió a definir el espectro de aceleración de la norma E.30 en Excel para luego llevar al programa ETABS.

Figura 67

Definir espectro ¹ de la norma

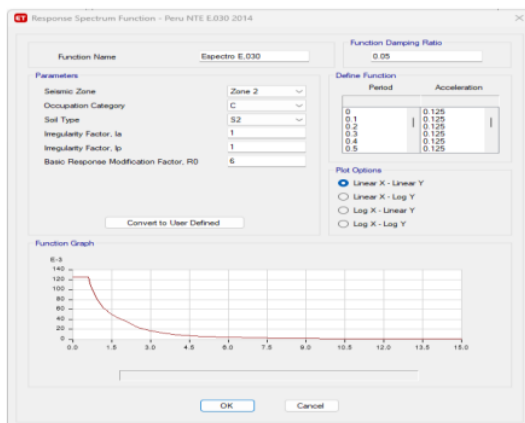


Los **parámetros sísmicos de la** edificación fueron asignados, teniendo en cuenta que aún queda por verificar las irregularidades y el sistema estructural asumido.

Se ² presentan los valores de aceleración, los cuales concuerdan con los obtenidos en la hoja de cálculo en Excel.

Figura 68

Espectro ^{de} aceleración en ETABS



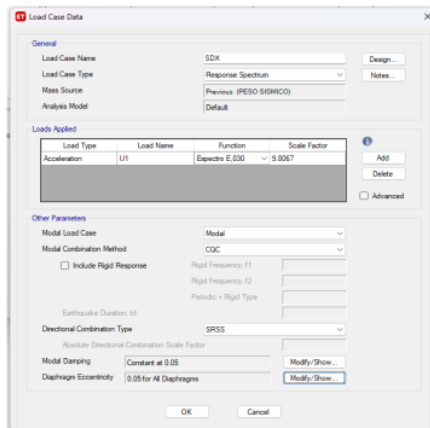
⁷ En esta situación, se requiere únicamente un espectro, ya que los **parámetros sísmicos son idénticos** en ambas direcciones de análisis.

La creación ² de un nuevo caso de carga implica configurar el **sismo dinámico** en la **dirección X**. Seleccionamos el tipo de caso como **Response Spectrum**,

previamente definido. Elegimos la dirección U1 correspondiente a la dirección X, junto con la función especificada Espectro E.030. Además, se introduce el valor de la aceleración debida a la gravedad (g), que se ha multiplicado por los valores del espectro de aceleración Sa.

Figura 69

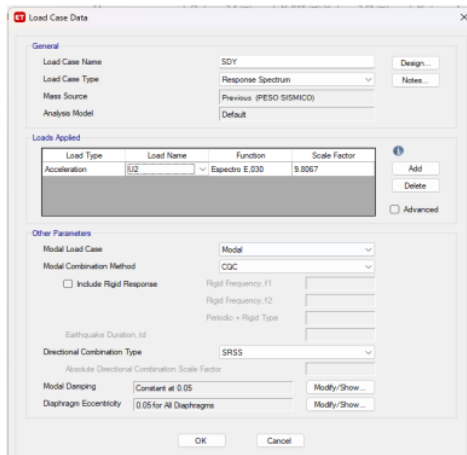
1 Sismo dinámico en la dirección X



Se procedió a definir para la dirección en Y (U2) con la misma función definida anteriormente, Debido a que los parámetros sísmicos son consistentes en ambas direcciones de análisis, se necesitará solo un espectro.

Figura 70

1 Sismo dinámico en dirección Y



Se llevó a cabo ² un análisis modal mediante la combinación CQC. Esta técnica consiste en combinar los resultados de cada modo definido en la estructura para obtener un solo valor resultante. Cada modo identificado exhibía valores diversos ² de cortante en la base, cortante de entrepiso, momentos y desplazamientos. La aplicación de la combinación CQC permitió la obtención de un valor definitivo para estos parámetros a nivel global.

Por otra parte, se definió la combinación direccional para el análisis modal mediante el tipo **SRSS**, y se estableció un amortiguamiento natural del 5% para la edificación de concreto armado, al igual que en el análisis sísmico estático, se incluyó una excentricidad accidental del 5%.

3.4.3. Objetivo específico 3: Obtención de los desplazamientos inelásticos y deriva de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.

Para obtener el resultado del tercer objetivo específico, primero se realizó el cálculo del diseño sismorresistente y de ahí se llegó a obtener los siguientes resultados.

3.4.3.1. ¹ **Obtención de los desplazamientos laterales.**

Los desplazamientos obtenidos en el análisis línea-elástico, se multiplicó ¹³ por 0.75R que son para estructuras regulares, para pasar de desplazamiento absoluto elástico a un desplazamiento absoluto inelástico. La estructura que se analizó es regular por ello se usó el factor 0.75R en su verificación de desplazamientos en la etapa inelástica. En este análisis este factor resultó ser igual a 4.5.

En el programa ETABS, los desplazamientos resultan elásticos. Para obtener los desplazamientos inelásticos, se generó una combinación multiplicando estos factores.

Se llevó a cabo la creación de una combinación en ETABS con el propósito de obtener los desplazamientos inelásticos.

$$\text{FACTOR} = 0.75 * 6 = 4.5$$

Se definió el mismo factor en las direcciones X y Y del análisis.

Figura 71

Factor **En X**

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' (DERIVA X), 'Combination Type' (Linear Add), 'Notes' (Modify/Show Notes...), and 'Auto Combination' (No). The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one row: 'SXDIN' with a 'Scale Factor' of 0.75. There are 'Add' and 'Delete' buttons next to the table, and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Load Name	Scale Factor
SXDIN	0.75

Figura 72

FACTOR en Y

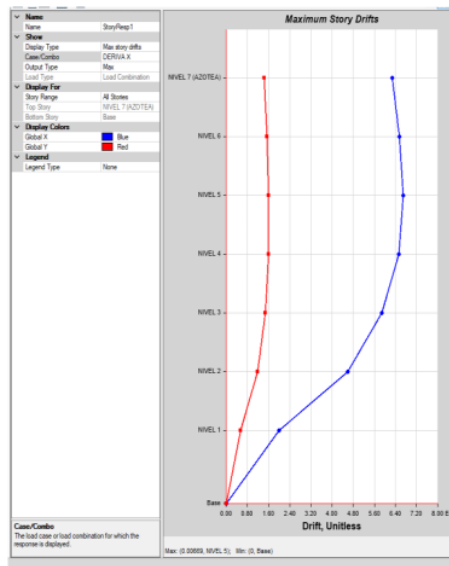
The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' (DERIVA Y), 'Combination Type' (Linear Add), 'Notes' (Modify/Show Notes...), and 'Auto Combination' (No). The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one row: 'SYDIN' with a 'Scale Factor' of 0.75. There are 'Add' and 'Delete' buttons next to the table, and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Load Name	Scale Factor
SYDIN	0.75

Se procedió a verificar los resultados de las derivas.

Figura 73

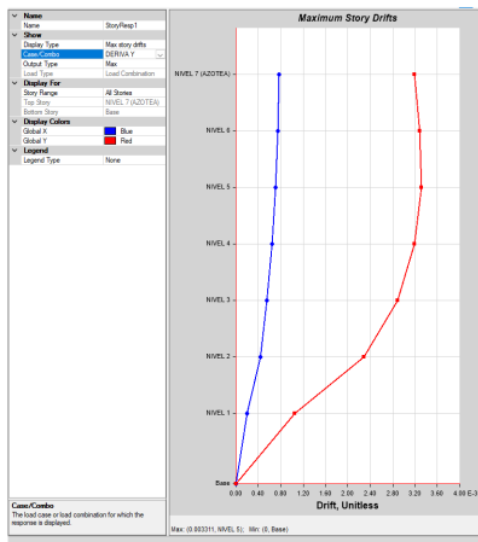
DERIVA EN X



Se evidencia que la máxima deriva en la dirección X se registró en el quinto piso, con un valor de 0.00499, el cual se encuentra dentro de los límites permitidos por la normativa.

Figura 74

DERIVA EN Y



Es importante señalar ² que la máxima deriva en la dirección Y se identifica en el quinto piso, con un valor de 0.00311, el cual se sitúa dentro de los límites establecidos por la normativa correspondiente.

Seguidamente se procedió a obtener la ⁷ tabla de resultados de las derivas de entrepiso en ambas direcciones.

Tabla 24

DERIVA EN X

Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	
						m	m	m	DMAX=0.007 ¹⁷
⁷ NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA X	Max	X	0.00468	40	12.3	0	22.45	CUMPLE
NIVEL 6	DERIVA X	Max	X	0.00478	40	12.3	0	19.35	CUMPLE
NIVEL 5	DERIVA X	Max	X	0.00499	40	12.3	0	16.25	CUMPLE
NIVEL 4	DERIVA X	Max ¹⁷	X	0.004886	40	12.3	0	13.15	CUMPLE
NIVEL 3	DERIVA X	Max	X	0.004196	40	12.3	0	10.05	CUMPLE
NIVEL 2	DERIVA X	Max	X	0.004194	40	12.3	0	6.95	CUMPLE
NIVEL 1	DERIVA X	Max	X	0.004004	21	12.3	0.75	3.85	CUMPLE

Tabla 25

² **DERIVA EN Y**

Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	
						m	m	m	DMAX=0.007 ²⁶
NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA Y	Max	Y	0.00319	40	12.3	0	22.45	CUMPLE
² NIVEL 6	DERIVA Y	Max	Y	0.00329	40	12.3	0	19.35	CUMPLE
NIVEL 5	DERIVA Y	Max	Y	0.00331	40	12.3	0	16.25	CUMPLE
NIVEL 4	DERIVA Y	Max	Y	0.00319	38	3.5	0	13.15	CUMPLE
NIVEL 3	DERIVA Y	Max	Y	0.00289	38	3.5	0	10.05	CUMPLE
NIVEL 2	DERIVA Y	Max	Y	0.00228	38	3.5	0	6.95	CUMPLE
NIVEL 1	DERIVA Y	Max	Y	0.00105	26	3.5	5.45	3.85	CUMPLE

3.4.4. Obtención y Verificación de los resultados

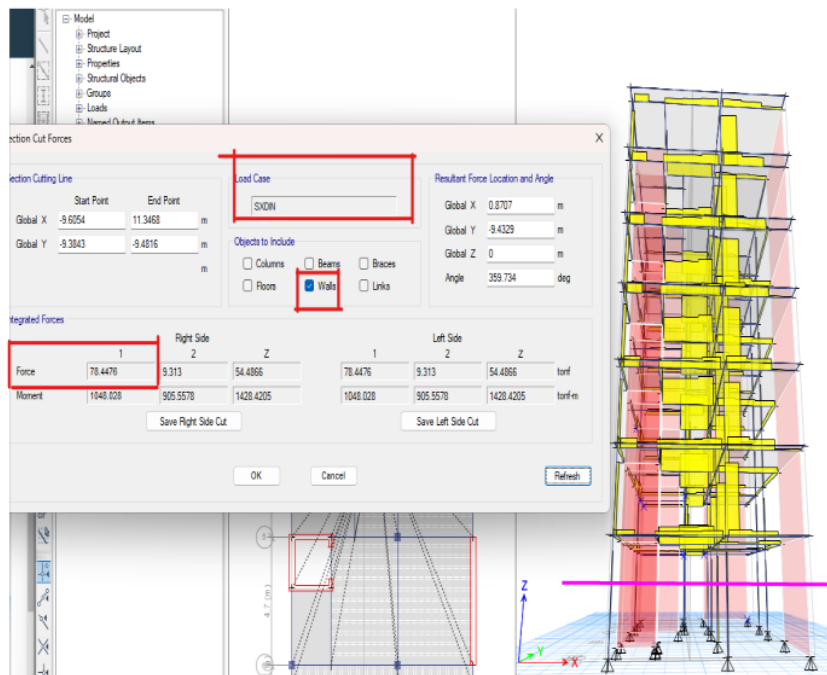
3.4.4.1. Verificación del sistema estructural.

Se asumió que la estructura se compone de muros estructurales debido a la presencia de placas distribuidas en el edificio, de acuerdo con los parámetros sísmicos establecidos. Sin embargo, es necesario justificar esta consideración mediante resultados, por lo tanto, se verificó utilizando la cortante dinámica previamente obtenida. De acuerdo con la RNE E.030, para clasificar una estructura como poseedora de muros estructurales, es necesario que las placas actúen como los elementos principales de resistencia sísmica y asuman, como mínimo, el 70% de la carga sísmica basal.

Se obtuvo que en las placas actúan una cortante de **78.4476 ton** para el sismo en dirección X.

Figura 75

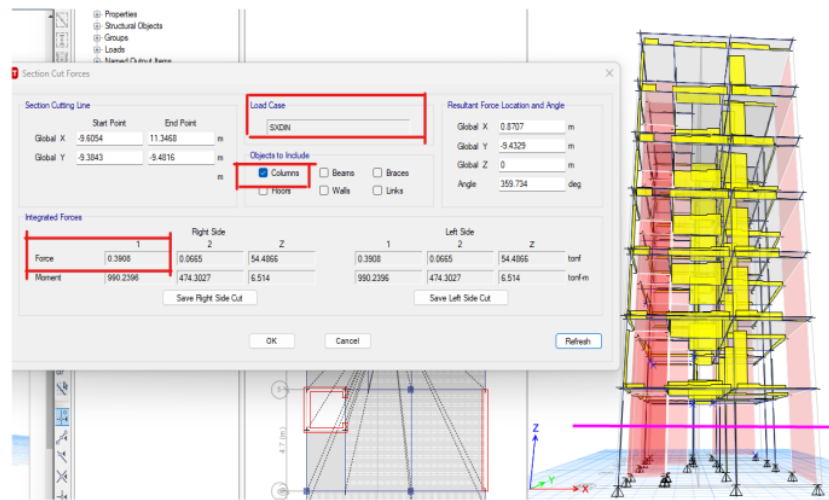
Sismo en dirección X en placas



En las columnas actúan una cortante de **0.3908 ton** para el sismo en X.

Figura 76

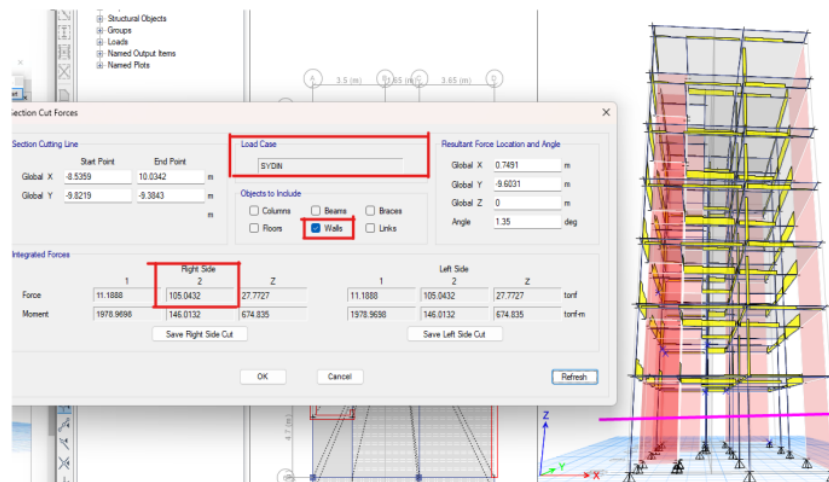
Sismo en dirección en X en columnas



Se obtuvo que en las placas actúan una cortante de **105.0432 ton** para el sismo en dirección en Y

Figura 77

Sismo en dirección en Y en placas



En las columnas actúan una cortante de **0.6431 ton** para el sismo en Y.

Figura 79

Sismo en dirección Y en columnas

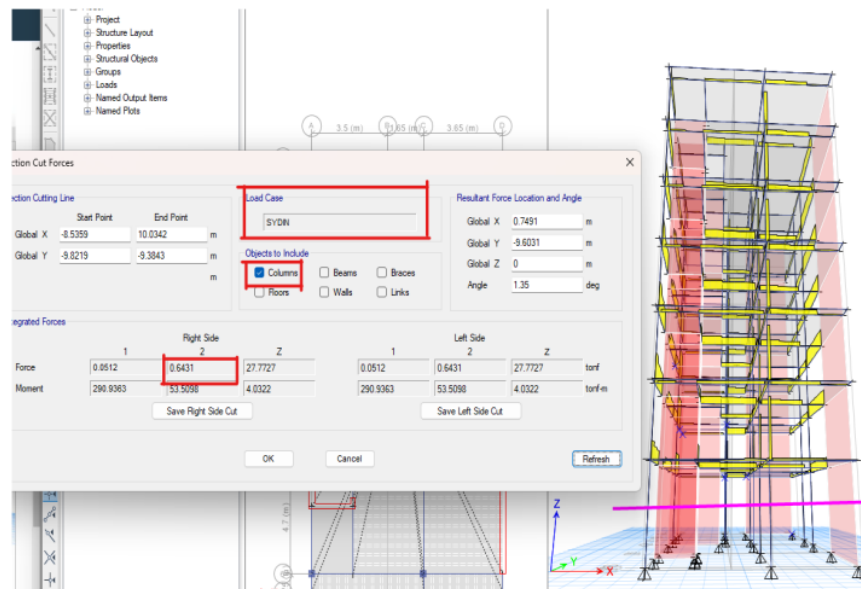


Tabla 26

Resistencia sísmica de la edificación

	VPLACA	VCOLUMNA	%PLACA	%COLUMNA
VDXX= 78.838 ton	78.4476	0.3908	99.504	0.496
VDYY= 105.686 ton	105.0432	0.6431	99.392	0.608

Los resultados adjuntos revelan que en ambas direcciones las placas absorben más del 70% de la cortante basal del edificio, confirmando así la premisa previamente establecida.

3.4.4.2. Verificación de irregularidades

Verificación en altura.

Irregularidad de rigidez – piso blanco

La tabla 27 señala que la estructura no exhibe irregularidades de piso blando en la dirección X-X.

Tabla 27

Irregularidad de rigidez en la dirección X-X - Piso blando

Piso	hi(cm)	ki(kg/cm)	Condición 1	condición 2	Piso Blando
			(ki vs ki+1)	ki vs $\frac{((ki+1)+(ki+2)+(ki+3))}{3}$	
Piso 1	310	673179.71	191%	175%	Regular
Piso 2	310	353033.93	139%	132%	Regular
Piso 3	310	254609.48	126%	139%	Regular
Piso 4	310	202073.94	125%	175%	Regular
Piso 5	310	162200.27	135%	265%	Regular
Piso 6	310	120361.72	190%	569%	Regular
Piso 7	310	63469.67	-	-	Regular

De acuerdo con lo indicado en la tabla 28, se evidencia que la estructura no presenta irregularidades de piso blando en la dirección Y-Y.

Tabla 28

Irregularidad de rigidez en la dirección Y-Y – piso blando

Piso	hi(cm)	ki(kg/cm)	Condición 1	condición 2	Piso Blando
			(ki vs ki+1)	ki vs $\frac{((ki+1)+(ki+2)+(ki+3))}{3}$	
Piso 1	310	120893.538	181%	164%	Regular
Piso 2	310	66930.673	137%	131%	Regular
Piso 3	310	48926.024	125%	140%	Regular
Piso 4	310	39082.196	125%	178%	Regular
Piso 5	310	31184.041	137%	270%	Regular
Piso 6	310	22843.727	194%	581%	Regular
Piso 7	310	11798.619	-	-	Regular

Irregularidad de resistencia – piso débil

Según lo evidenciado en la tabla 29, se constata que la estructura no presenta irregularidades de resistencia en piso débil en la dirección X-X.

Tabla 29

Irregularidad de resistencia en la dirección X-X-piso débil

Piso	Vx en entrepiso (tn)	V (Pi)<0.8P(i+1)
Piso 1	78.84	Regular
Piso 2	76.10	Regular
Piso 3	70.72	Regular
Piso 4	62.65	Regular
Piso 5	51.86	Regular
Piso 6	37.85	Regular
Piso 7	19.24	Regular

Como se observa en la tabla 30 no presenta irregularidad de resistencia-piso débil en la dirección Y-Y

Tabla 30

Irregularidad de resistencia en la dirección Y-Y-piso débil

Piso	Vy en entrepiso	V (Pi)<0.8P(i+1)
Piso 1	105.88	Regular
Piso 2	102.48	Regular
Piso 3	95.48	Regular
Piso 4	84.67	Regular
Piso 5	69.87	Regular
Piso 6	50.46	Regular
Piso 7	25.11	Regular

Irregularidad extrema de rigidez – piso blanco

Según la Tabla 31 no se observa una irregularidad extrema de rigidez, indicando que no hay un piso blando en la dirección X-X.

Tabla 31

Irregularidad extrema en la dirección X-X-piso débil

Piso	hi(cm)	ki(kg/cm)	Condición 1	condición 2	Piso Blando
			(ki vs ki+1)	ki vs ((ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3	

Piso 1	310	673179.71	191%	175%	Regular
Piso 2	310	353033.93	139%	132%	Regular
Piso 3	310	254609.48	126%	139%	Regular
Piso 4	310	202073.94	125%	175%	Regular
Piso 5	310	162200.27	135%	265%	Regular
Piso 6	310	120361.72	190%	569%	Regular
Piso 7	310	63469.67	-	-	Regular

De acuerdo con la Tabla 32, no se evidencia una irregularidad extrema de rigidez, lo que indica que no hay un piso blando en la dirección Y-Y.

Tabla 32

Irregularidad extrema en la dirección Y-Y-piso débil

Piso	hi(cm)	ki(kg/cm)	Condición 1	condición 2		Piso Blando
				ki vs $\frac{((ki+1)+(ki+2)+(ki+3))}{3}$		
Piso 1	310	120893.538	181%	164%	Regular	
Piso 2	310	66930.673	137%	131%	Regular	
Piso 3	310	48926.024	125%	140%	Regular	
Piso 4	310	39082.196	125%	178%	Regular	
Piso 5	310	31184.041	137%	270%	Regular	
Piso 6	310	22843.727	194%	581%	Regular	
Piso 7	310	11798.619	-	-	Regular	

Irregularidad extrema de resistencia – piso débil

De acuerdo con la Tabla 33, no hay evidencia de irregularidad extrema de resistencia, lo que indica que no hay un piso débil en la dirección X-X.

Tabla 33

Irregularidad extrema de resistencia en la dirección X-X - piso débil

Piso	Vx en entrepiso	V ($P_i < 0.65P_{i+1}$)
Piso 1	78.84	Regular
Piso 2	76.10	Regular
Piso 3	70.72	Regular
Piso 4	62.65	Regular
Piso 5	51.86	Regular
Piso 6	37.85	Regular
Piso 7	19.24	Regular

Como se observa en la tabla 34 no presenta irregularidad extrema de resistencia – piso débil en la dirección Y-Y.

Tabla 34

Irregularidad extrema de resistencia en la dirección Y-Y - piso débil

Piso	Vy en entrepiso	V ($P_i < 0.65P_{i+1}$)
Piso 1	105.88	Regular
Piso 2	102.48	Regular
Piso 3	95.48	Regular
Piso 4	84.67	Regular
Piso 5	69.87	Regular
Piso 6	50.46	Regular
Piso 7	25.11	Regular

Irregularidad de masa y peso

Como se observa en la tabla 35 la estructura no presenta irregularidad de masa y peso.

Tabla 35

Irregularidad de masa y peso de la estructura

Piso	Pi(kg)	Pi > 1.5ΔP(i+1)
Piso 1	175721.26	Regular

Piso 2	169677.10	Regular
Piso 3	169677.10	Regular
Piso 4	169677.10	Regular
Piso 5	169677.10	Regular
Piso 6	169677.10	Regular
Piso 7	124148.77	

1 Irregularidad geométrica vertical

La estructura no tiene irregularidad geométrica vertical, ya que tiene un área constante en todos sus niveles.

Discontinuidad en los sistemas de resistentes

Se confirma que la estructura carece de 24 discontinuidad en los sistemas resistentes, dado que todos los elementos estructurales son continuos en altura sin ninguna interrupció.

Verificación en planta

Irregularidad torsional

3 La estructura no exhibe irregularidad torsional en planta en la dirección X-X, según se observa en la tabla 36.

3 Tabla 36

Irregularidad torsional en dirección X-X

5 piso	Output Case	Step Type	Max Drift	Prom. Drift	Ratio	verificación
7 NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA X	Max	0.00468	0.0044	1.064	35 regular
NIVEL 6	DERIVA X	Max	0.00478	0.004563	1.048	regular
NIVEL 5	DERIVA X	Max	0.00499	0.00464	1.075	regular
NIVEL 4	DERIVA X	48 Max	0.004886	0.004499	1.086	regular
NIVEL 3	DERIVA X	Max	0.004196	0.00403	1.041	regular
NIVEL 2	DERIVA X	Max	0.004194	0.004128	1.016	regular
NIVEL 1	DERIVA X	Max	0.004004	0.003968	1.009	regular

1 De acuerdo con la información proporcionada en la tabla 37, se verifica 3 que la estructura no exhibe irregularidades torsionales en planta en la dirección Y-Y.

Tabla 37

Irregularidad torsional en dirección Y-Y

29 piso	Output Case	Step Type	Max Drift	Prom. Drift	Ratio	Verificación
NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA Y	Max	0.003185	0.003088	1.031	regular
NIVEL 6	DERIVA Y	Max	0.003288	0.003206	1.026	regular
NIVEL 5	DERIVA Y	Max	0.003311	0.003251	1.018	regular
NIVEL 4	DERIVA Y	Max	0.003186	0.003144	1.013	regular
NIVEL 3	DERIVA Y	Max	0.002889	0.002832	1.02	regular
NIVEL 2	DERIVA Y	Max	0.002284	0.002223	1.028	regular
NIVEL 1	DERIVA Y	Max	0.001054	0.001024	1.03	regular

Irregularidad torsional extrema

3 La estructura no presenta irregularidad torsional extrema en la dirección X-X, según la tabla 38. Todas las ratios son menores a 1.5.

Tabla 38

3 Irregularidad torsional extrema en dirección X-X

7 Piso	Output Case	Step Type	Max Drift	Prom. Drift	Ratio	35 verificación
NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA X	Max	0.00468	0.0044	1.064	regular
NIVEL 6	DERIVA X	Max	0.00478	0.004563	1.048	regular
NIVEL 5	DERIVA X	Max	0.00499	0.00464	1.075	regular
NIVEL 4	DERIVA X	Max	0.004886	0.004499	1.086	regular
NIVEL 3	DERIVA X	Max	0.004196	0.00403	1.041	regular
NIVEL 2	DERIVA X	Max	0.004194	0.004128	1.016	regular
NIVEL 1	DERIVA X	Max	0.004004	0.003968	1.009	regular

3 Como se verificó la estructura no presenta irregularidad torsional extrema en la dirección Y-Y, según la tabla 39..

Tabla 39

Irregularidad torsional extrema en la dirección Y-Y

2 Piso	Output Case	Step Type	Max Drift	Prom. Drift	Ratio	Verificación
NIVEL 7 (AZOTEA)	DERIVA Y	Max	0.003185	0.003088	1.031	regular
NIVEL 6	DERIVA Y	Max	0.003288	0.003206	1.026	regular
NIVEL 5	DERIVA Y	Max	0.003311	0.003251	1.018	regular
NIVEL 4	DERIVA Y	Max	0.003186	0.003144	1.013	regular

NIVEL 3	DERIVA Y	Max	0.002889	0.002832	1.02	regular
NIVEL 2	DERIVA Y	Max	0.002284	0.002223	1.028	regular
NIVEL 1	DERIVA Y	Max	0.001054	0.001024	1.03	regular

Irregularidad ⁷ esquinas entrantes

La estructura no presenta la irregularidad de esquinas entrantes.

Irregularidad de discontinuidad de diafragma

La edificación no presenta irregularidad de discontinuidad de diafragma.

Sistemas no paralelos

²³ La estructura no presenta este tipo de irregularidad.

3.4.4.3. Fuerza cortante dinámica

Después de realizar las comprobaciones necesarias, se confirma la validez de los valores considerados para la configuración regular de la estructura y su sistema de muros estructurales. Por consiguiente, es posible determinar ¹ la fuerza cortante real presente en el edificio. Para el propósito del diseño antisísmico, se empleó el cálculo de la fuerza cortante dinámica, ya que, como se mencionó anteriormente, la estructura no cumple con los requisitos para ser diseñada únicamente mediante un análisis sísmico estático.

Los valores ² de la fuerza cortante dinámica se extrajeron del software Etabs en ambas direcciones de análisis.

Figura 80

fuerza cortante dinámica final en X-X.

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
SXDIN	LinRespSpec	Max	78.8401	9.5041
SYDIN	LinRespSpec	Max	9.5041	105.8849

Figura 81

Fuerza cortante dinámica final en Y-Y

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
SXDIN	LinRespSpec	Max	78.8401	9.5041
SYDIN	LinRespSpec	Max	9.5041	105.8849

De la misma manera se adjunta en la tabla 40.

Tabla 40

Fuerza cortante dinámica con Etabs

Output Case	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
SXDIN	Max	78.8401	9.5041	0	109.2953	1254.9321	734.75 12
SYDIN	Max	9.5041	105.8849	0	1696.7972	113.7516	801.76 29

3.4.4.4. Junta sísmica

De acuerdo con los datos presentados en la tabla 41, se ha implementado una junta sísmica de 7 cm en ambas direcciones, tanto en X como en Y.

Tabla 41

Junta Sísmica

Dirección	D max (cm)	2/3 D max (cm)	S/2 (cm)	Junta Sísmica (cm)
Dirección X-X	12.09	8.06	6.51	7.00
Dirección Y-Y	5.94	3.96	6.51	7.00

3.4.5. Objetivo general: Determinar el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.

Para obtener el objetivo general, primero se tuvo que obtener los resultados de los objetivos específicos.

3.4.5.1. ²¹ Fuerza de cortante de diseño

² Se estableció una fuerza cortante mínima para el diseño, utilizando el 80% de ¹³ la cortante estática, dado que la estructura fue diseñada como regular. En caso de que ¹³ la cortante dinámica sea inferior, se generará una combinación en la cual se ajustará el sismo dinámico para alcanzar el valor requerido. Si la cortante dinámica es mayor o igual al 80% de la cortante estática, no será necesario ajustar el sismo, y esa será la cortante de diseño.

Tabla 42

Fuerza cortante de diseño ¹³ XX-YY

	V estático (ton)	V dinámico (ton)	80%Vest.	Factor de escala	V DISEÑO (ton)
DIRECCIÓN X-X	127.812	78.840	102.250	1.2969238	102.250
DIRECCIÓN Y-Y	147.41	105.885	117.928	1.1137377	117.928

¹³ Se observó que la cortante dinámica no cumplía con el mínimo requerido por el RNE E.030, por lo tanto, se ajustó el sismo aplicando un factor específico para alcanzar la cortante necesaria.

² La cortante de diseño para la dirección X es de **102.250 toneladas**, mientras que para la dirección Y es de **117.928 toneladas**.

se procedió a escalar el sismo dinámico en el Etabs mediante la creación de una nueva combinación.

Figura 78

Sismo en X de diseño

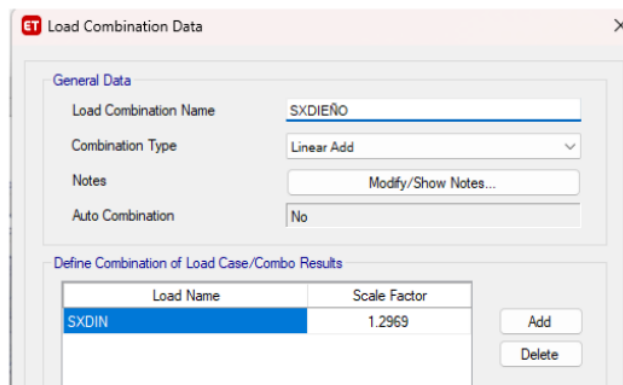
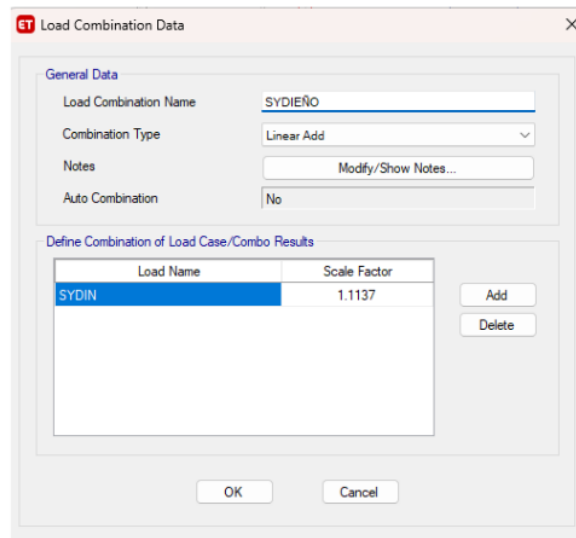


Figura 79

Sismo en Y de diseño



Se procedió a verificar que con esta combinación definida se obtenga la cortante basal de diseño que nos dio como resultado el Excel.

Figura 80

Fuerza cortante de diseño XX-YY en Etabs

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
SXDIEÑO	Combination	Max	102.2497	12.3261
SYDIEÑO	Combination	Max	10.5847	117.9241

Estas combinaciones se usaron para el diseño de los elementos de la estructura.

La estructura se diseñó con un $f'c$ 210 kg/cm² en todos los elementos y con una resistencia f_y de 4200 kg/cm² al refuerzo de acero corrugado de grado 60.

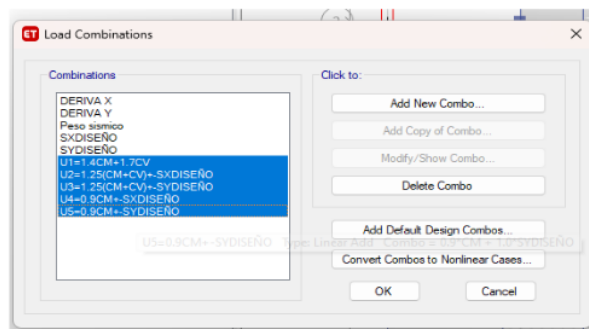
3.4.5.2. ² Definir combinaciones de diseño

Se procedió a definir las combinaciones de diseño en el Etabs según el RNE (E.060).

En el caso de combinaciones con sismo, no fue necesario definir las combinaciones con signos diferente, ya que al ser un análisis dinámico ya incluye ambos efectos.

Figura 81

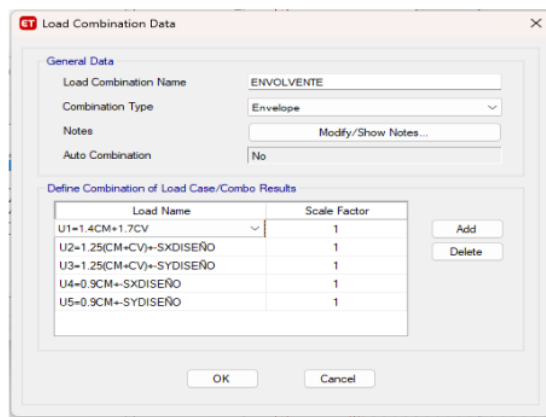
Combinación de diseño



Para concluir se procedió a definir el combo de envolvente, el cual toma los valores máximos de cada combinación.

Figura 82

Combo de envolvente



3.4.5.3. ² Modificación del código de diseño en el Etabs

El software ETABS incluye la implementación del ² ACI-318 para estructuras de concreto armado. Aunque las normativas de diferentes países varían, muchas de ellas comparten similitudes con esta norma. En este contexto, el RNE E-060 presenta semejanzas con el ACI-318, si bien es necesario ajustar algunos ² parámetros en el proceso.

Figura 83

Modificación del código de diseño en el Etabs

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Seismic Design Category	D
08	Design System Omega0	2
09	Design System Rho	1
10	Design System Sds	0.5
11	Consider ICC-ES ESR-2107	No
12	Phi (Tension Controlled)	0.9
13	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
14	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
15	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
16	Phi (Shear Seismic)	0.6
17	Phi (Joint Shear)	0.85
18	Pattern Live Load Factor	0.75

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

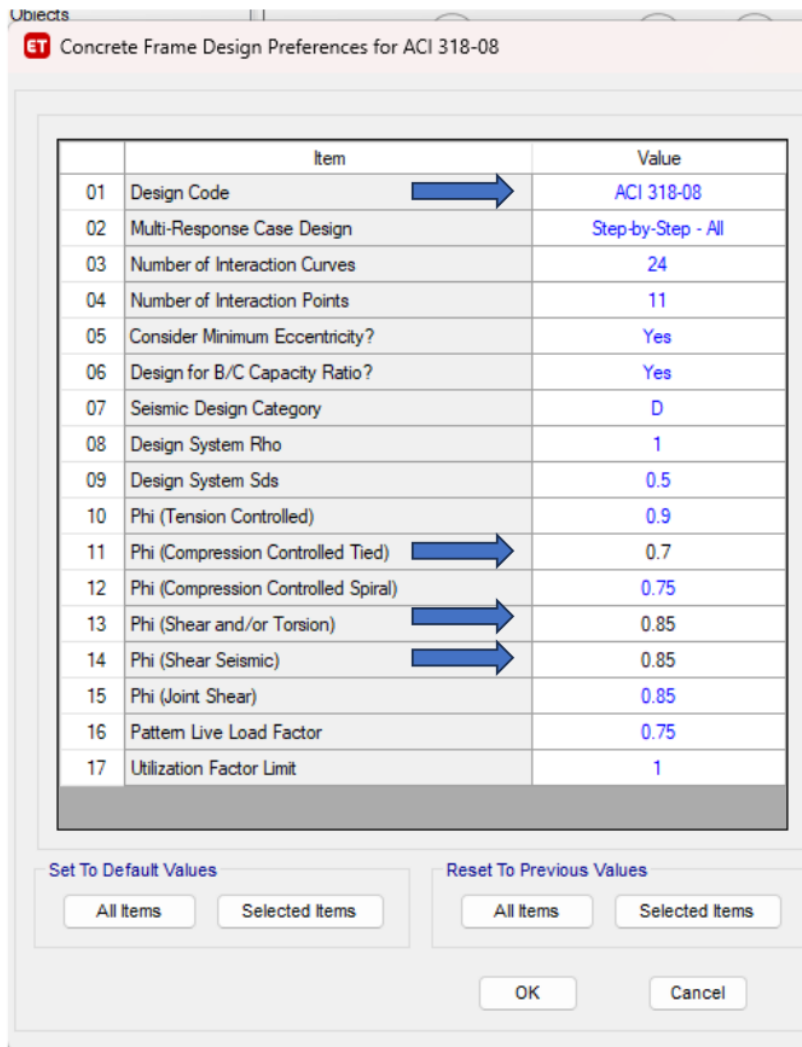
OK, Cancel

Se modifico ² los siguientes parámetros del código de diseño.

- 01-design ACI 318-08
- 11-Phi (Controlado por compresión) 0.70
- 13-Phi (corte y/o torsión) 0.85
- 14-Phi (corte Sísmico) 0.85

Figura 84

Código de diseño modificado en el ETABS

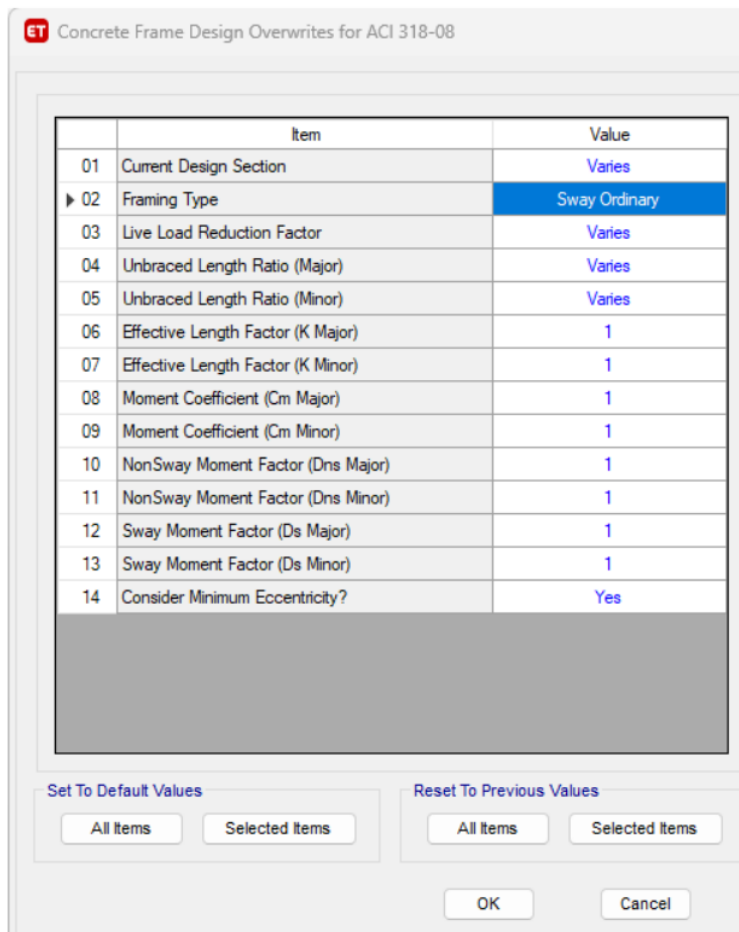


A continuación, se realizó modificaciones en los elementos de pórtico (frame) para que sean considerados elementos ordinarios, ya que, por defecto, el software ETABS los configura como elementos especiales.

Se seleccionó toda la estructura y se procedió a cambiar el tipo de elementos frames a pórticos ordinarios.

Figura 85

Cambio del elemento Frame de especial a elemento ordinario

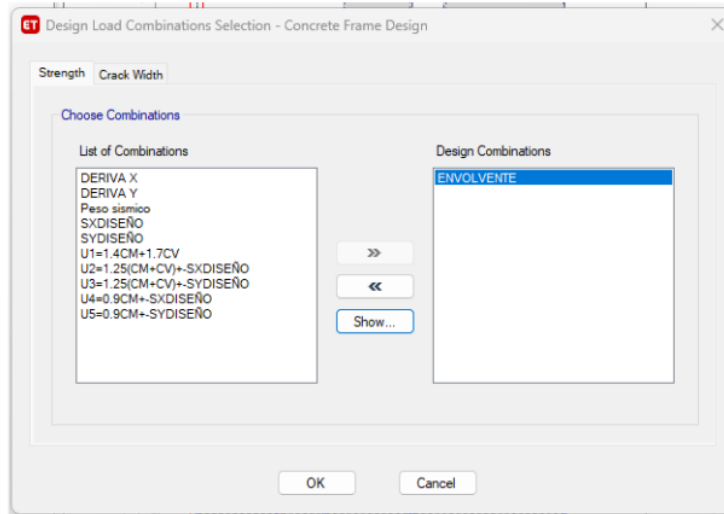


Finalmente, se seleccionó la combinación de diseño para las vigas, el acero calculado que se diseñó en el programa ETABS es bajo las cargas de la combinación de envolvente.

46

Figura 86

Diseño del acero de la viga con la combinación de la envolvente



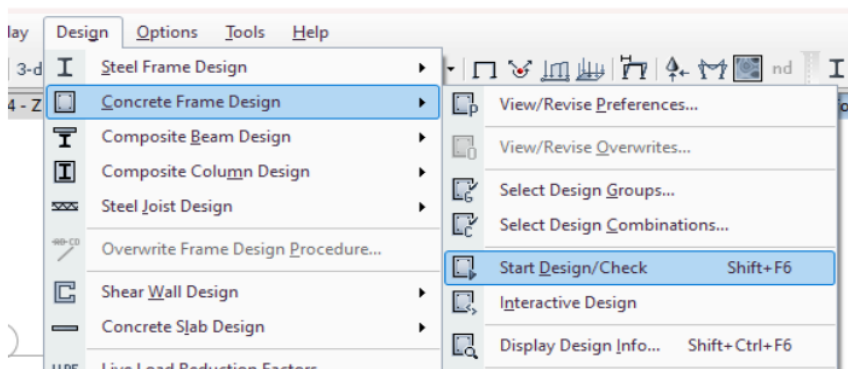
Una vez que se realizó todas las modificaciones, se procedió a dar inicio al diseño de los elementos.

3.4.5.4. Diseño de vigas en Etabs

1 Se procedió a inicial el diseño de los elementos vigas.

Figura 87

Inicio del diseño de los elementos vigas



Se cambio las unidades a centímetros para que el acero que se calculó nos muestre en cm².

Figura 88

Acero requerido en cada tramo de las vigas

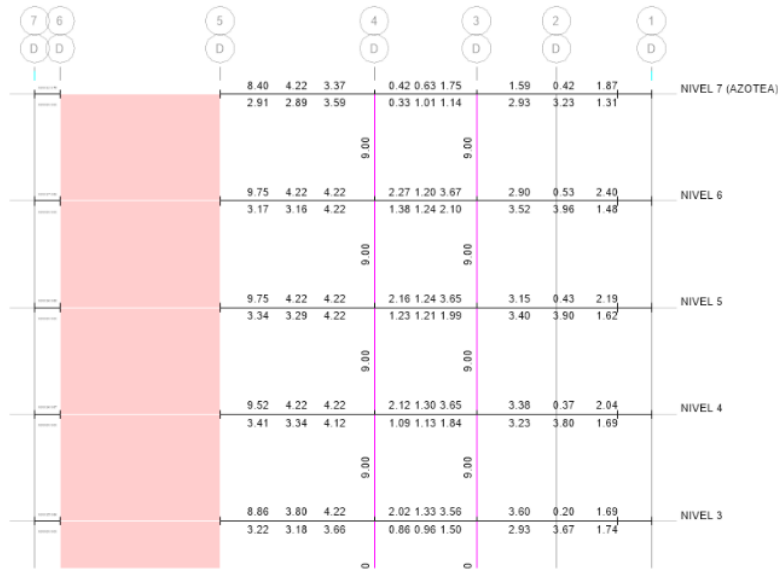


Figura 89

Cambio de unidades a centímetros

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Structure Dimensions							
Absolute Distance	m			m	4	1	5E-07
Relative Distance	m			m	4	1	5E-07
Structure Area	m			m ²	2	1	5E-06
Angles				deg	3	1	5E-06
Section Dimensions							
Length	m			m	5	1	5E-08
Area	m			m ²	4	1	5E-07
Length3	m			m ³	6	1	5E-09
Length4	m			m ⁴	6	1	5E-09
Length6	m			m ⁶	3	1	5E-06
Rebar Area	cm			cm ²	2	1	5E-09
Rebar Area/Length	cm ² /m			cm ² /m	2	1	5E-08
Displacements							
Translational Displ	m			m	6	1	1E-12
Rotational Displ				rad	6	1	1E-12
Drift					6	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	m			m/rad	5	1	5E-08
Gen Displ Rad/L	m			rad/m	3	1	5E-06
Forces							
Force		tonf		tonf	4	1	5E-07
Force/Length	m	tonf		tonf/m	3	1	5E-06
Force/Area	m	tonf		tonf/m ²	3	1	5E-06
Moment	m	tonf		tonf-m	4	1	5E-07
Moment/Length	m	tonf		tonf-m/m	4	1	5E-07
Temperature			C	C	3	1	5E-06
Temperature Change			C	C	3	1	5E-06

Se realizo el diseño correspondiente de la viga del eje D-D VP (30x50) del nivel 4.

Figura 90

Eje D-D VP (30x50)

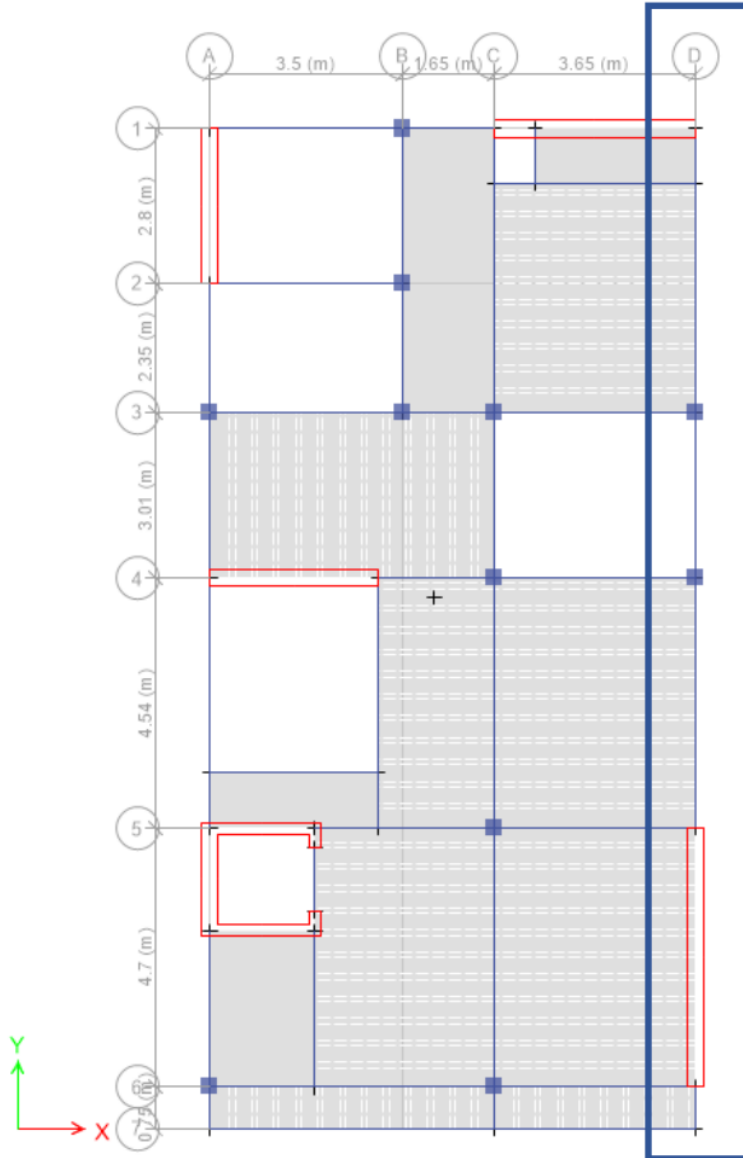


Figura 91

Acero requerido en el tramo D-D nivel 4



Mediante una hoja de cálculo en Excel se propuso una distribución de aceros para el tramo de viga hallado.

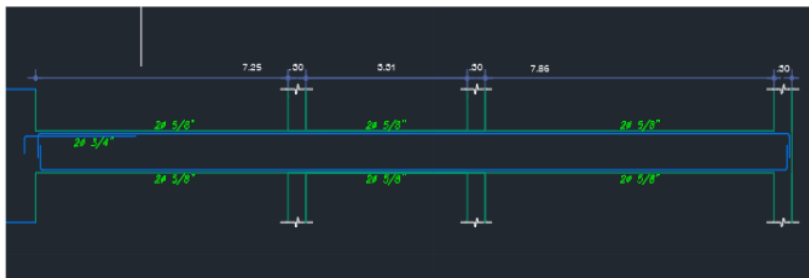
Tabla 43

2
Acero Instalado

8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	As instalado (cm2)
			2	2		9.68
			2			4
						0

Figura 92

Plano del acero instalado



1
El bastón que se colocó presenta una longitud de corte **medido desde la cara del elemento** vertical. Este punto teórico se determinó obteniendo el momento nominal con el acero longitudinal colocado

Se realizó el cálculo para el bastón superior.

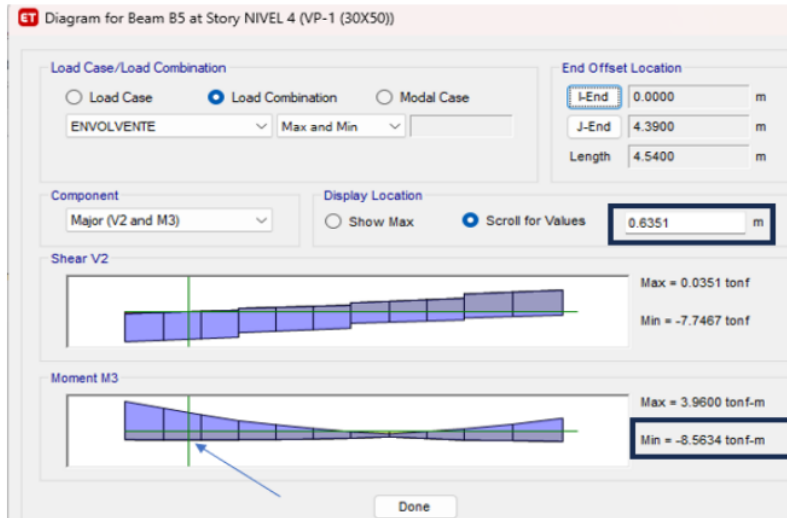
$$a = \frac{4200 * 2 * 2.84}{0.85 * 210 * 30} = 4.45 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 2 * 2.84 * \frac{4200 \left(42 - \frac{4.45}{2} \right)}{10^5} = 8.53 \text{ ton} - \text{m}$$

Este valor hallado se buscó ⁹ en el diagrama de momento flector de la envolvente y obtener la distancia desde la cara del elemento vertical. Asimismo, la norma exige una longitud adicional por seguridad del peralte efectivo.

Figura 93

Distancia del diagrama de momento flector

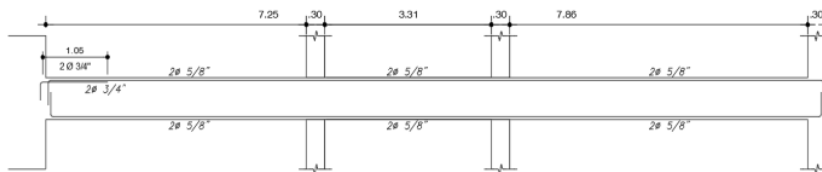


Siguiendo, la longitud de corte para el bastón de 2ø3/4"

$$l_{corte} = 0.63 + 0.42 = 1.05m$$

Figura 94

Distribución de aceros para el tramo D-D nivel 4



Para garantizar una falla no frágil y asegurar la ductilidad de la viga, se llevó a cabo ¹ el diseño por corte, donde la falla por flexión debe prevalecer. La norma E.060

establece criterios específicos para determinar el espaciamiento en la zona de confinamiento y la zona central, según se indica en la siguiente resolución.

La longitud de la zona de confinamiento es de $2h$, siendo “h” el peralte de la viga. La longitud sería:

$$L = 2 * 50 = 100cm$$

El espaciamiento de confinamiento no debe exceder los valores siguientes:

- $\frac{d}{4} = \frac{42}{4} = 10.5cm$
- 10 veces el diámetro del acero de refuerzo = $10 * 1.59 = 15.9$ cm
- El diámetro del estribo 24 veces : $24 * 0.95 = 22.86$
- 30 cm

Seleccionando el valor más bajo entre los cuatro criterios, se determina que el espaciamiento en las zonas de confinamiento es de 10.5 cm, por lo que es necesario redondearlo a un valor típico.

Asimismo, se procedió a obtener la cantidad de estribos en la zona de confinamiento.

$$\#estribos = \frac{100 - 5}{10} = 9.5$$

Asimismo, en la zona central se debe tener en cuenta que el valor no supere $S=0.5*d$.

$$S = 0.5 * 42 = 20 \text{ cm}$$

La distribución final de los estribos es de:

$\emptyset 3/8''$ 1@5cm, 9@10cm, resto @20cm

3.4.5.5. Diagrama de interacción en Etabs

En el diseño de columnas, el programa ETABS utiliza los códigos de diseño del ACI-318 para concreto armado. Aunque la norma E-060 es similar, es necesario realizar ciertos ajustes en los parámetros del código para su correcta aplicación.

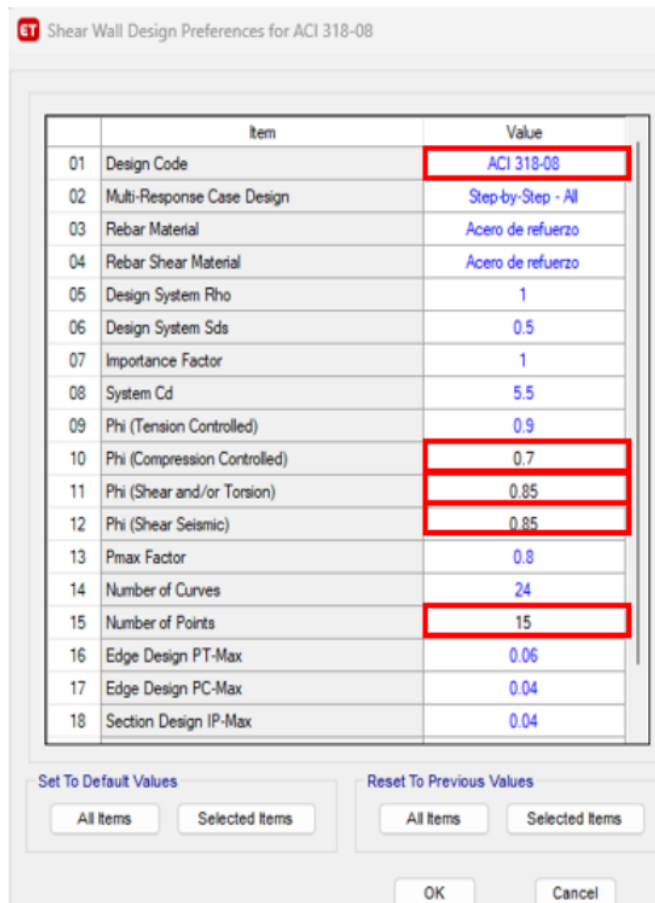
Se modifico los siguientes parámetros del código de diseño.

- 01-Design Code ACI 318-08

- 10-Phi (Compression Controlled) 0.70
- 11-Phi (Shear and/or Torsion) 0.85
- 12-Phi (Shear Seismic) 0.85
- 15-Number of Points 15

Figura 95

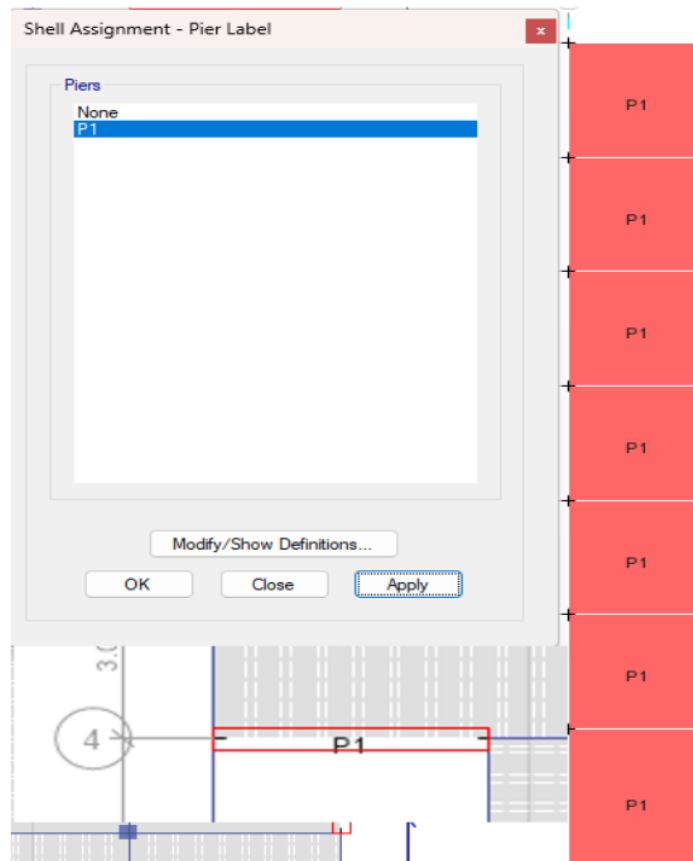
Modificación del código de diseño en el Etabs



Para proceder con el diseño de las columnas, es probable que las herramientas de diseño de muros (Wall Design) estén desactivadas. Por esta razón, es necesario definir un elemento "Pier" (pilar intermedio), seleccionar una placa en todos sus niveles y designarla como "Pier".

Figura 96

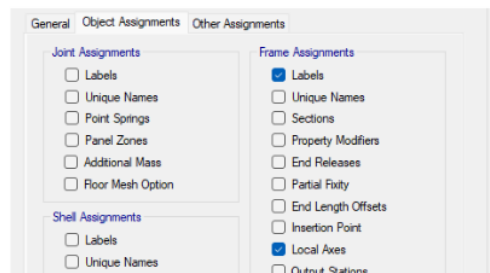
Asignar placa como Pier



Es aconsejable exhibir los ejes locales de los elementos de pórtico (frames) junto con sus códigos de elemento (etiquetas).

Figura 97

Activar Ejes locales y labels



Esta acción resulta crucial para confirmar la alineación de los ejes locales 2 y 3, garantizando que concuerden con la sección representada en los planos destinados al diseño.

3.4.5.6. Diseño de columna

Diseño por Flexocompresión de columna en Etabs

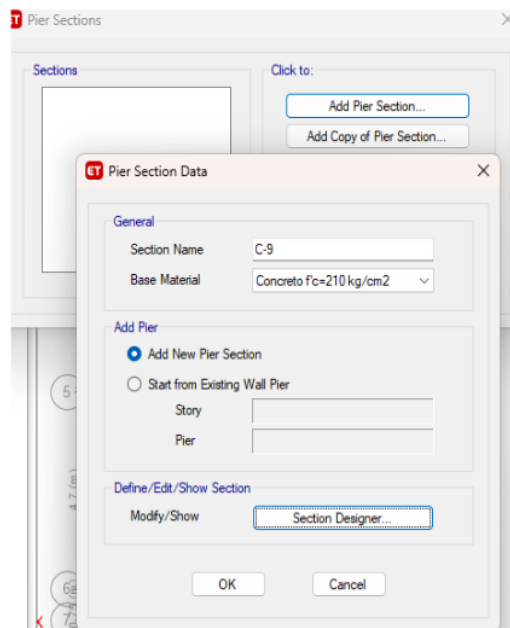
En el contexto del diseño mediante Flexocompresión de columnas, la fase inicial se inicia al determinar con precisión el tipo y la cantidad de refuerzo que se empleará en el proceso. En general, se suele comenzar con una cuantía mínima del 1%, de acuerdo con las pautas establecidas por la normativa E.060.

Se realizó el diseño correspondiente a la columna C-9 (30x30) del eje C-4.

Se añadió una nueva sección para el diseño

Figura 98

Sección para el ¹diseño de columna

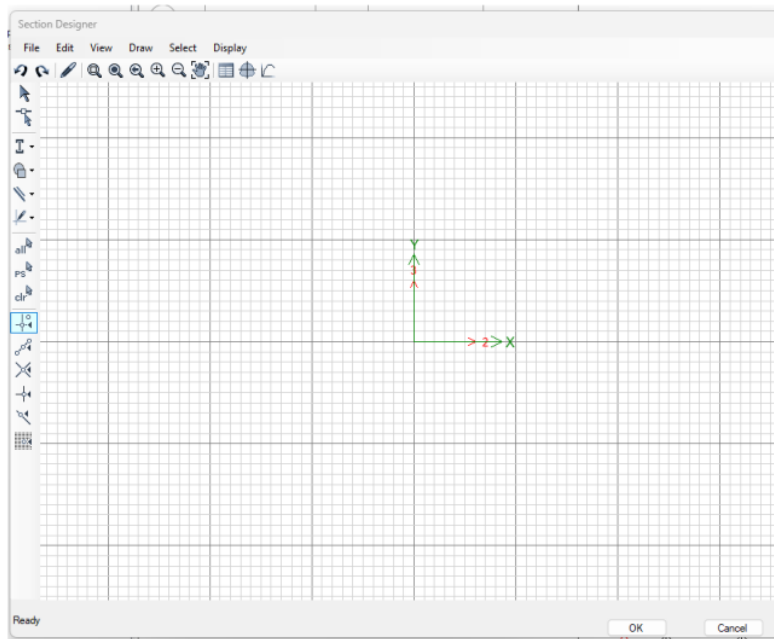


Se definió el nombre de la columna a diseñar y se seleccionó ¹la resistencia del concreto.

Se muestra la siguiente ventana para el diseño de la columna.

Figura 99

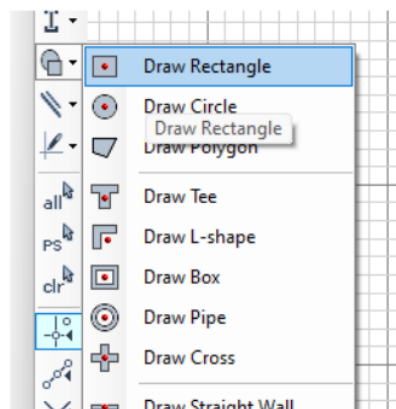
Ventana para el diseño del elemento columna



se selecciona la siguiente opción Draw Rectangle.

Figura 100

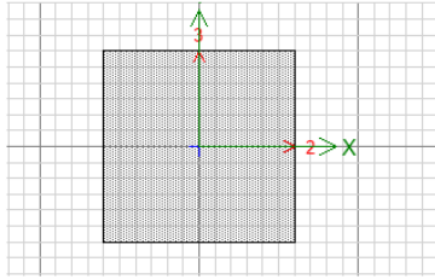
Draw Rectangle



Se procede a graficar la sección, por lo que es importante que los ejes locales 2 y 3 coincidan con lo modelado en la estructura plana.

Figura 101

Dibujo de la sección



Se pulsa clic derecho en el elemento dibujado, se modifica la sección y se asigna el acero de refuerzo.

Figura 102

Sección modificada

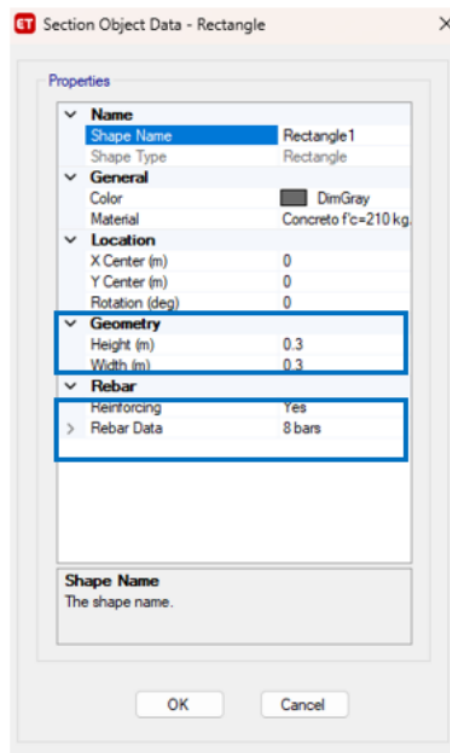
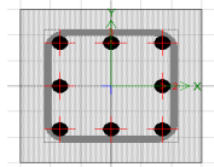


Figura 103

Asignación de refuerzo



De manera predeterminada, se establecen 12 barras de diámetro 1 pulgada ($\phi 1''$), con un recubrimiento de 4 cm y un espaciamiento máximo de 15 cm entre las barras.

Una sugerencia común para el diseño de columnas es comenzar con una cuantía mínima de refuerzo del 1%, ya que, si se cumple con el acero mínimo requerido, esto puede resultar en un proceso de diseño más económico para el elemento.

$$As(\text{mínimo}) = 0.01 * 30 * 30 = 9\text{cm}^2$$

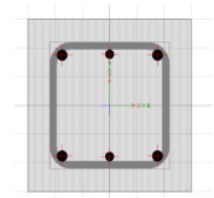
Por lo que se define 4 barras de $\phi 3/4''$ y 2 de $\phi 5/8''$ resulta un acero de 15.36 cm^2 y una cuantía de $p = 1.70\%$. se procede a aplicar este cambio de acero en el programa.

Se optó por una cuantía de mayor valor ⁵ debido a que esta columna experimenta una demanda significativa bajo cargas gravitatorias, por lo que se diseñó con un área de refuerzo superior al mínimo requerido.

- $As \text{ colocado} = 4 * 2.84 + 2 * 2 = 15.36 \text{ cm}^2$
- $p(\text{cuantía}) = 15.36 / 30 * 30 = 1.70\%$
- esta em en el rango que dicta la norma E.060 $1\% < p < 3\%$
- $N_{\text{barras}} = 4$ barras de $\phi 3/4$ y 2 de $\phi 5/8$

Figura 104

Sección y acero instalado corregido

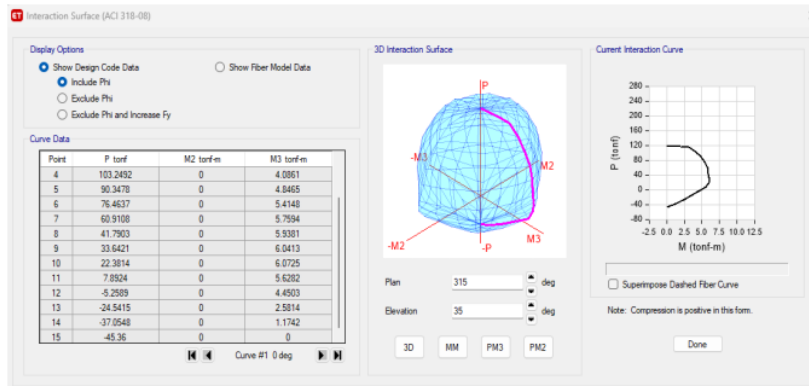


Obtenido ¹ la sección y el acero instalado se procede a obtener el ¹⁶ diagrama de interacción.

Resulta el diagrama de interacción para la columna desde 0° a 360° con una transición de 15° y generándose 15 puntos por cada curva.

Figura 105

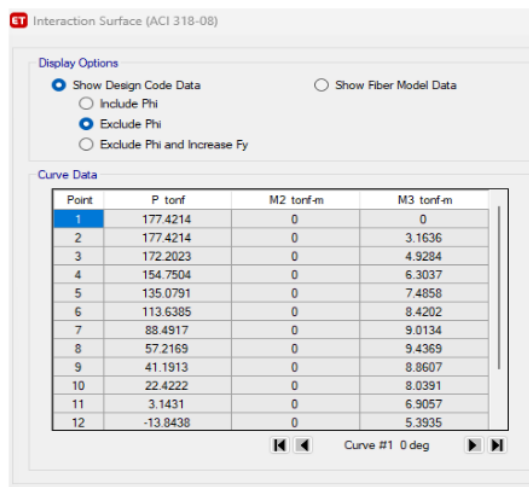
Diagrama de interacción



Es recomendable excluir el Phi (=0.70), es decir obtener el ⁴⁰ diagrama de interacción nominal. Esto con el fin de aplicar el punto de transición del Phi.

Figura 106

Excluir el Phi



Finalmente, todos los puntos que generan las curvas en M22 y M33 se llevaron a una programada en Excel y se insertó los datos de las cargas ultimas de diseño y se verificó que cumplan por el diseño de resistencia.

Asimismo, se efectuaron los cálculos de las cargas aplicadas a la columna y se verificó que los puntos resultantes se encuentren dentro del diagrama de interacción, asegurando así el cumplimiento de los requisitos del diseño por resistencia.

Figura 107

4 Diagrama de interacción de la columna central C9 X-X- M33

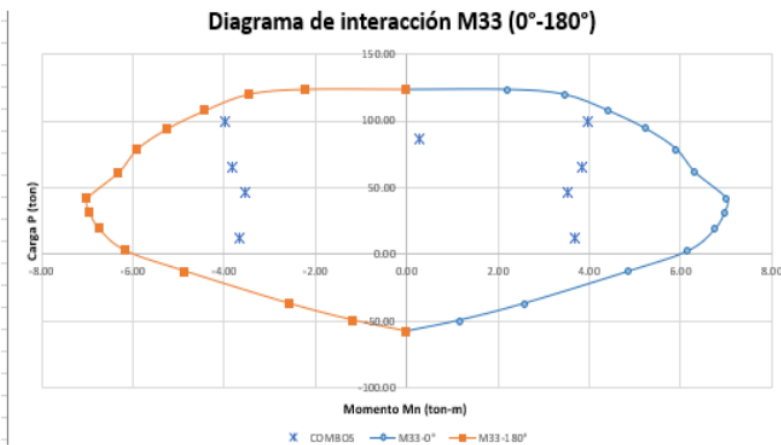


Figura 108

4 Diagrama de interacción de la columna centran C9 X-X-M22

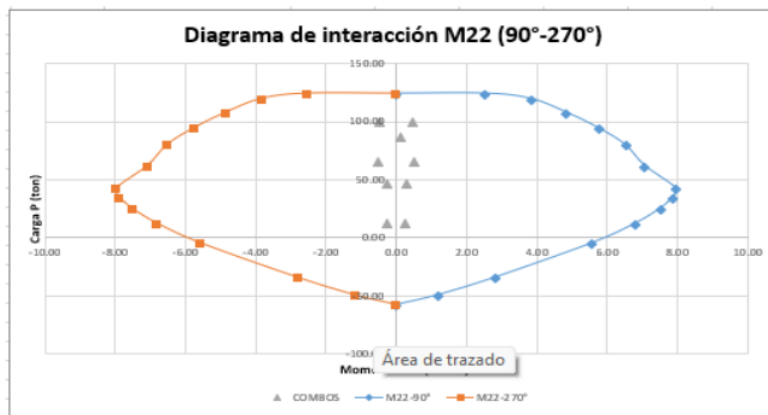


Figura 109

Diagrama de interacción de la columna centran C9 Y-Y-M33

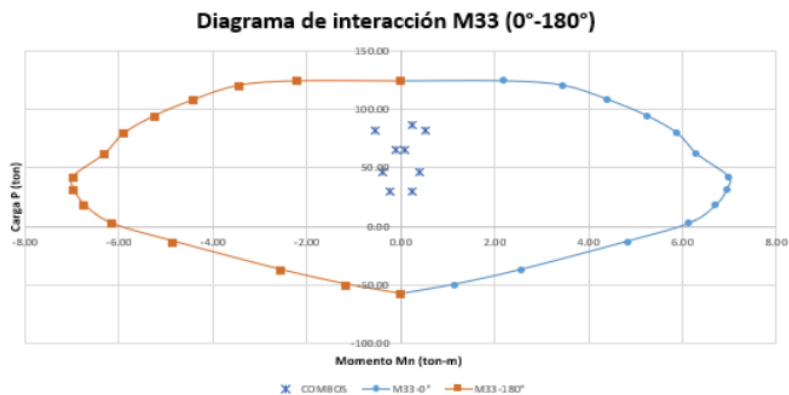
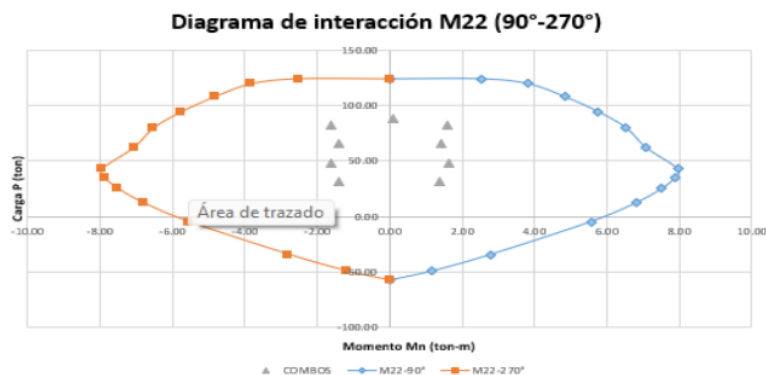


Figura 110

Diagrama de interacción de la columna centran C9 Y-Y-M22



La validación del diseño por Flexocompresión se consolida mediante la cuantificación específica del refuerzo elegido. Asimismo, en los niveles superiores, donde la carga necesaria experimenta una disminución, se otorga la posibilidad de reducir la superficie de refuerzo hasta alcanzar la cuantificación mínima exigida en las columnas ($p=1\%$).

La cantidad de acero implementado experimentará una transición a lo largo de tres niveles, adaptándose de manera acorde a las cargas exigidas en cada piso..

- 4ø3/4" y 2ø5/8 del 1°- 3° Nivel
- 6ø5/8 del 4°- 7° Nivel

Diseño por corte

Conforme a la RNE E-0.60, se establece la disposición de estribos de confinamiento en ambas extremidades del elemento, abarcando una longitud "Lo" medida desde la superficie del nudo.

Para cada una de las columnas en el nivel inicial, se adoptará una medida extensiva de 3.35 metros, mientras que para el piso estándar se considerará una dimensión de 2.65 metros.

Se determinó la longitud de confinamiento

- $1/6$ de la luz equivalente a $2.60/6 = 0.43$ m; primer piso de $3.35/6 = 0.56 = 60$
- Como resultado dio una mayor dimensión de 0.30 m.
- 0.5 metros

En consecuencia, la longitud de confinamiento no debe ser inferior a 0.56 m, según parámetros establecidos

Se determinó el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento:

- 8 veces db = $8 * 1.91 = 15.28$ cm
- La mitad de la menor dimensión: 15 cm
- 10 cm

Eligiendo el valor más conservador, en la región de confinamiento se implementarán estribos con una separación de 10 cm.

Los espaciamientos fuera de la zona de confinamiento no deben exceder el valor mínimo entre:

- 16 veces db = $16 * 1.91 = 30.56$
- 12 veces el db = $12 * 1.91 = 22.92$ cm
- 48 veces el diámetro del estribo = $48 * 0.95 = 45.6$ cm
- Menor dimensión de la sección del elemento = 30 cm
- 30 cm

La distancia máxima permitida fuera de la región de restricción es fijada en 20 centímetros, al mismo tiempo que, en el punto nodal, la separación entre estribos no debe exceder los 15 cm.

Se escogieron estribos de $\varnothing 3/8"$ de diámetro. La distribución resultó:

1@5,6@.10, Rsto@0.20.

Diseño por capacidad

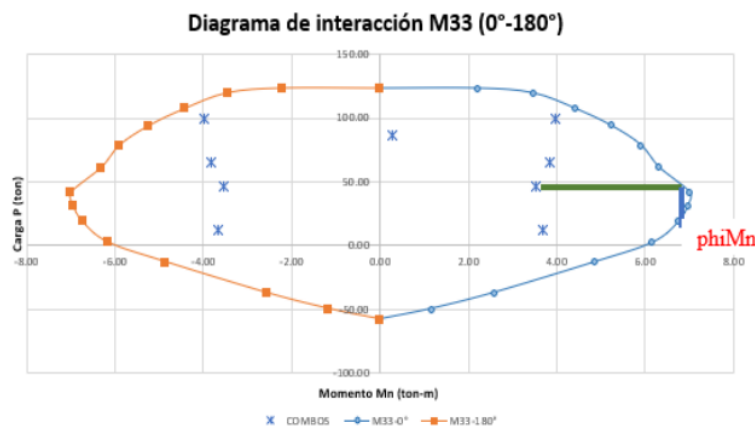
La realización del diseño por capacidad es imperativa para asegurar que el elemento falle primordialmente por flexión y no por cortante.

En concordancia con las combinaciones prescritas por la normativa, es esencial **1** calcular el momento nominal mayor resultante de una carga Pu específica. En este caso, se tiene que la carga Pu que da un mayor momento nominal es el de Pu = 47.52 ton. Da aproximadamente un valor de momento nominal de $6.99/0.7 = 9.98$ ton.m.

$$V_u = \frac{9.98 + 9.98}{2.60} = 7.68 \text{ ton}$$

Figura 111

cálculo del momento nominal mayor



Se obtuvo el primer valor de cortante última $V_u = 7.68$ ton, después se procedió **1** a obtener la cortante última bajo el factor de amplificación sísmica de **2.5**.

Tabla 44

Diseño por capacidad

	9 COMBINACIONES DE DISEÑO			2.5*Sismo	
	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Vux amplif	Vuy amplif
U1=1.4CM+1.7CV	87.72	-0.01	0.00	0.01	0.00

		20					
SISMO XX		$U2=1.25(CM+CV)+SXD$	100.87	0.21	0.04	0.54	0.09
		ISEÑO					
		$U3=1.25(CM+CV)-$	47.52	-0.23	-0.03	0.56	0.08
		SXDISEÑO					
		$U4=0.9CM+SXDISEÑO$	66.23	0.21	0.04	0.54	0.09
SISMO YY		$U5=0.9CM-SXDISEÑO$	12.88	-0.23	-0.02	0.56	0.07
		ISEÑO					
		$U2=1.25(CM+CV)+SYD$	82.33	0.01	0.07	0.05	0.16
		ISEÑO					
		$U3=1.25(CM+CV)-$	66.06	-0.03	-0.06	0.07	0.16
	SYDISEÑO						
	$U4=0.9CM+SYDISEÑO$	47.69	0.02	0.07	0.05	0.17	
	$U5=0.9CM-SYDISEÑO$	31.42	-0.03	-0.05	0.07	0.15	

Se obtiene un valor de cortante de $V_u = 0.17$ ton, por lo que se considera el menor valor en ambos criterios

Además, es necesario ¹ calcular la resistencia del concreto a corte para cada carga axial obtenida de las diversas combinaciones.

Se nota que ¹ la resistencia a corte " V_c " muestra valores considerablemente superiores a la resistencia " V_u ". Por lo tanto, es necesario considerar un espaciamiento mínimo que fue determinado a partir del diseño basado en cortante.

Tabla 45

cálculo de la resistencia del concreto a corte

V_{ux} amplif	V_{uy} amplif	ϕV_c (ton)
0.01	0.00	7.97
0.54	0.09	8.46
0.56	0.08	6.47
0.54	0.09	7.17
0.56	0.07	5.18
0.05	0.16	7.77
0.07	0.16	7.16
0.05	0.17	6.48
0.07	0.15	5.87

Si se calcula el valor del aporte del acero V_s resultará valores negativos, lo cual corresponde a valores de cero.

Por lo que, si se aplica la fórmula para determinar el espaciamiento requerido para estribos de $\phi 3/8$ ".

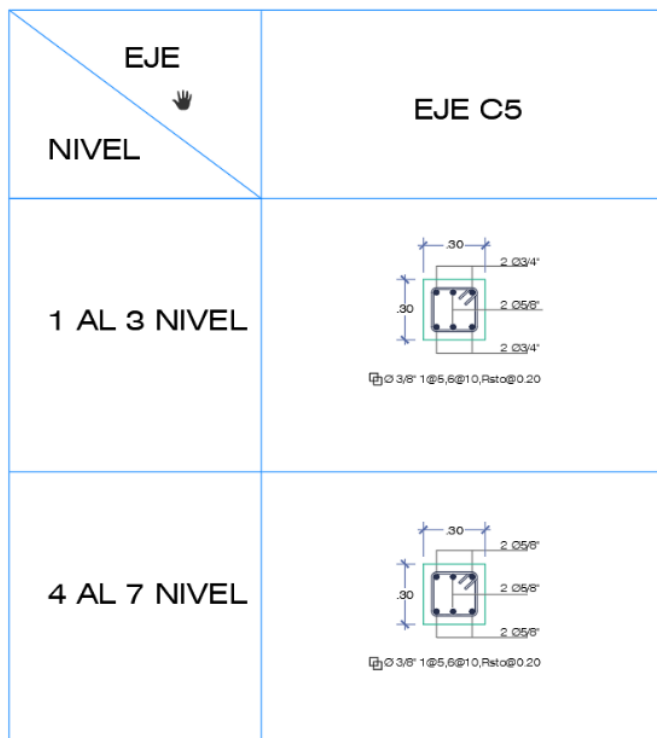
Los resultados teóricos son indeterminados, debido a ¹ que el aporte del concreto (Vc) es mayor a la cortante ultima (Vu).

Para la estructura al realizar un diseño por capacidad para columnas se obtendrá en todo un espaciamiento mínimo, debido a que las columnas toman muy poca cortante.

La disposición de estribos será conforme a lo establecido en el diseño por cortante que resulta de $\phi 3/8''$ 1@0.5,6@0.10, Rsto@0.20

Figura 112

Sección y detalle de la columna diseñada



3.4.5.7. Diseño de placas

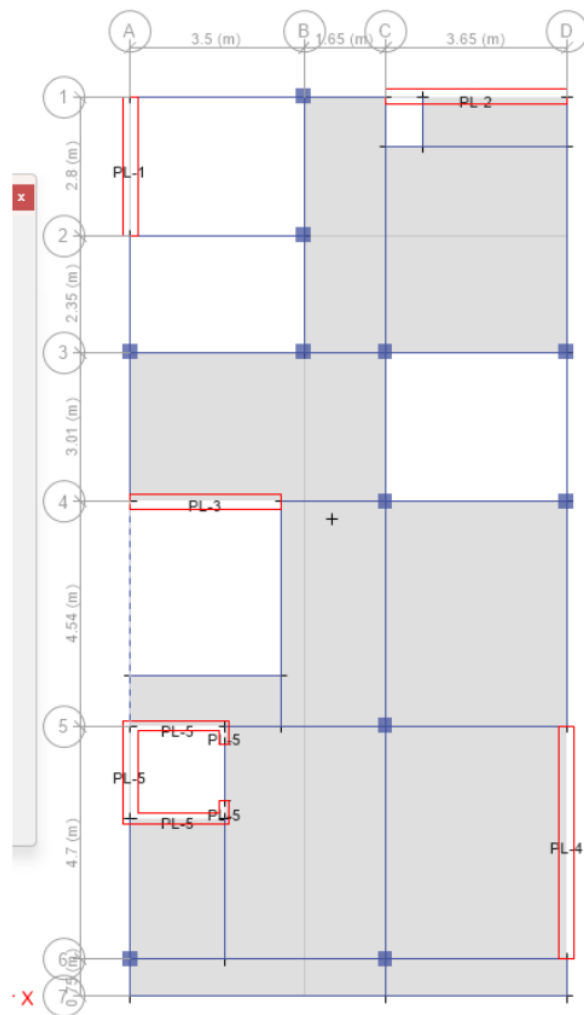
Asignación de los Piers

Las placas se modelan como elementos tipo "Shell". Sin embargo, para calcular sus fuerzas internas y llevar a cabo su diseño, es necesario designarlas y clasificarlas como "Piers" (pilares). Cada placa se etiquetará con un nombre

específico para que, al iniciar el análisis, sea posible acceder a los resultados correspondientes según el "Pier" asignado.

Figura 113

Definir y asignar como elemento Piers a cada placa



Obtención de las cargas en placas

Se obtiene la siguiente tabla de cargas de placas que se procede a filtrar para la placa solicitada según el nombre definido como elemento Pier. Se filtra en el piso más crítico, en el cual presenta mayor carga y se define las requeridas.

Las cargas que se solicitaron son cargas sin amplificar como es: CM, CV, SXDISEÑO y SYDISEÑO; debido a que se realizaran las combinaciones de manera programada en la hoja de cálculo Excel.

Tabla 46

Cargas de placa

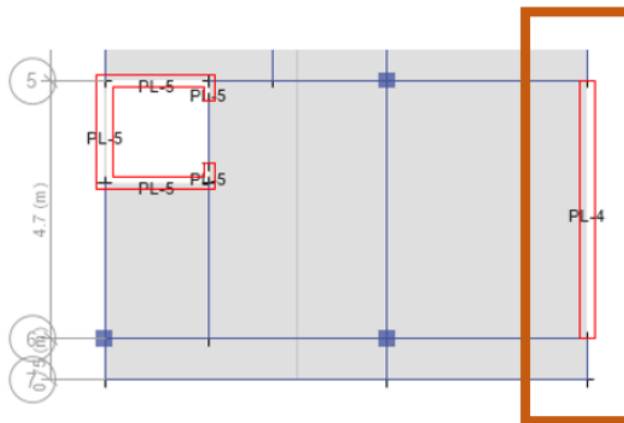
12 Story	Pier	Load Case/C ombo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf- m	tonf-m	tonf-m
NIVEL 1	PL-4	CM	-168.267	0.1979	-0.0818	0.065	-2.9773	44.18
NIVEL 1	PL-4	CV	-25.4443	0.4035	-0.0342	0.022 4	-1.2817	21.7002
NIVEL 1	PL-4	SXDIS EÑO	23.745	28.9028	1.2702	1.066 8	8.5771	326.2352
NIVEL 1	PL-4	SYDIS EÑO	17.2743	64.0865	0.0998	0.156 1	0.6712	702.9435

Automáticamente, se generarán las combinaciones de diseño y se obtendrán los puntos que irán en el diagrama de interacciones. Se debe verificar que cumpla con lo exigido, sino aumentar **la cuantía de acero**.

Se realizo el diseño correspondiente a la placa PL-4 del eje D-5.

Figura 114

Placa 4



5 Diseño por Flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión de una placa comenzó por establecer las dimensiones de los núcleos de borde. Según la norma E-060 establece un valor estimado de la longitud igual a $0.15 \cdot l_m$.

$$L_b = 0.15 \cdot 470 = 70$$

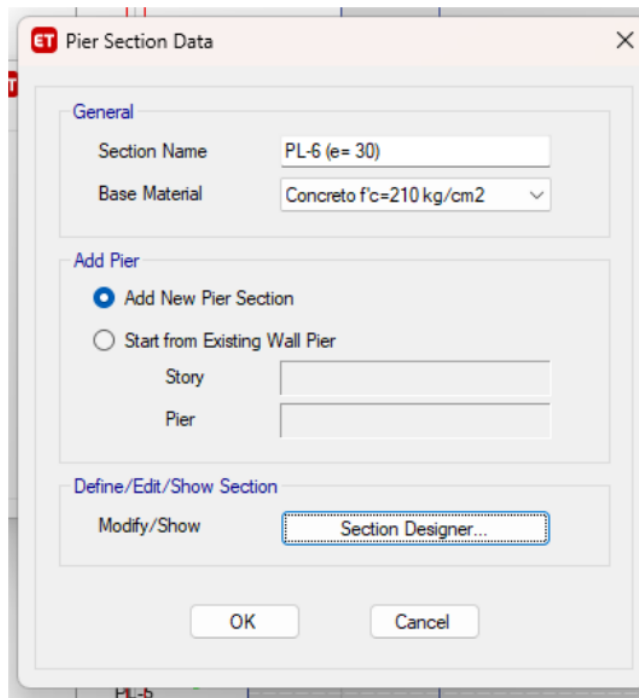
El refuerzo que se utilizó en los núcleos de borde, por lo general se comienza con una cuantía mínima estimada del $p=1\%$ y se comprueba si cumple con las fuerzas demandadas en la siguiente expresión:

$$A_s = \rho \cdot B \cdot H = 1\% \cdot 70 \cdot 30 = 21 \text{ cm}^2$$

Se procedió a modelar y asignar el acero para obtener el diagrama de interacción de la placa elegida.

Figura 115

Modelado y asignación de acero

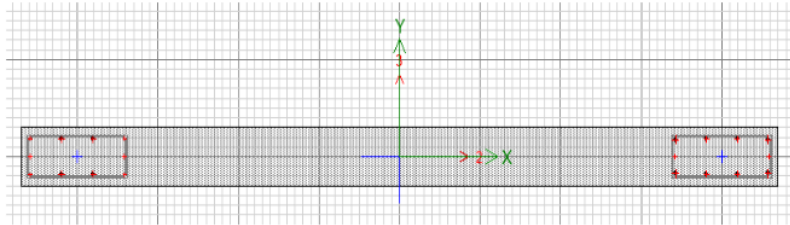


Se escogieron barras de acero de refuerzo $4\phi 3/4'' + 6\phi 5/8''$ para los núcleos de borde de la placa. El cual corresponde a una cuantía de aproximadamente 1.04%.

Asimismo, se verifico que los ejes locales de la placa modelada en planta correspondan a los ejes del dibujo en el diseño.

Figura 116

Placa modelada



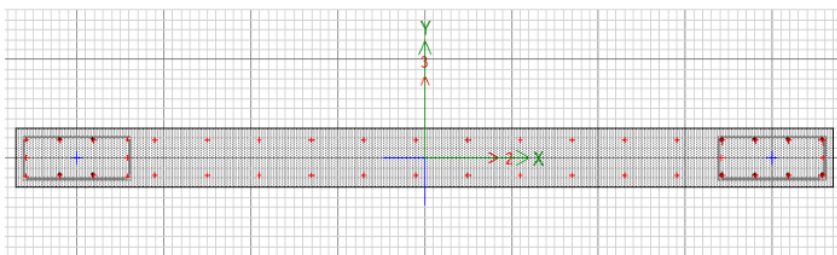
Para el refuerzo vertical en el alma, se ha adoptado una cuantía de refuerzo de $p=0.25\%$, lo que se traduce en un área de refuerzo de $A_s=0.0025 \times 100 \times 30$, lo que nos da un valor de 7.5 cm^2 por metro lineal. Debido a las exigencias de la norma para muros con un espesor mayor a 20 cm , se deben utilizar dos filas de refuerzo. Ahora, para varillas de diámetro $\phi 1/2''$, se procede a determinar el espaciamiento adecuado.

$$s = \frac{2 * 1.29}{7.5} = 34.4 \text{ cm}$$

Se asigna 2 capas de varilla de $\phi 1/2'' @ 30 \text{ cm}$.

Figura 117

asignando 2 capas de varilla



Este acero colocado y el espaciamiento definido se debe verificar en el diseño por corte y capacidad.

El siguiente paso implica resolver todas las cargas que aplan en la placa y luego comprobar que los puntos correspondientes que estén presentes en la parte interna del diagrama de interacción. Esto es esencial para asegurarse de que la estructura cumpla con las exigencias del diseño en términos de resistencia.

La placa ha sido modelada en la dirección Y, lo que significa que experimentará una mayor cortante en esa dirección. Así que, en términos de corte, esto se traduce en el eje local V22, y en términos de momento, en el eje local M33.

Figura 118

32
Diagrama de interacción M33 en X-X

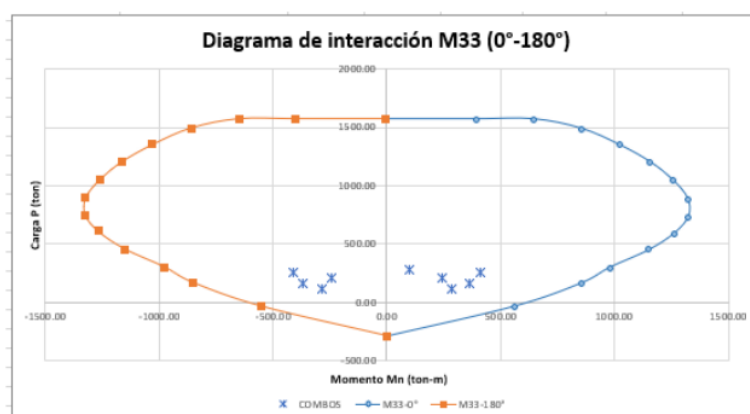
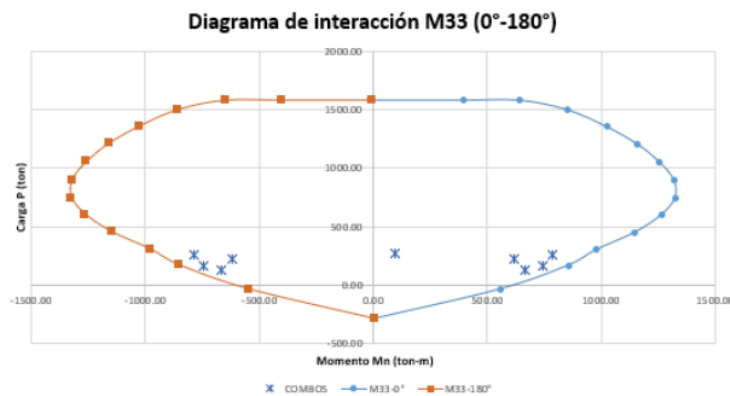


Figura 119

Diagrama de interacción M33 en Y-Y



La implementación del diseño por Flexocompresión se verifica mediante la cuantificación predefinida de acero asignada. Adicionalmente, en niveles superiores donde la carga requerida disminuye, se permite ajustar el área de acero instalado hasta alcanzar una cuantificación recomendada de $p=0.5\%$.

Diseño por cortante y capacidad

En los núcleos ubicados en los bordes, la norma E-060 establece ciertos criterios para el refuerzo transversal. En particular, se emplearán estribos de diámetro $\phi 3/8"$ para el refuerzo de confinamiento.

El espaciamiento no debe superar el valor menor entre los siguientes criterios.

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (2009) $= 10 * 1.59 = 15.9$ cm
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (2019) $= 8 * 1.59 = 12.72$ cm
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde $= 30$ cm
- 25 cm

Se escoge el valor menor, por lo que, el espaciamiento del confinamiento en los núcleos de borde será $s=15$ cm

Además, es necesario llevar a cabo un diseño basado en la capacidad para asegurar que el elemento falle debido a la flexión antes que por cortante.

La cortante de diseño debe compararse con la capacidad de flexión instalada del muro para determinar si cumple con los criterios de diseño.

De la combinación $U2 = 125(CM+CV)+SY$, se obtiene un valor máximo de cortante en la dirección del sismo en Y-Y, por lo que se opta por usar esa combinación. Se tiene como carga axial 259.41 ton, un momento ultimo $M_{ua}=785.29$ ton.m y una cortante $V_{ua}=64.84$ ton.

Tabla 47

combinaciones de diseño

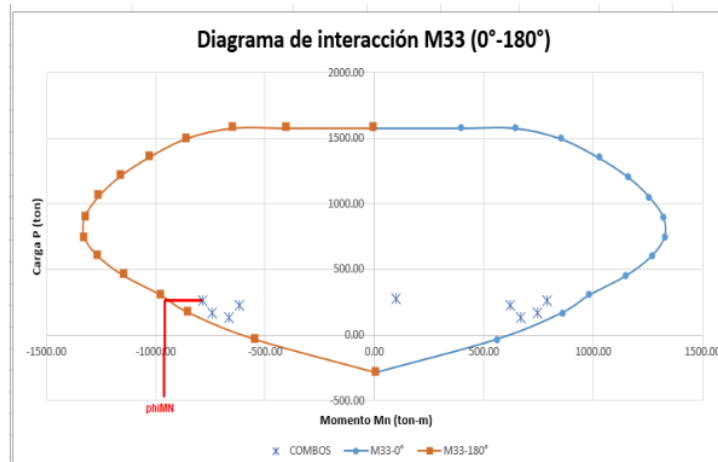
COMBINACIONES DE DISEÑO

		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	278.83	-6.35	98.74	0.96	-0.17
	U2=1.25(CM+CV)+ DISEÑO	259.41	3.25	408.59	29.65	1.13
	U3=1.25(CM+CV)- SDISEÑO	218.39	-13.90	-243.88	-28.15	-1.42
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	175.19	5.90	366.00	29.08	1.20
	U5=0.9CM- SDISEÑO	127.70	-11.26	-286.47	-28.72	-1.34
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+ SYDISEÑO	259.41	-4.65	785.29	64.84	-0.05
	U3=1.25(CM+CV)- SYDISEÑO	224.86	-5.99	-620.59	-63.33	-0.24
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	168.71	-2.01	742.71	64.26	0.03
	U5=0.9CM- SDISEÑO	134.17	-3.35	-663.18	-63.91	-0.17

Entrando al diagrama de interacción para la carga P=259.41 ton se obtiene el momento nominal de $M_n = 950.5/0.7 = 1357.86$ ton-m

Figura 120

Diagrama de Interacción para la carga P



$$V_u \geq 64.84 \left(\frac{1357.86}{785.29} \right) = 64.84 \times 1.73 = 112.17 \text{ ton}$$

Es importante destacar que el cociente entre el momento nominal (M_n) y el momento actuante (M_{ua}) no debe superar el coeficiente de reducción R utilizado en

el cálculo de las fuerzas sísmicas. En este caso, se cumple esta condición ya que el valor es menor que $R=6$.

La placa analizada presenta una longitud $l_m=4.7$ m., y $h_m=21.70$ m. Por lo que se tendrá un valor de h_m/l_m de 4.61; mayor a 2 (muro esbelto). Por lo que el valor de $\alpha_c=0.53$.

$$V_c = 30 * (0.8 * 470) * 0.53 * \sqrt{210} = \frac{86635.25}{1000} = 86.64 \text{ ton}$$

Se calcula el valor del aporte del concreto a cortante.

$$V_s = \frac{112.17}{0.85} - 86.64 = 45.32 \text{ ton}$$

Se determinó el espaciamiento necesario para el acero longitudinal designados de varillas de $\phi 1/2''$ por capa.

$$s = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * 376}{45.32 * 1000} = 89.90 \text{ cm}$$

Considerando que el espaciamiento máximo necesario para el refuerzo longitudinal es $s=30$ cm, se procede a calcular la cuantía horizontal mínima requerida mediante la siguiente expresión:

$$p_h = \frac{45.32 * 1000}{4200 * 30 * 376} = 0.95\%$$

Resulta una cuantía mínima para el acero vertical $p_h=0.95\%$

A partir de la cuantía horizontal (p_h) se calcula la cuantía vertical mínima (p_v). El valor de $V_u=112.17$ ton

$$V_u > A_c w (0.27 \sqrt{f' c}) = 30 * 376 * 0.27 * \sqrt{210} =$$

$$V_u > 44.13 \text{ ton (Cumple)}$$

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{21.70}{4.7}\right) (0.00954 - 0.0025)$$

$$p_v = 0.0025 \text{ (mínimo)}$$

La proporción de refuerzo en sentido horizontal y vertical para resistir esfuerzos cortantes no puede descender por debajo del 0.25%, y la separación entre ellos no debe sobrepasar tres veces el grosor del muro, o 40 centímetros como límite superior.

Al establecer las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal y vertical, se calcula el espaciamiento mínimo entre los elementos de refuerzo.

En la parte del alma de la placa con la misma varilla de $\phi 1/2$ para el refuerzo vertical y horizontal.

$$As(vertical) = 0.0025 * 100 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

$$sv = \frac{2 * 1.29}{7.5} = 34.4 \text{ cm}$$

$$As(horizontal) = 0.00954 * 100 * 30 = 28.62 \text{ cm}^2/m$$

$$sh = \frac{2 * 1.29}{28.62}$$

$$sh = 90.15 \text{ cm}$$

El espaciamiento resultante no debe ser mayor al obtenido por el diseño por capacidad $s=25\text{cm}$, por lo que si resulta mayor considerar el espaciamiento obtenido por capacidad.

Distribución acero vertical: $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ m}$

Distribución acero horizontal: $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ m}$

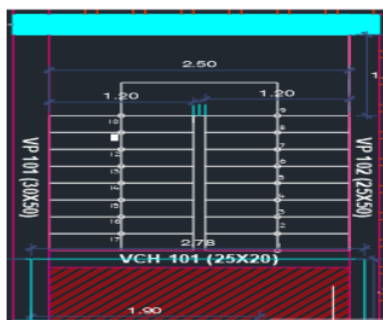
3.4.5.8. Diseño de escaleras

1 Metrado de cargas de escalera

Se realizará la medición detallada de las cargas correspondientes a la escalera convencional con 2 tramos, ubicada entre los ejes 4 y 5 según lo indicado en el plano estructural.

Figura 121

Escalera típica de 2 tramos



La dimensión estándar para el grosor de la losa de la escalera es de 15 centímetros, excluyendo escalones y contrapasos. Se asume que el peso de los escalones es equivalente al de una losa con un espesor de 7 centímetros. Se procederá al cálculo del metraje lineal considerando un ancho de escalera de 1.20 metros.

- Espesor rampa de escalera y descanso = 15 cm
- Espesor de pasos y contrapaso = 7 cm
- Piso terminado = 0.1 ton/m²
- Sobrecarga S/C = 0.4 ton/m²

La representación de la escalera se ha concebido como un elemento con apoyo simple en ambos extremos. En el proceso de diseño bajo condiciones de flexión, se tomarán en cuenta exclusivamente las cargas generadas por la gravedad y la combinación última especificada.:

$$\text{Peso propio(escalera)} = 2.24 * 0.15 = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso escalones(escalera)} = 2.24 * 0.7 = 0.168 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso terminado(escalera)} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{CM(Rampa)} = 0.628 * 1.20 = 0.754 \text{ ton/m}$$

$$\text{CM(Descanso)} = 0.460 * 1.20 = 0.552 \text{ ton/m}$$

El RNE E.020 define que la CV recomendada para las escaleras en edificios de hoteles es de 400 kg/m²

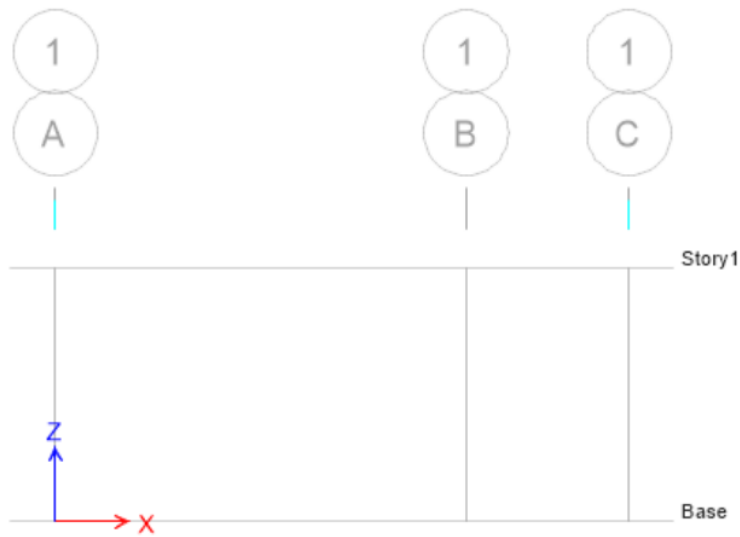
$$\text{CV(escalera)} = 0.460 * 1.20 = 0.48 \text{ ton/m}$$

Modelado de escalera en Etabs

Se inicia un nuevo modelo definiendo las grillas según las dimensiones de la escalera en un plano 2D

Figura 122

dimensiones de las escaleras en Etabs



Se procede a definir el material de concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y la sección de la escalera (1.20x0.15) m

Figura 123

Definición de material de concreto

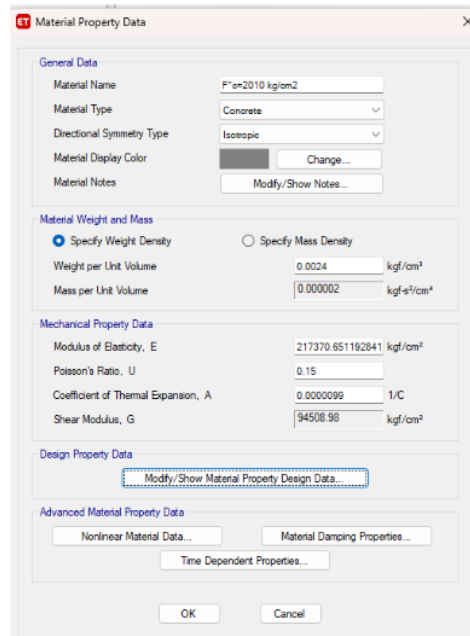
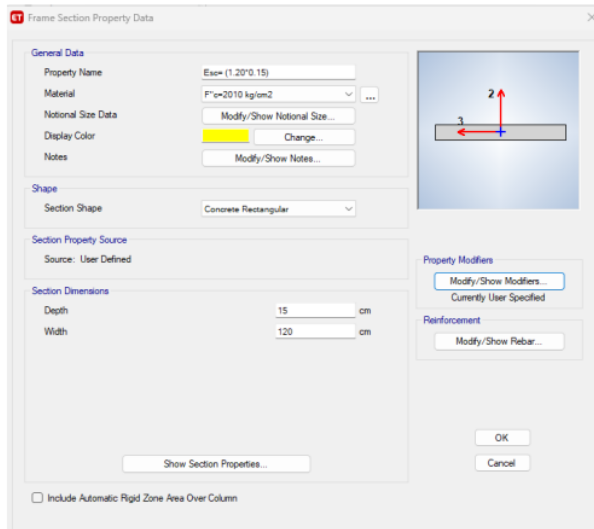


Figura 124

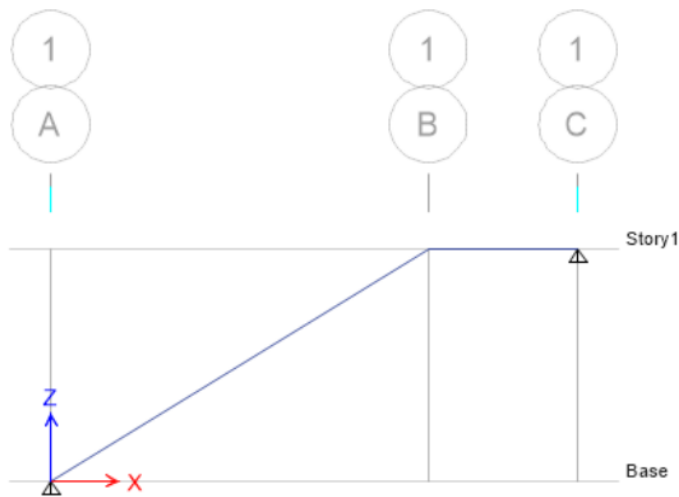
Sección de la escalera



Se procede a modelar la escalera para el primer tramo típico

Figura 125

Modelado de la escalera



Se procede a asignar las cargas de gravedad a los tramos de rampa y descanso de la escalera.

Figura 126

Carga Muerta

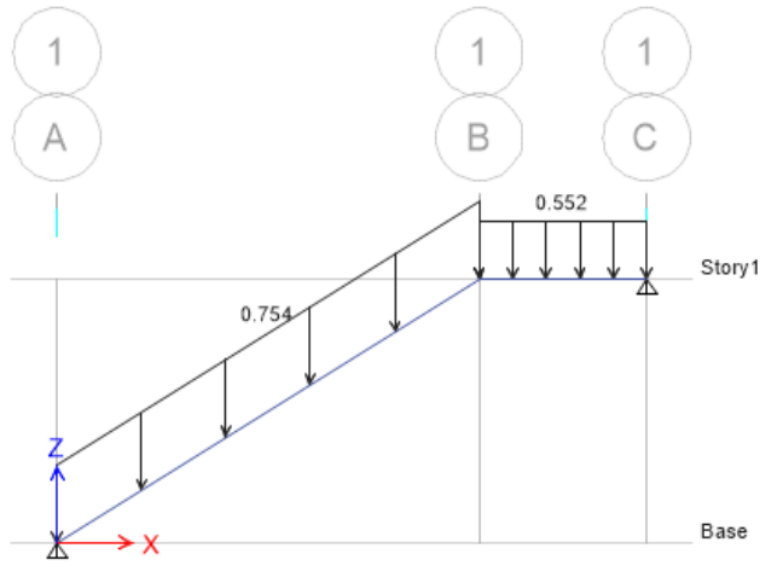
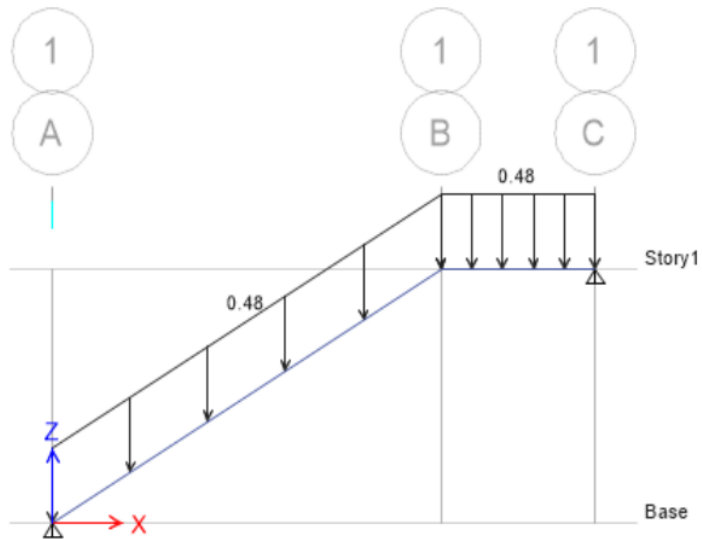


Figura 127

Carga viva



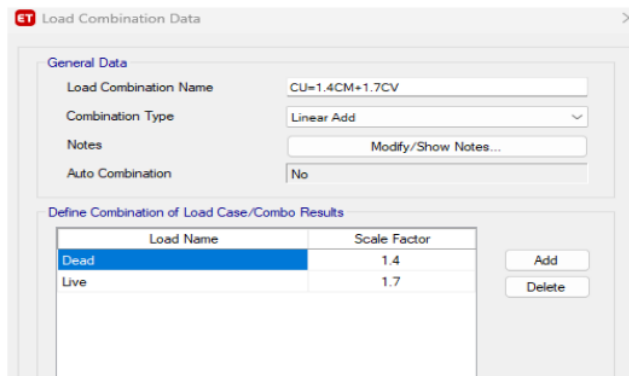
Definición de combinaciones de diseño

2 Se procede a establecer la combinación ultima para cargas por gravedad, ya que la escalera al igual que las losas son estructuras que son sometidas a cargas de gravedad y no a sismo.

$$CU = 1.4CM + 1.7CM$$

Figura 128

Combinación ultima para cargas por gravedad

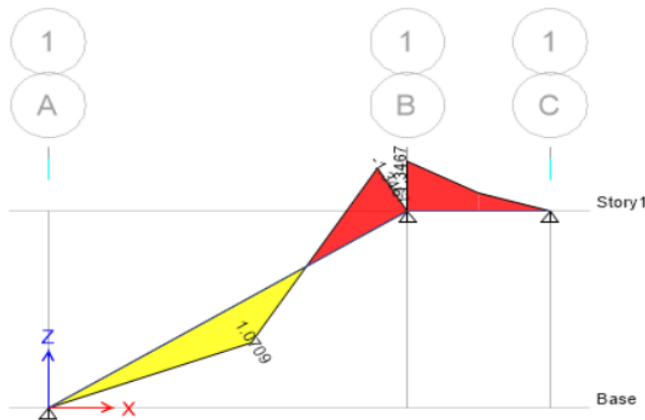


Obtención de las fuerzas internas

Se procede a iniciar el análisis del modelo y se desactiva el análisis modal, pues solo se requiere bajo cargas por gravedad.

Figura 129

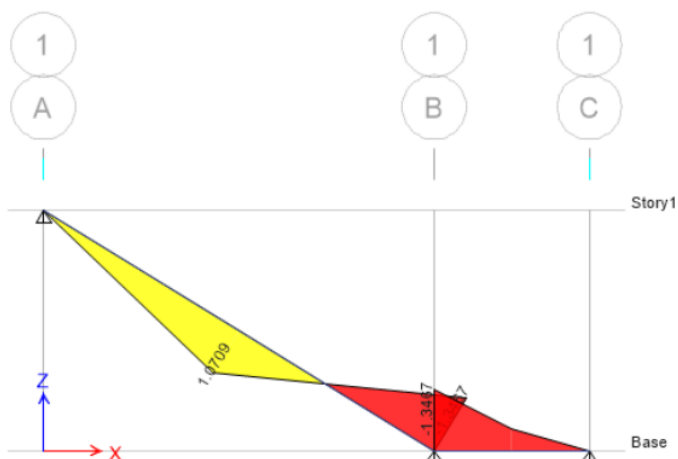
Diagrama de momento bajo cargas amplificadas (primer tramo)



De la misma manera se realiza otro modelo en ETABS para el segundo tramo típico de la escalera. Los resultados son los mismos, pues se asignan las mismas cargas muertas y vivas.

Figura 130

Diagrama de momento bajo cargas amplificadas (segundo tramo)



1
Diseño por flexión

Una vez obtenido el diagrama de momento último, se utilizará este para diseñar el refuerzo longitudinal de la escalera en términos de flexión. Además, para el refuerzo transversal de la escalera, se debe garantizar que se cumpla con una cuantía mínima.

2
Se usó una hoja de cálculo en Excel programada para el diseño por flexión y corte.

Tabla 48

Refuerzo de acero longitudinal de la escalera

Mu (ton*m)	As min (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado
1.0709 (+)	3.4779304 2	7.06	30.6051	22.95382 5	0.472210 69	2.408274 53	5 ø3/8"
1.341 (-)	3.4779304 2	7.06	30.6051	22.95382 5	0.594397 5	3.031427 24	5 ø3/8"

Se procede a determinar el espaciamiento para un acero instalado de ø3/8".

$$s(As +) = \frac{120 - 2 * 4 - 0.95}{5 - 1} = 25 \text{ cm}$$

$$s(As -) = \frac{120 - 2 * 4 - 0.95}{5 - 1} = 25 \text{ cm}$$

La disposición para el acero inferior consiste en barras de diámetro $\phi 3/8''$ a una separación de 20 cm, mientras que para el acero superior, se utilizan barras del mismo diámetro $\phi 3/8''$ con un espaciamiento de 20 cm.

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

El espaciamiento se calcula tanto **en la parte superior** como en la **inferior para un acero instalado de $\phi 3/8''$**

$$s = \frac{0.71}{2.7} = 0.25$$

1 La distribución para el acero transversal se establece como **$\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$**

Diseño por corte

Se llevó a cabo **el diseño por cortante para verificar si el espesor de la escalera cumple con los requisitos de la norma**. Al aplicar la siguiente ecuación, se determina que el elemento tiene una resistencia del concreto a cortante $\phi V_c = 9.40 \text{ ton}$.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 120 * 12 = 9.40 \text{ ton}$$

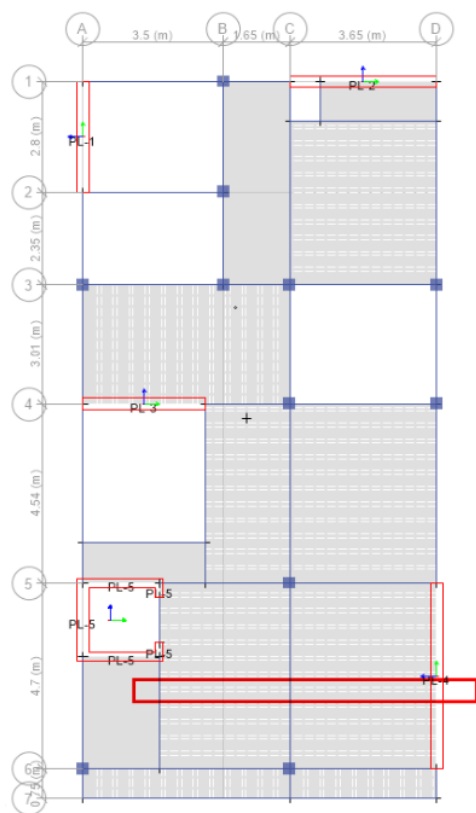
En los segmentos de la escalera, se presenta una cortante última máxima de $V_u = 2.8134$ toneladas, cumpliendo así con la condición $\phi V_c \geq V_u$ en la sección de la escalera. En consecuencia, no se requerirá aumentar la garganta ni el espesor de la escalera..

27 3.4.5.9. **Diseño de losas aligeradas**

Se realiza **el diseño** correspondiente a la losa aligerada del tramo 5-6, usando directamente el **Etabs y la hoja de cálculo** que se programó **en el Excel**

Figura 131

tramo 5-6 de la losa aligerada



Se llevó a cabo la medición ¹ para la vigueta del tramo 5-6 en el piso típico, que tiene un espesor de aligerado $h=25$ cm. Se calculará el metraje lineal considerando un ancho de vigueta de 0.40 m.

Para obtener las cargas por metro lineal se debe multiplicar por el ancho de la vigueta $b_e=0.40$ m

Tabla 49

Cargas muertas(kg/m)

CARGAS MUERTAS (kg/m)	
PAÑO	TRAMO A-B
D-C	68.08
C-B	68.08

Tabla 50

Cargas vivas(kg/m)

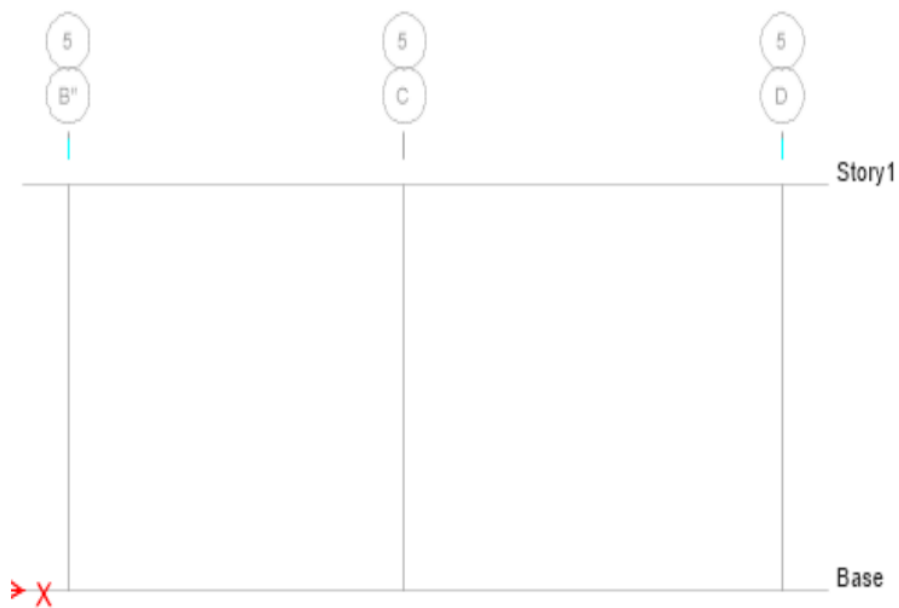
CARGAS VIVAS (kg/m)	
PAÑO	TRAMO A-B
D-C	80
C-B	80

Modelado de vigueta en Etabs

Se inicia un nuevo modelo definiendo las grillas según las dimensiones de los paños del tramo AB.

Figura 132

Tramo 5-6



Luego se procedió a definir el material de concreto y acero.

Figura 133

Material de la Vigueta

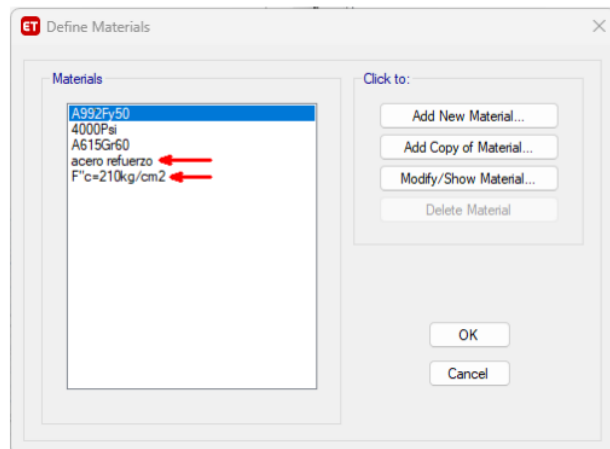
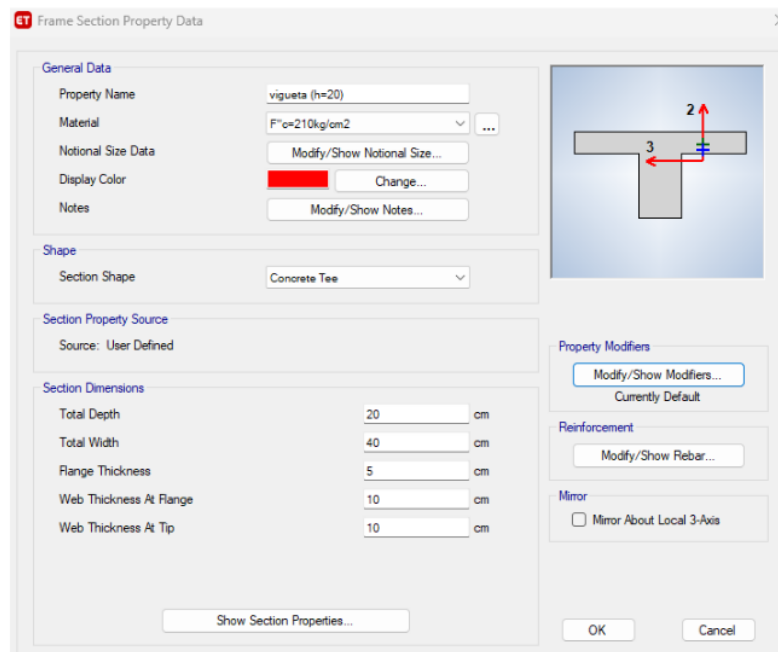


Figura 134

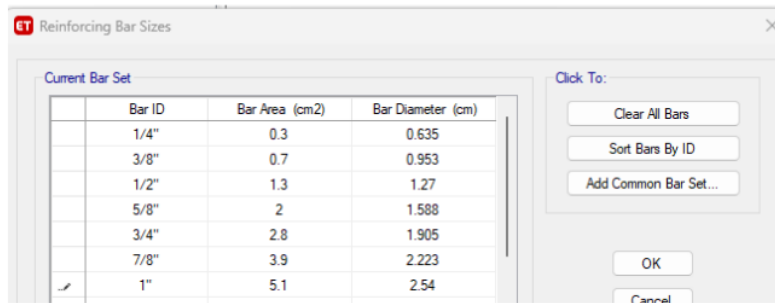
Sección de la viga



Se hizo la definición de las varillas de refuerzo en su nominación comercial de pulgadas

Figura 135

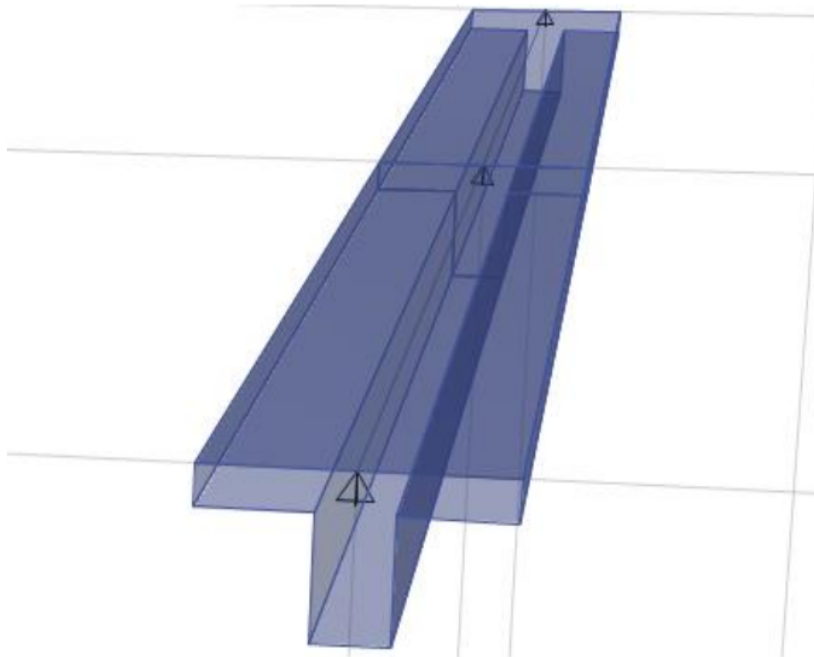
Varillas de refuerzo



Se procedió a modelar las viguetas en todos los tramos de los paños y se muestra en un modelo extruido convencional de aligerado.

Figura 136

Modelado de la vigueta en Etabs



Asimismo, se asignó las cargas de gravedad a los tramos según lo definido en la hoja de cálculo Excel.

Figura 137

Carga muerta

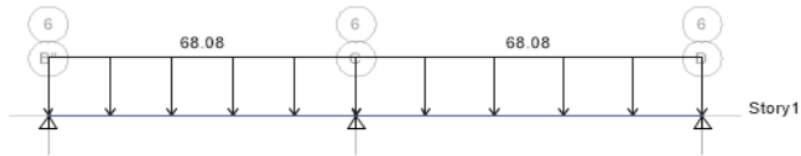


Figura 138

Carga viva

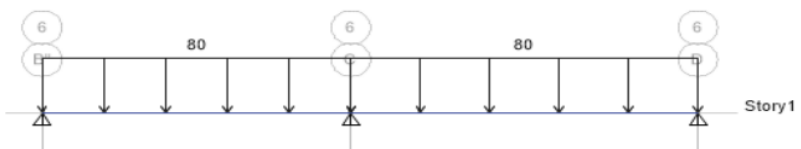


Figura 139

Asignación de brazos rígidos

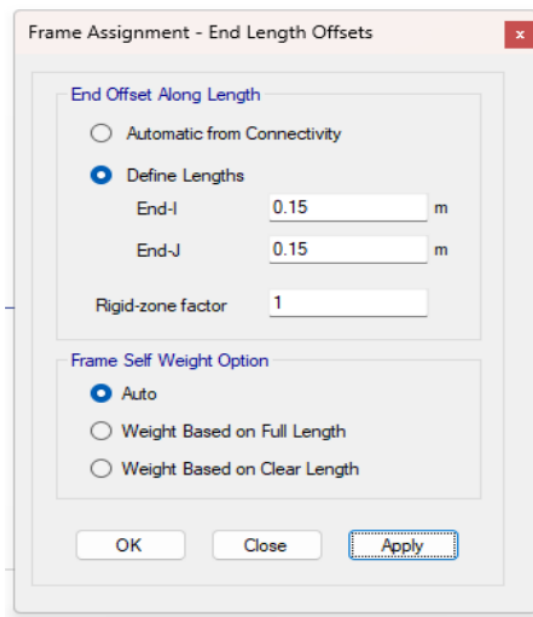


Figura 140

Definición de combinaciones de Diseño

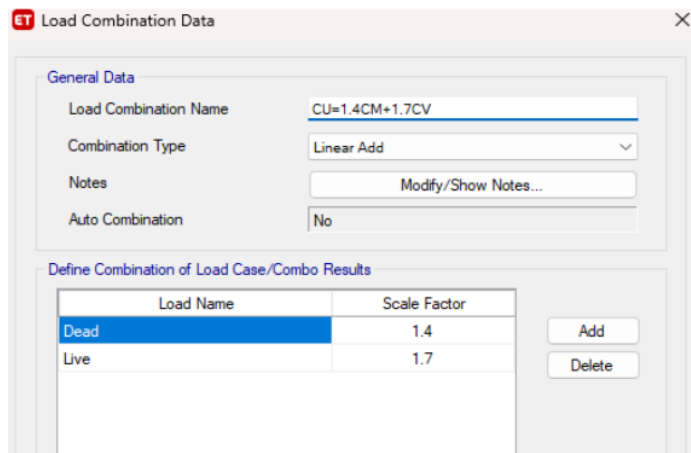
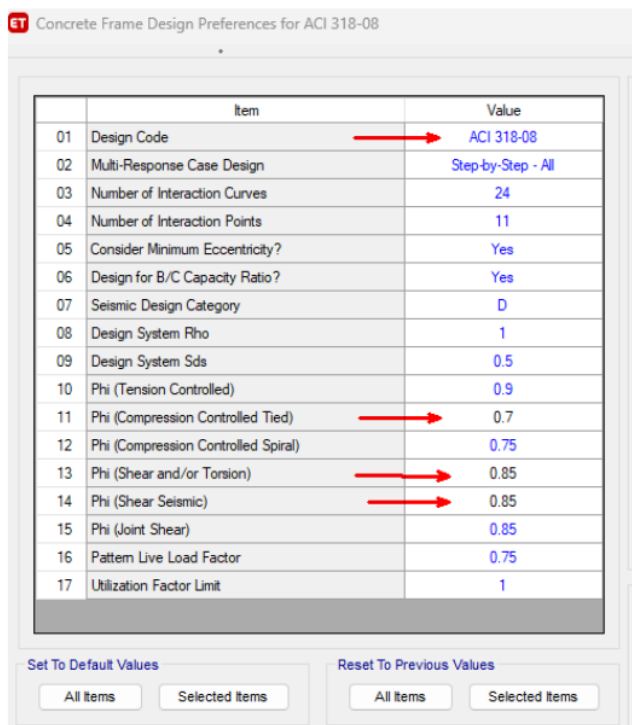


Figura 141

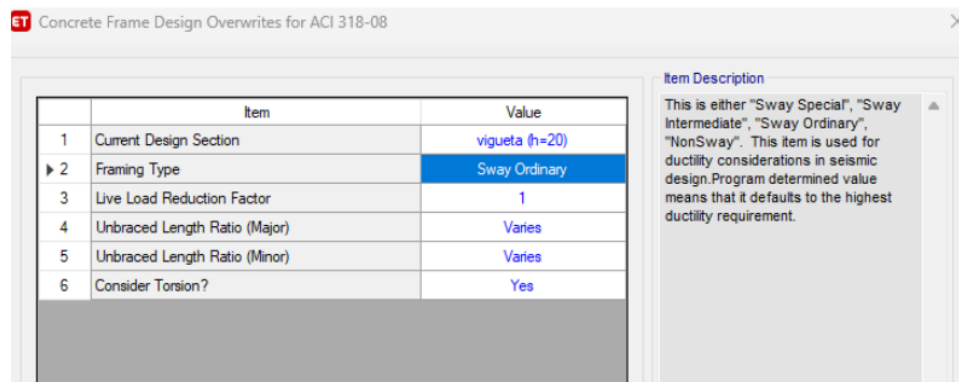
Modificación del código de diseño en Etabs



Asimismo, se modificó los elementos frame como elementos ordinarios, pues el ETABS por defecto lo configura como elementos especiales. Seleccionar todos los elementos.

Figura 142

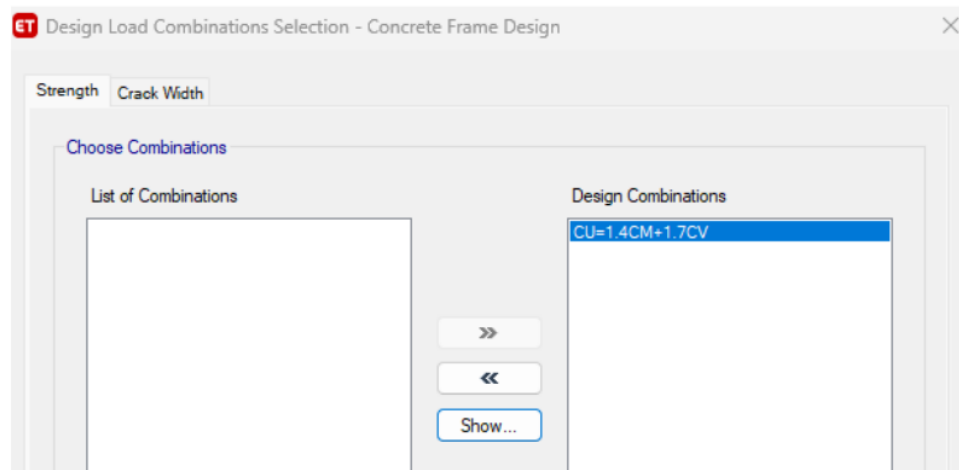
Cambio al tipo de elemento sway Ordinary



Luego, se seleccionó la combinación de diseño para las viguetas. Para que el acero calculado se diseñe con el Etabs bajo las cargas de combinación ultima $CU=1.4CM+1.7CV$

Figura 143

Combinación de diseño



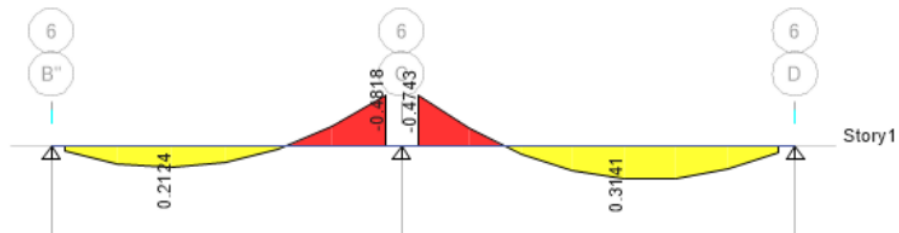
Se procede a iniciar el análisis del modelo y se desactiva el análisis modal, pues solo se requiere bajo cargas por gravedad

22
Diseño por flexión

Se obtiene los diagramas de momento flector bajo la combinación de diseño.

Figura 144

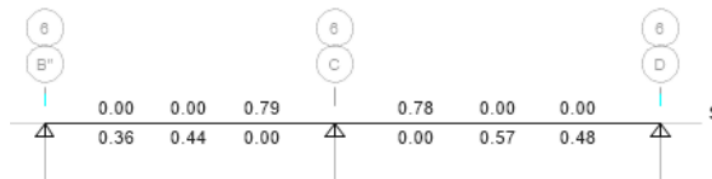
Diagrama de momento flector



Con los resultados en **2** los momentos últimos positivos y negativos, se procederá a obtener el acero requerido.

Figura 145

Acero requerido



El RNE E.060 porpone que el refuerzo positivo debe ser continuo a lo largo del tramo de la losa aligerada, mientras que el refuerzo negativo debe ser dispuesto en forma de bastones. Además, en los extremos se debe proporcionar el refuerzo mínimo en la parte superior.

Tabla 51

Distribución de acero en vigueta

Distribución	EJE	As req (cm2)	8mm	3/8"	1/2"	As instalado (cm2)

As (Mu+)	Eje D-C	0.57	2	1.42
	Eje C-B"	0.44	1	0.71
As (Mu-)	Eje D-C	0.78	2	1.42
	Eje C-B"	0.79	2	1.42

Adicionalmente, el refuerzo de temperatura se dispone de manera perpendicular al sentido de las viguetas con el fin de contrarrestar los esfuerzos de contracción y las variaciones térmicas en la losa aligerada. Este tipo de refuerzo no requiere un cálculo de diseño detallado, dado que su diámetro es menor en comparación con los refuerzos diseñados para la flexión. Siguiendo la convención, se instalan varillas de diámetro $\phi 1/4"$ con una separación de 0.25 metros entre ellas.

1 Longitud de corte de acero

Se inicia el proceso de determinación de la longitud de corte de las varillas para el eje D-C, que tiene una luz libre de 3.65

1 En los extremos, el corte se puede calcular tomando como referencia la longitud libre entre 5.

$$l_{corte} = Ln 5 = \frac{3.65}{5} = 0.73 \text{ m}$$

Para las varillas interiores, tanto en la parte superior como en la inferior, se establece una longitud libre entre 3.

$$l_{corte} = Ln 5 = \frac{3.65}{3} = 1.21 \text{ m}$$

De la misma manera se calcula para todos los ejes superior e inferior

2 Diseño por cortante

5 Se determina la resistencia del concreto a corte, Esta resistencia a corte de concreto, se debe comparar con las cortantes últimas (V_u) a una distancia "d" de la cara en cada tramo y verificar si cumple por corte o requiere ensanches.

Tabla 52

5 Diseño por corte

EJE	bw (cm)	d (cm)	ϕV_c (ton)	V_u (ton)	$\phi V_c > V_u$
Eje D-C	10	17	1.22	0.6866	OK
Eje C-B"	10	17	1.22	0.6368	OK

Se evidencia ¹ que en todos los tramos se satisface la demanda de corte en las viguetas, por lo que no se necesitan ensanchamientos.

3.4.5.10. Diseño de losa maciza

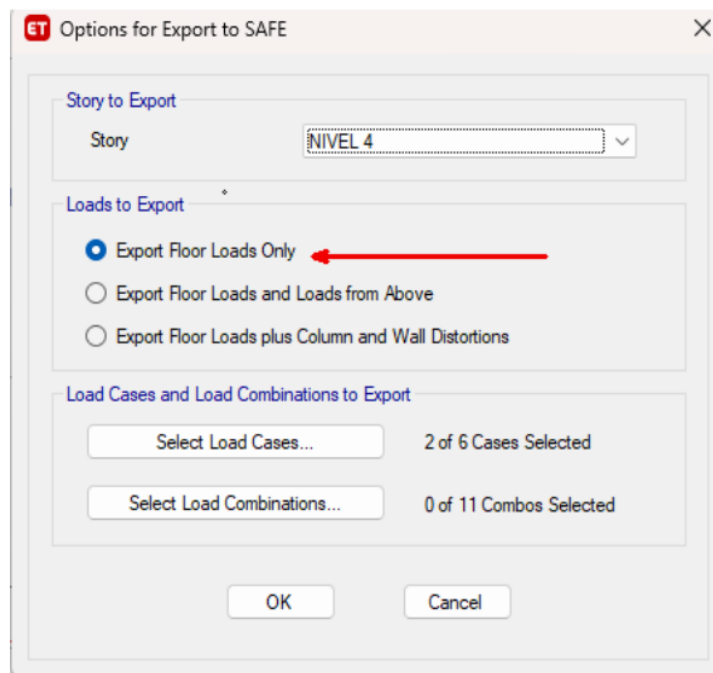
Exportar piso típico de Etabs a Safe

²³ Para llevar a cabo el análisis y diseño de las losas macizas, se empleará el software SAFE versión 16, ya que proporciona varias herramientas útiles para garantizar un diseño preciso de losas. El programa ofrece dos métodos para el análisis y diseño: el método de franjas y el método de elementos que son finitos. En términos prácticos, se recomienda utilizar el Método de Franjas, ya que los resultados del análisis son más comprensibles y fáciles de interpretar.

Se procederá a exportar un nivel típico ⁴² para el análisis y diseño de las losas macizas. El modelo debe estar previamente iniciado el análisis.

Figura 146

Exportar piso típico de Etabs a Safe

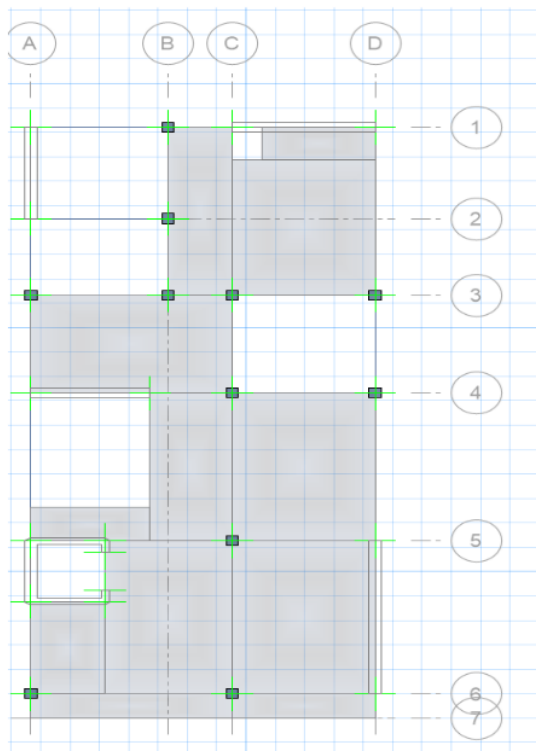


Luego, se procede a elegir las cargas y combinaciones que serán exportadas. ¹ En el diseño de losas, únicamente se aplican las cargas debido a la gravedad (CM y CV), mientras que las combinaciones se generarán dentro del software ² SAFE.

Se abre el programa SAFE v.16 y se procede a importar el archivo generado del ETABS.

Figura 147

Nivel típico exportado en el programa SAFE



En las losas macizas se puede observar las cargas que presentan en sus paños, según lo asignado en el ETABS, por lo que se infiere que la exportación se realizó con éxito.

Revisión y modificación de los materiales

Se notó que, al exportar el piso típico, los materiales de los elementos, como las losas, también se exportaron con el nombre "MAT". Por lo tanto, es necesario revisar que los valores sean los correctos y posteriormente modificar el nombre de ser necesario.

Los valores de los parámetros están correctos, por lo que se procede a modificar el nombre del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Figura 148

Modificación del concreto

Material Property Data

General Data

Material Name: f'c=210 kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.4028E-03 kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.66 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 94508.98 kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 210 kgf/cm2

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified []

Figura 149

Modificación del acero

Material Property Data

General Data

Material Name: acero de refuerzo

Material Type: Rebar

Material Display Color: [Cyan] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 7.849E-03 kgf/cm3

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 4200 kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu: 6300 kgf/cm2

OK Cancel

Asimismo, se configura las varillas de acero de refuerzo con su nominación en pulgadas.

Método de franja de diseño

Se procedió a diseñar el paño de la losa maciza en el eje C-B los cuales presentan un espesor de $H=20$ c. el piso presenta losas aligeradas y ciertos paños de losas macizas, por lo que es recomendable generar franjas de diseño intermedias para 1 metro de ancho en ambas direcciones de análisis

Se selecciona la franja A y se le asigna la dirección en el eje X. Además, se configuran las dimensiones de la franja de manera que tenga 50 cm de ancho en el lado derecho, 50 cm de ancho en el lado izquierdo, 50 cm de ancho al inicio y 50 cm de ancho al final, con el fin de lograr un ancho total de 1 metro.

Se procede a dibujar para ambos paños directamente. Se muestra como una línea, en las opciones Display Options se debe seleccionar Show Width para ver el ancho de la franja dibujada. Luego se replicó por cada 1 metro a lo largo de todo el paño en dirección X-X.

Figura 150

Franja dirección X-X

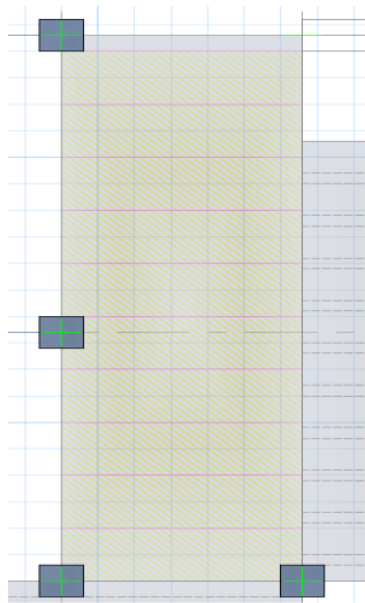
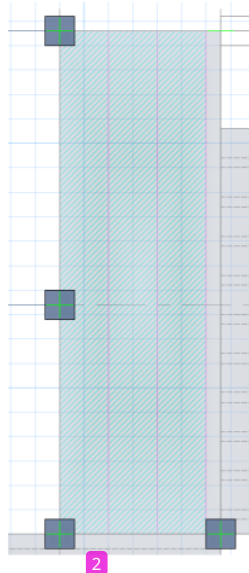


Figura 151

Franja dirección Y-Y



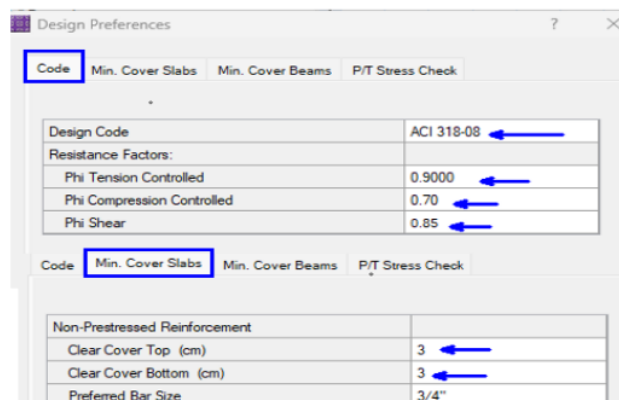
Ajuste del código de diseño en SAFE

El software SAFE utiliza el código de diseño ACI-318 para concreto armado. Aunque la norma E.060 es similar, es necesario realizar ciertos ajustes en los parámetros del código para su correcta aplicación.

Luego se edita el recubrimiento de la losa maciza que es de $r=3$.

Figura 152

Código de diseño modificado

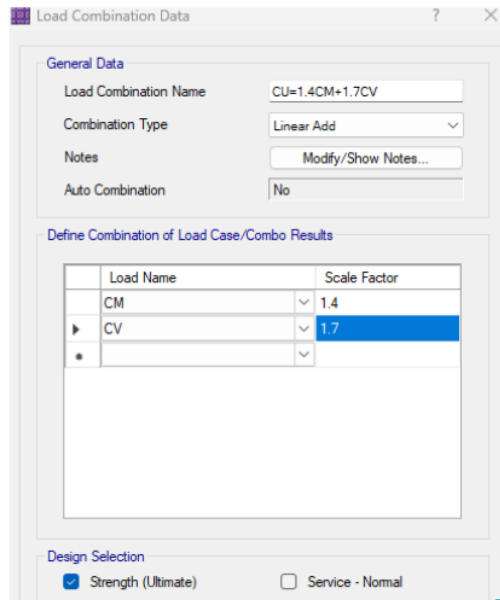


Definición de combinaciones de diseño

Se llevará a cabo la determinación de la combinación última para las cargas debidas a la gravedad, dado que las losas son elementos diseñados exclusivamente considerando dichas cargas.

Figura 153

Combinación ultima para cargas de gravedad

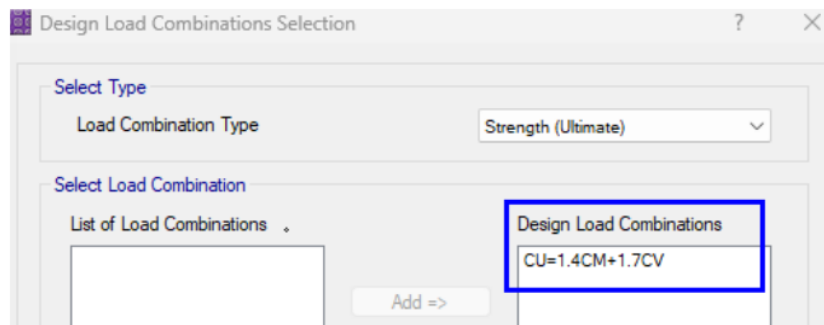


16

Asimismo, verificar que en los combos de diseño se encuentre la combinación ultima $CU=1.4CM+1.7CV$ definida anteriormente.

Figura 154

Combo de diseño



Resultado de las fuerzas internas en las franjas

Figura 159

Momentos flectores para la franja A dirección X

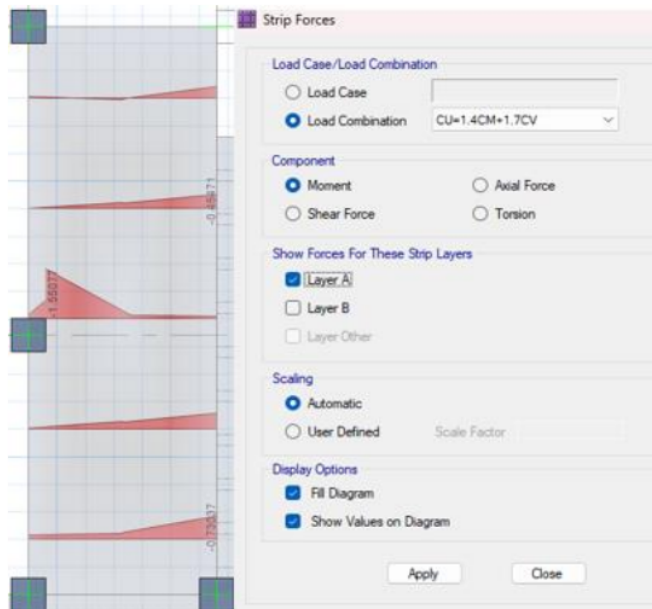
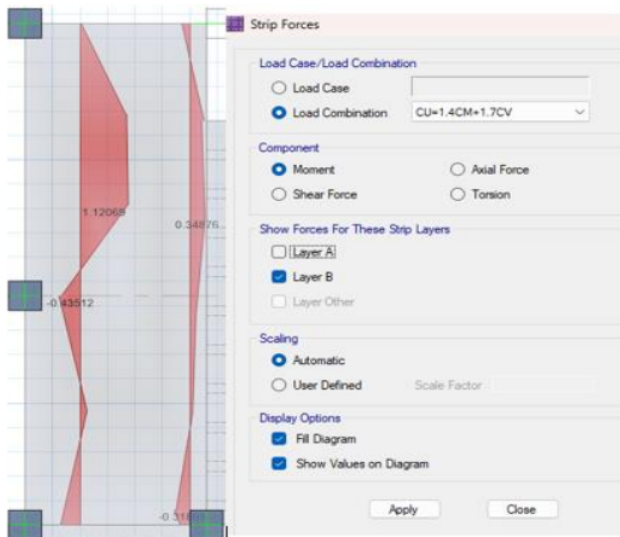


Figura 155

Momentos flectores para la franja B dirección Y

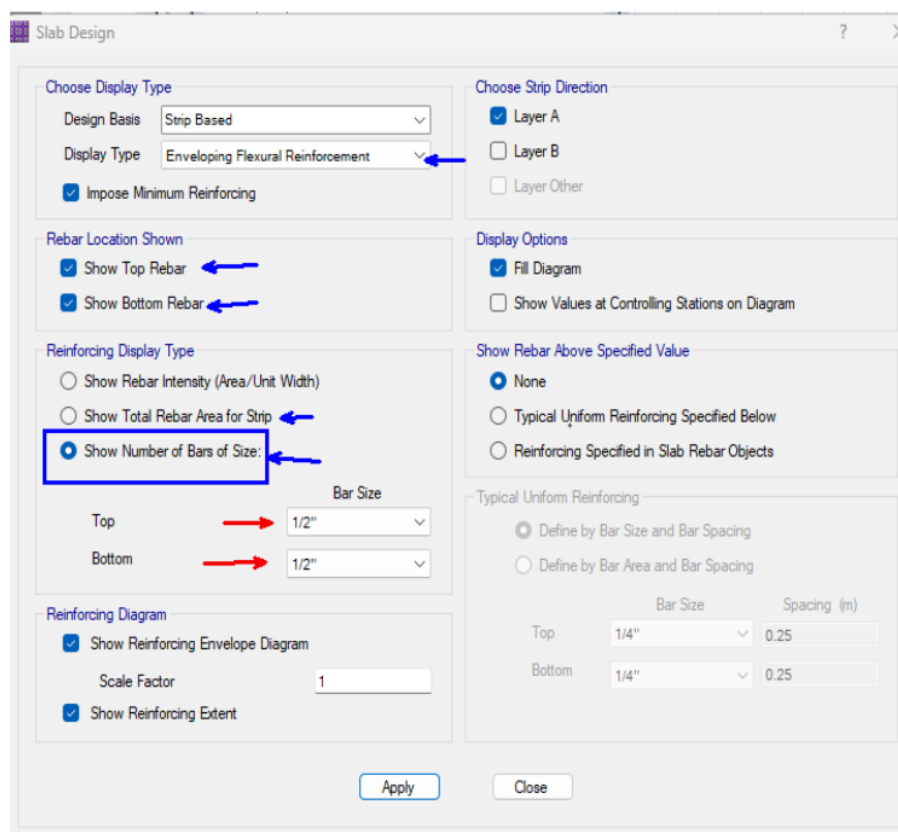


Para obtener el acero requerido de la losa por cada franja ir a Display>Show Slab Design. En la ventana que se muestra se puede configurar para obtener el área de refuerzo requerido por cada franja dibujada A o B.

Además, el software SAFE ofrece otra opción distinta a la que se ha visto en el ETABS. En esta opción, es posible obtener la cantidad de varillas de acero necesarias para la franja que se está diseñando. Para esto, se debe elegir el diámetro de las varillas de refuerzo que utilizará en la parte inferior y superior de la franja indicada.

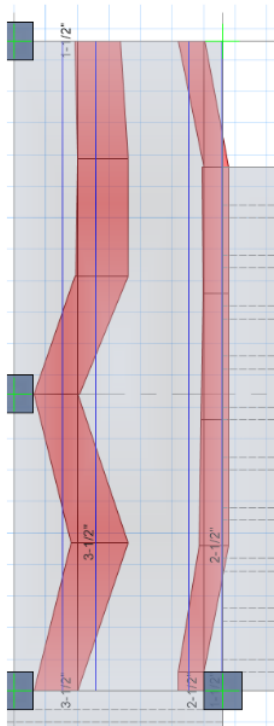
Figura 156

Ventana para obtener el acero requerido en cada franja



para la franja B, se selecciona varillas de $\phi 1/2''$ para el acero superior e inferior. Se debe seleccionar la franja más crítica o estimar un promedio de las varillas de refuerzo solicitadas.

Figura 157
Distribución del acero en la franja B dirección Y



Para el acero de refuerzo inferior (positivo) se usará 3 varillas de $\phi 1/2''$ por cada metro de ancho de losa. Asimismo, para el acero superior (negativo) se usará $3\phi 1/2''$.

Para la distribución del refuerzo inferior en 1 metro de ancho en la franja B, se tiene un recubrimiento $r=3\text{cm}$ y se usa $3\phi 1/2''$.

$$S = \frac{100 - (2 * 3 - 0.95)}{6 - 1} = 19.054 \text{ cm} = 20\text{cm}$$

Para el refuerzo superior:

$$S = \frac{100 - (2 * 3 - 0.95)}{5 - 1} = 23.81 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Finalmente, se obtiene la distribución para el refuerzo de la franja A en dirección

Y.

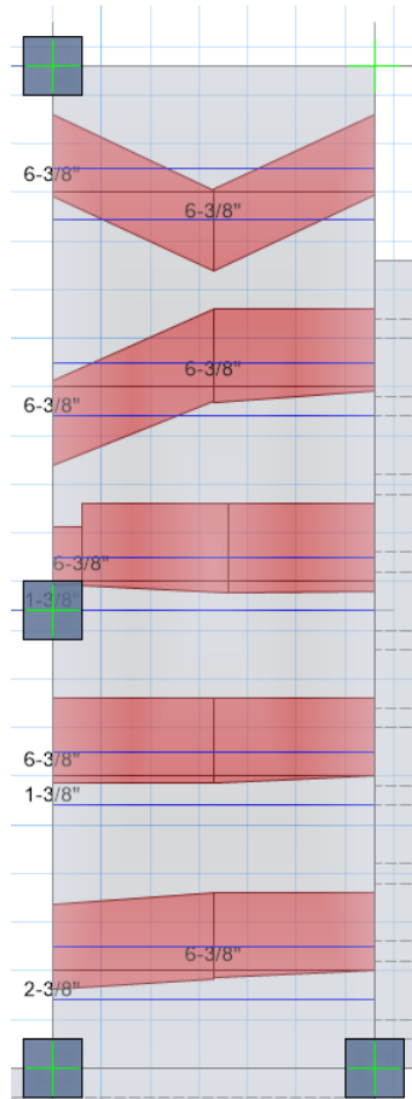
Acero inferior $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Acero superior $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Se realiza el mismo procedimiento para el refuerzo de la franja A (dirección X).

Figura 158

Distribución de acero franja A dirección X



Se obtiene la siguiente distribución de refuerzo para la franja B.

Acero inferior $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Acero superior $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

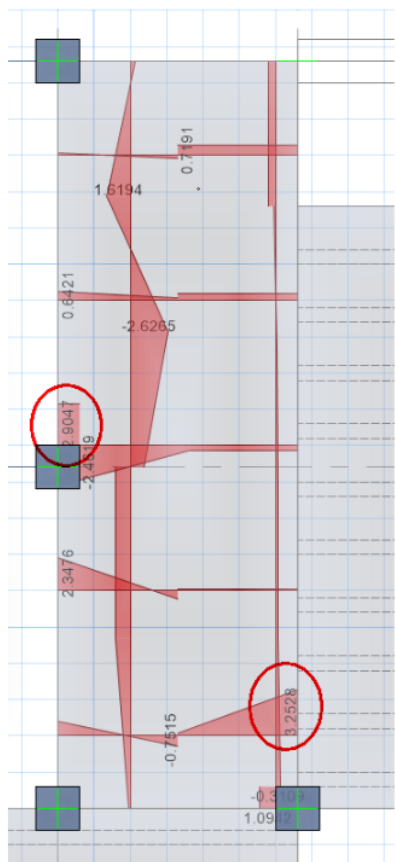
Diseño por corte

Se llevó a cabo la verificación de si la capacidad proporcionada por el dimensión vertical de la losa maciza es adecuada frente a los esfuerzos cortantes. En el evento de que no cumpla con esta condición, será necesario aumentar el espesor de la losa.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Figura 159

Obtención de la cortante bajo la combinacion de diseño



Se considera los valores más críticos de todas las franjas, en las cuales resulta un valor máximo en la franja A de $V_u=3.2528$ ton

19

La resistencia a corte del concreto de la losa maciza resulto $\phi V_c=11.10$ ton, por lo que no se requerirá aumentar el espesor de losa, ya que cumple con el diseño por cortante $\phi V_c \geq V_u$.

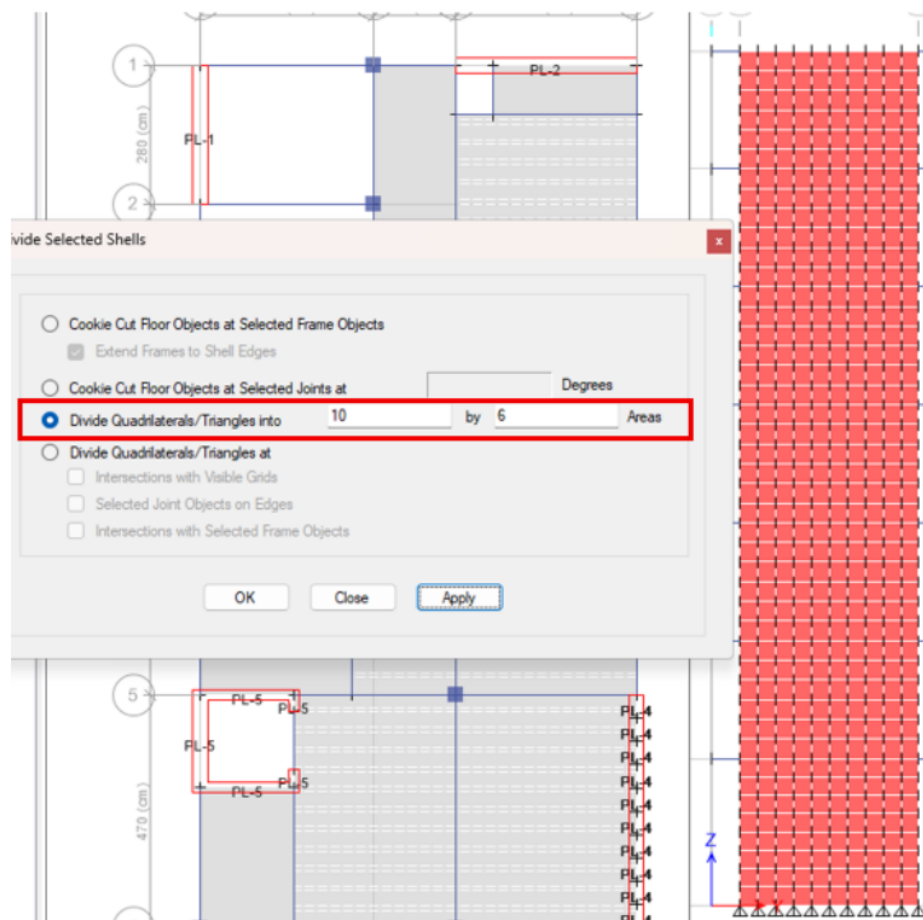
3.4.5.11. Análisis y diseño de la cimentación del edificio

Primero, es necesario discretizar los elementos de tipo placa en el modelo. Esto se hace para asegurarse de que las cargas que se transmiten a los cimientos se distribuyan en varios puntos a lo largo de cada elemento, en lugar de concentrarse en un solo punto.

La discretización del muro debe ser mayor que su espesor, y se recomienda un mínimo de 50 cm. Para llevar a cabo esto, se selecciona la placa y se comienza a discretizar de acuerdo con las dimensiones de la placa en su base y altura

Figura 160

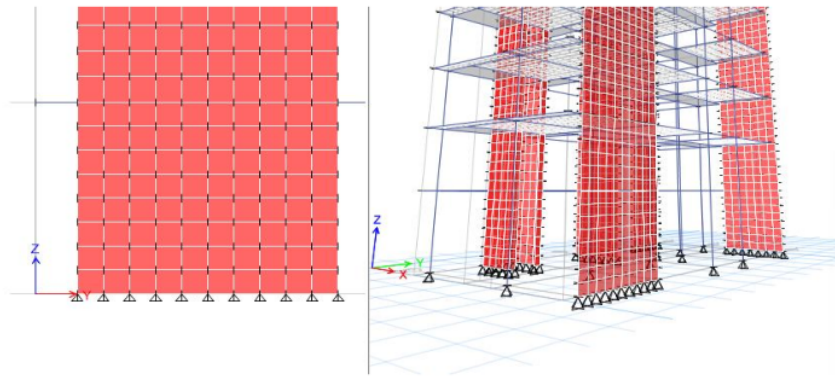
Discretización del muro



Se muestra todos los elementos placas de la edificación discretizados en cuadrantes de 50 cm.

Figura 161

Discretización de toda la edificación

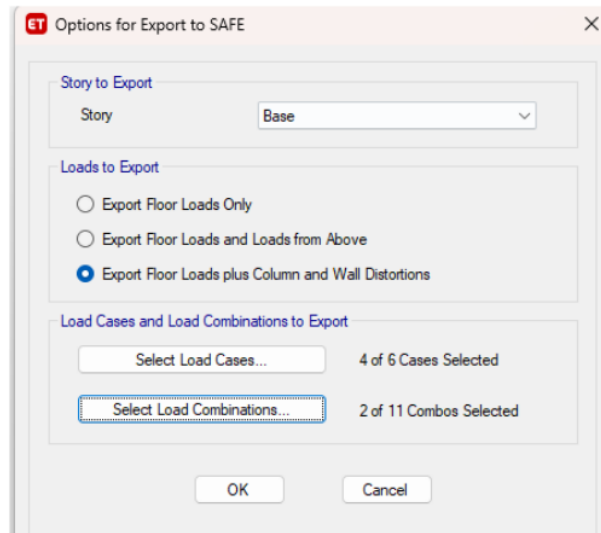


Exportar cimentación de Etabs a Safe

Se selecciona a exportar el nivel de la base con las cargas de losa, columnas y distorsiones de los muros, Se selecciona las cargas muertas, vivas y del sismo de diseño en X y Y. Las combinaciones se generarán en el programa SAFE.

Figura 162

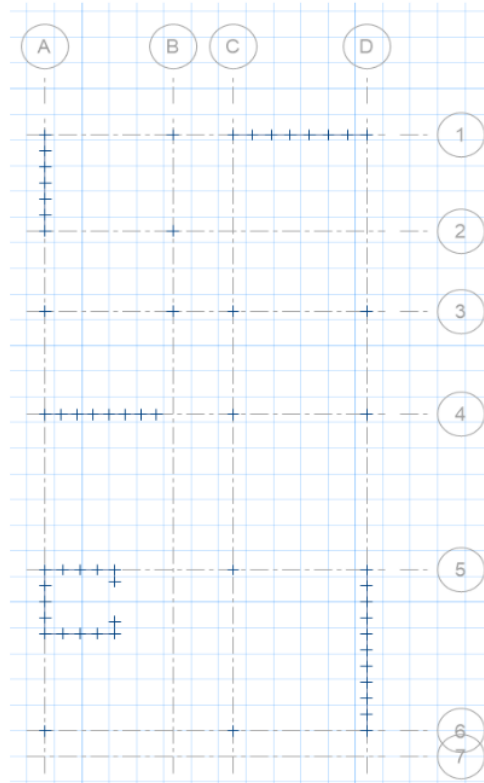
Exportar a Safe



Se abre el programa SAFE luego se importó el archivo de exportación de la cimentación del ETABS. Se muestra los puntos de cargas de la base de la edificación.

Figura 163

Cimentación de la edificación en Safe



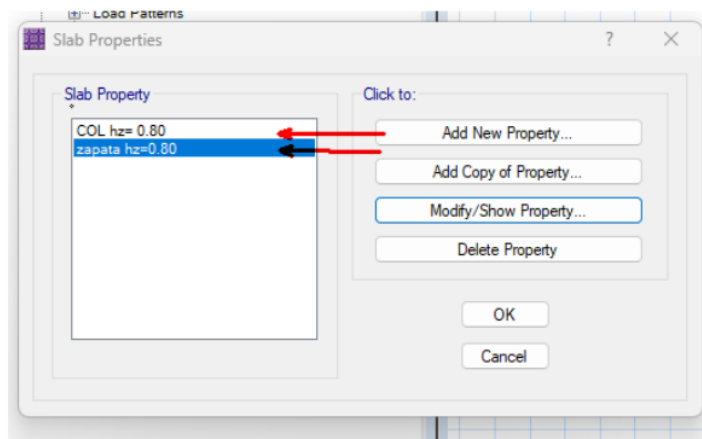
Definir materiales y elementos

Se procedió a definir los materiales de concreto y acero en el programa de SAFE, para poder introducir al modelado.

Además, al definir los elementos rígidos y las zapatas, se considerará un peralte hz de 80 cm. Esto se debe a que el edificio consta de 7 niveles y soporta cargas significativas en su base. Sin embargo, si en ciertas zapatas este espesor no cumple con los requisitos, se creará otro elemento con un espesor mayor para garantizar la adecuada distribución de las cargas

Figura 164

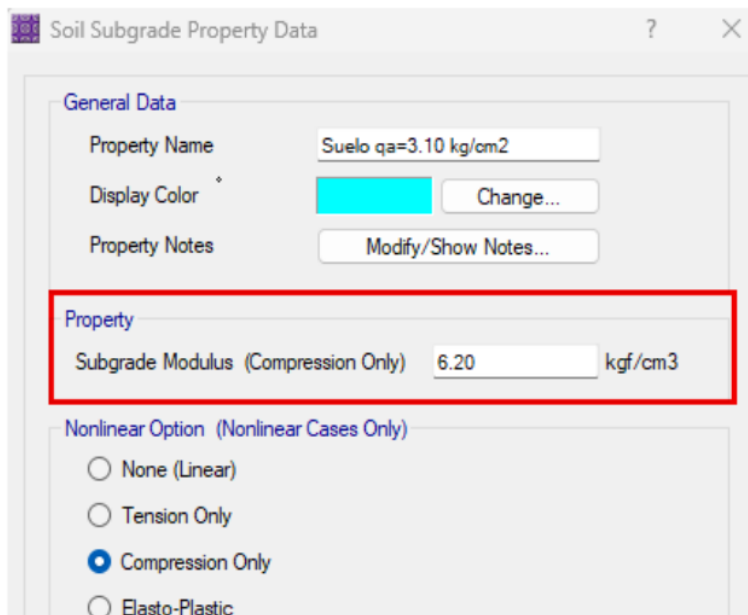
Definición de elementos rígidos y zapatas



Asimismo, se procedió a definir la capacidad admisible $q_a = 3.10 \text{ kg/cm}^2$ que tendrá el suelo a las cargas de las zapatas. En las propiedades del suelo debe estar definido el coeficiente de balasto para esta capacidad portante $c_b = 6.20 \text{ kg/cm}^3$.

Figura 165

Definición de la capacidad admisible del suelo



Definir las combinaciones de diseño

A continuación, se realizará la definición de las combinaciones de servicio (CS = CM + CV) con el objetivo de verificar que el esfuerzo aplicado sea igual o menor al esfuerzo permisible (capacidad de carga). En caso de no cumplirse esta condición, será imperativo aumentar la sección de la zapata para asegurar la seguridad y la capacidad de carga adecuada.

Figura 166

Combinaciones de diseño

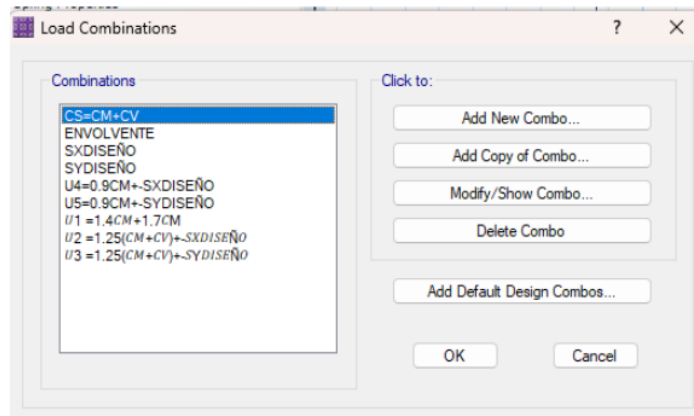
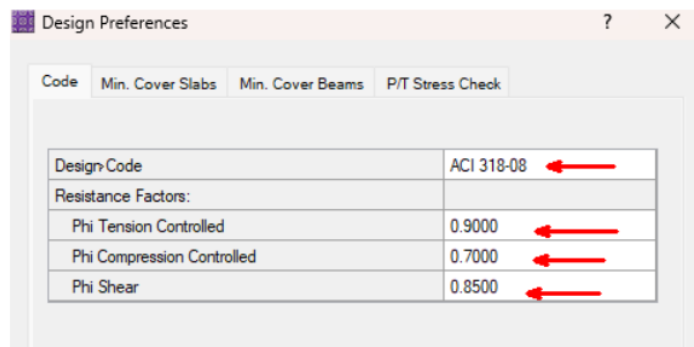


Figura 167

Modificación del código de diseño en Safe



En la pestaña siguiente, se realiza la modificación del recubrimiento de las zapatas, modelándolas como losas (Slabs) con un recubrimiento al eje del acero de $r=10$ cm.

Figura 168

Recubrimiento de zapatas

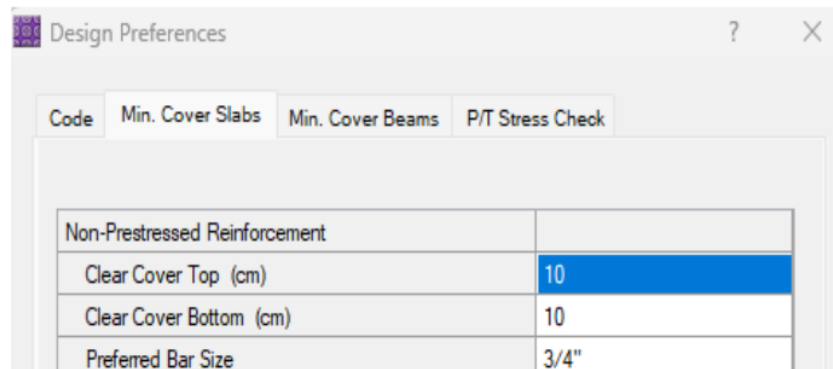
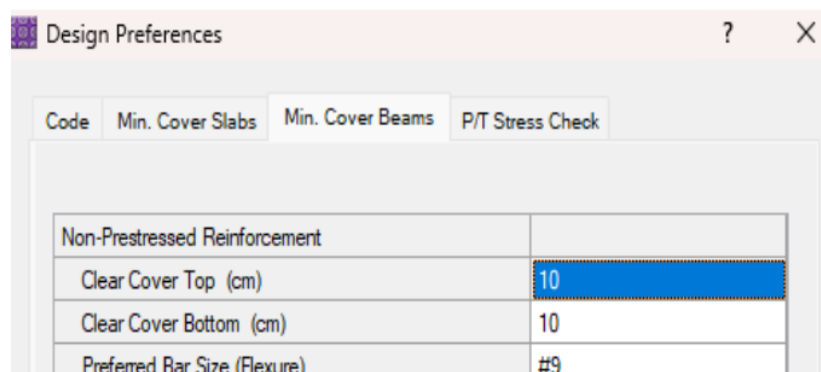


Figura 169

Recubrimiento de las vigas de cimentación



Modelado de la cimentación en Safe

Se procedió a asignar el suelo definido anteriormente como apoyo de las zapatas modelas

De igual manera, se asignaron las cargas promedio del relleno del suelo y del concreto para toda la extensión del modelo, siendo $Y_{prom}=2.1 \text{ ton/m}^3$.

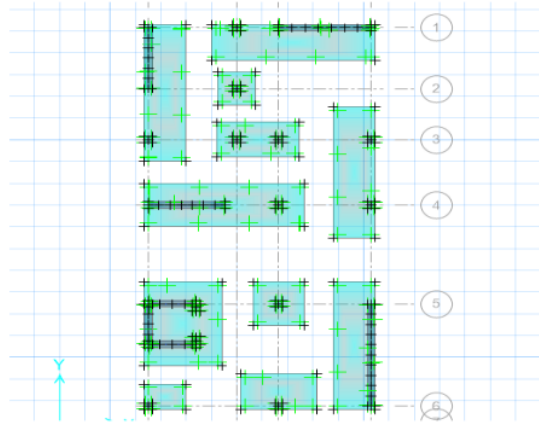
$$Y_{prom} = 2.1 * 0.70 = 1.47 \text{ ton/m}^2$$

Se considera la carga viva del primer piso del edificio destinado a hotel.

$$\frac{S}{C} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Figura 170

Modelado final y asignación de cargas



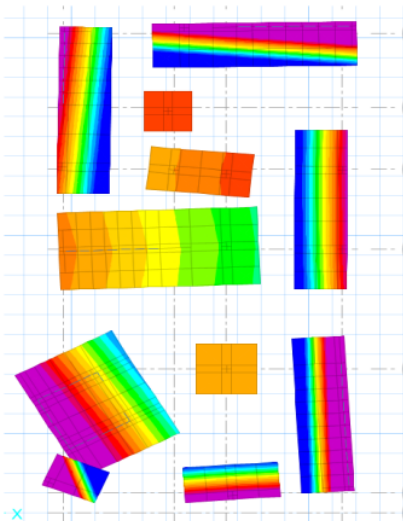
Comprobación del predimensionamiento

Iniciaremos ² el análisis para identificar las cargas presentes en la zapata y confirmar si la sección satisface la condición esencial $\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$. Seleccionaremos la combinación de servicio y realizaremos el cálculo de las reacciones en el suelo.

Además, se llevó a cabo la verificación de ² que los esfuerzos actuantes no excedan la capacidad portante.

Figura 171

Cargas actuantes en el suelo



Los datos necesitan ser adquiridos fuera del área del componente rígido, dado que se detectan tensiones que superan el umbral de $q_a=3.10 \text{ kg/cm}^2$.

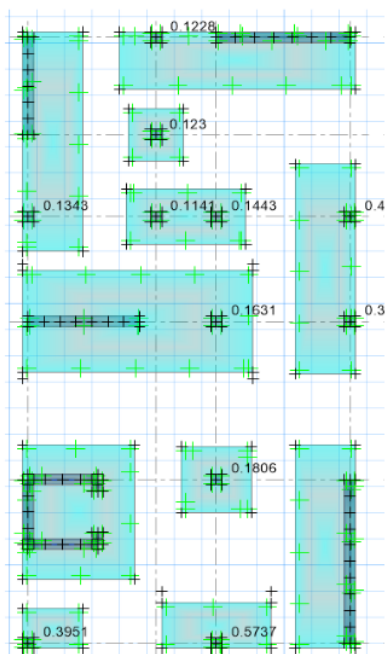
Se evidencia que las tensiones rebasan los límites permisibles y que se manifiestan desplazamientos en ambas orientaciones. Estos inconvenientes derivan de las cargas sísmicas y las excentricidades, generando momentos de magnitud considerable. Por ende, se recomienda interconectar las zapatas para contrarrestar las tensiones originadas por las excentricidades en dichas estructuras, contribuyendo así a potenciar la estabilidad del sistema.

Verificación por corte y punzonamiento

Los valores del factor obtenido deben ser iguales o inferiores a 1 para garantizar el cumplimiento en términos de corte y punzonamiento.

Figura 172

Verificación por corte y punzonamiento



Se observó que todas las zapatas cumplen con lo requerido.

En las cimentaciones de las placas, el factor para la verificación por corte y punzonamiento no se muestra porque involucra varios puntos de carga distribuidos a lo largo de la zapata.

Modelado de viga de cimentación

Por lo general, es recomendable que las vigas de cimentación tengan un peralte mayor que las vigas principales de la edificación. Además, se sugiere que el ancho de las vigas de cimentación sea igual o menor que el ancho de la columna a la que están conectadas en la zapata.

Se modeló una viga de cimentación, de VC-(30x50) m.

Figura 173

Viga de cimentación 30x50

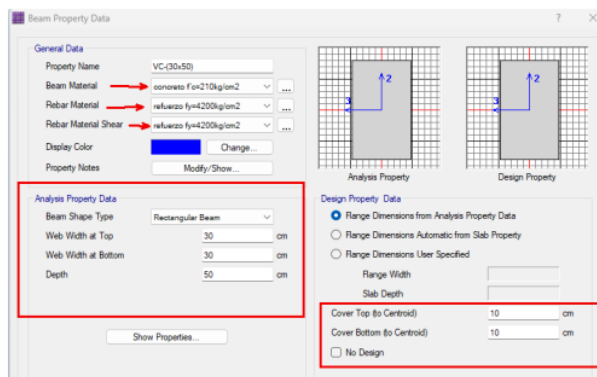
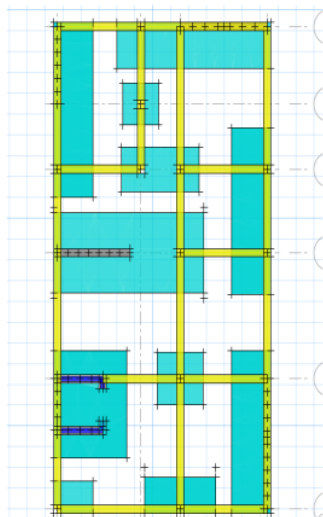


Figura 174

modelado de las vigas de cimentación

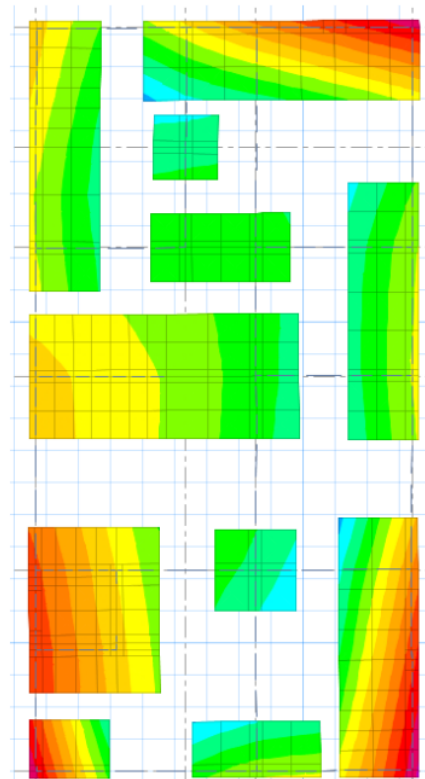


Estas vigas de cimentación esta apoyados en el suelo de una capacidad portante de 3.10 kg/cm², dicho valor se definió en el Etabs.

Luego de realizar el análisis nuevamente, se observa una disminución en los esfuerzos, cumpliendo así con la condición requerida de $\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$.

Figura 175

Nuevo análisis de las cargas actuantes



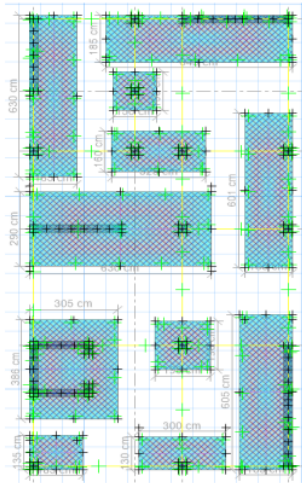
Graficar las cargas de diseño

Una vez que las dimensiones de las zapatas se modifiquen para satisfacer los esfuerzos actuantes, tanto en términos de cortante como de punzonamiento, se procede a llevar a cabo el diseño. En este proceso, es necesario trazar las franjas de diseño en ambas direcciones, tanto en X como en Y.

Por lo general, en caso de zapatas aisladas las franjas se analizan como franjas de columna, pues siempre habrá al menos un elemento rígido (columna o placa) empotrando en la zapata

Figura 176

Grafica de las franjas de diseño A y B en las zapatas



Diseño de zapata por el método de franja

La cantidad de acero necesaria, derivada del momento obtenido en la franja, será distribuida a lo largo de toda la dimensión de la zapata en la dirección de análisis. Es importante señalar que el programa SAFE facilita la obtención de la cantidad de barras de refuerzo según el diámetro seleccionado.

Figura 177

varilla de refuerzo requerido para la franja A

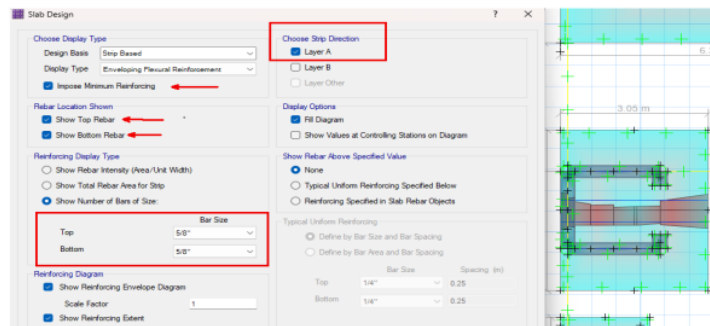
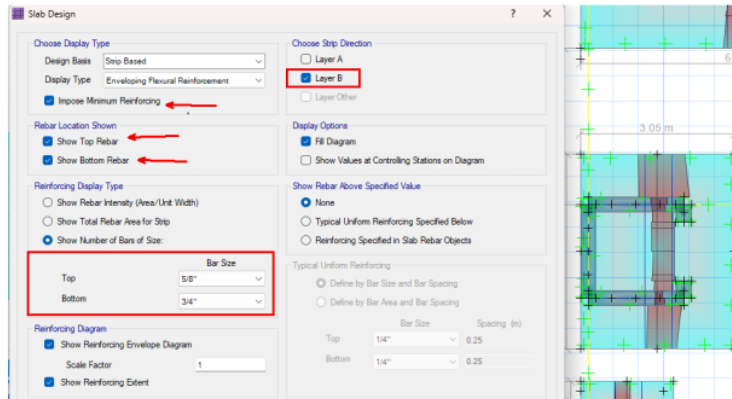


Figura 178

Varilla de refuerzo requerido para la franja B

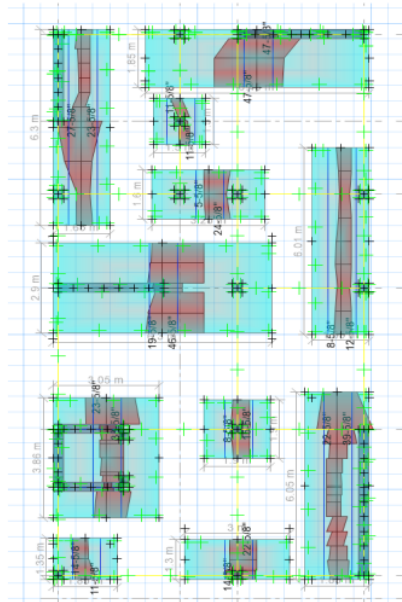


Se observa que en la mayoría de zapatas requiere acero superior, esto debido a los grandes esfuerzos de las **cargas de gravedad y sísmicas** de la edificación de 7 niveles.

Asimismo, **se** determinó la cantidad de varilla de refuerzo en todas las zapatas.

Figura 179

cantidad de Varilla de refuerzo en cada zapata



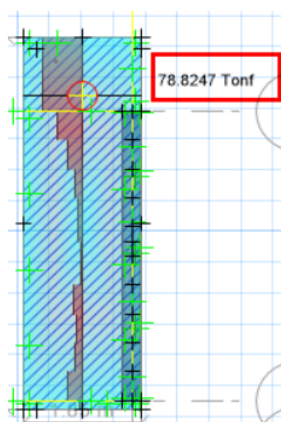
Determinado la cantidad de varillas de refuerzo en cada zapata se determinó su espaciamiento.

Verificación del espesor de zapatas en placas

Obtenido las franjas de diseño se procede a obtener las cortantes últimas mediante la combinación de la envolvente. Por ejemplo, para la placa en el eje 5-6 se obtiene su fuerza cortante última en la dirección Y.

Figura 180

cortante ultima de la franja B(dirección Y) $V_u=78.82$



Se obtiene el aporte de concreto a corte de la sección de la zapata, el cual presenta un ancho de $B=1.85$ m en la dirección de análisis Y y un peralte de $d=0.70$ m.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.85 * 70 = 845.42 \text{ tn}$$

Se observa que el espesor de la zapata de la placa $h_z=0.80$ m cumple por el diseño por cortante, $\phi V_c \geq V_u$. De la misma manera, se verificó para las otras zapatas de placas.

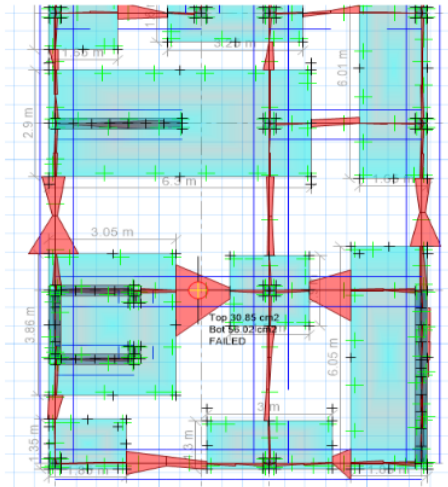
4 Diseño de vigas de cimentación

Las vigas de cimentación se diseñarán a flexión y cortante con los mismos conceptos y fórmulas que una viga típica.

Además, el programa SAFE también ofrece la opción de calcular ¹ el área de acero de refuerzo necesario a lo largo de la viga de cimentación. Se sugiere utilizar esta función, ya que proporciona una visualización más clara de los resultados obtenidos.

Figura 181

Acero requerido de las vigas de cimentación



Diseño por cortante

La zona de confinamiento de la viga de cimentación sería:

$$L = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

Las distancias entre los elementos de confinamiento no deben superar los siguientes límites:

- $42/4 = 10.5$
- 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal (el menor) = $10 \times 2 = 20$
- 24 veces el diámetro del estribo = $24 \times 0.95 = 22.86$
- 30

Se elige el valor más bajo entre todos los criterios, y por lo tanto, el espaciamiento en la región de confinamiento de los estribos se fija en 10 cm. A continuación, se lleva a cabo el cálculo de la cantidad de estribos en la zona de confinamiento.

$$\#estribos = \frac{100 - 5}{10} = 9.5 = 10 \text{ estribos}$$

Así mismo en la zona central se debe considerar un valor no mayor a:

$$S = 0.5 \times 42 = 21 = 20 \text{ cm}$$

IV. DISCUSIÓN

- Los resultados del primer objetivo que se planteó. Se obtuvo que la estructura no presenta problemas de torsión, la estructura es lo más simple posible, los elementos estructurales están bien distribuidos. Se realizó en conforme al libro del ingeniero **Antonio Blanco Blasto**. La validez de estos resultados encuentra respaldo en la investigación de Salazar & Guillen, plasmada en su tesis de grado titulada, quienes refieren que para que una estructura trabaje adecuadamente ante eventos sísmicos, los elementos estructurales lo distribuyeron de manera correcta al igual que en esta investigación. También nos dice que se debe realizar un correcto ubicado de las placas en ambas direcciones para que no ocurra problemas de torsión. Afirman que el edificio multifamiliar se estructuró lo más simple posible. De igual afirma que para comenzar con el diseño sismorresistente de la estructura primero predimensionó los elementos estructurales. Utilizó el mismo procedimiento que se llevó a cabo en esta investigación. Tuvo como resultado una viga peraltada de 0.25x0.60 m. Una altura de losa aligerada de 0.25 m. una columna de 0.30x 0.70 m. utilizó un espesor de muro estructural de 0.20 m. al igual que en esta investigación utilizó como guía el libro de Antonio Blanco Blasto.
- Conforme a las disposiciones del RNE E.030, específicamente en el artículo 37 Tabla 11, se establece un límite de distorsión de 0.007 para un edificio de concreto. El análisis estático y dinámico llevado a cabo mediante el programa ETABS para el edificio de siete niveles concluye que los elementos estructurales cumplen con la rigidez lateral requerida. Además, se registraron deformaciones máximas de entrepiso en las direcciones X e Y, siendo de 0.00499 y 0.00311 respectivamente. Estos hallazgos sugieren que las deformaciones máximas del edificio están por debajo del límite de distorsión establecido por la norma, lo que indica que la estructura tiene una capacidad adecuada para resistir cargas sísmicas y que su comportamiento bajo un sismo es aceptable desde el punto de vista de la normativa de diseño sismorresistente. Los resultados obtenidos en esta investigación se asemejan a lo que menciona Rivera en su tesis de grado titulada en sus resultados obtenidos muestra los límites de la deriva máxima de entre piso de acuerdo a la norma técnica E.030-2018. Obtuvo una deriva máxima en el piso 4 de 0.0031% en la dirección X-X y 0.0043% para la dirección Y-Y del piso 4.

- Mi investigación está relacionada con la tesis de Pérez, que abordó el análisis y diseño sísmico estructural de la Subgerencia Regional de Churcampá utilizando la nueva norma E.030-2018-Huancavelica. De acuerdo con los resultados obtenidos por Pérez, se concluyó que las placas absorben más del 80% de la cortante basal en ambas direcciones de análisis. Esto respalda la idoneidad del sistema adoptado de muros estructurales, junto con su coeficiente básico de reducción ($R_o=6$). En nuestra investigación, los resultados obtenidos son consistentes con la conclusión de Pérez. En la dirección X-X, la placa absorbe un 99.504% de la cortante basal del edificio, mientras que en la dirección Y-Y, la placa toma un 99.392% de la cortante basal, como se detalla en la tabla 26. Esto refuerza la predominancia de un $R_o=6$ de muros estructurales como sistema estructural en el proyecto.
- En relación con la tesis de Muños de grado titulada, nuestro estudio se alinea con sus resultados. Según Muños, se concluye que la intensidad de los momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales disminuye con la altura. Compartimos esta conclusión, ya que observamos que esta tendencia se manifiesta de manera notable en los elementos verticales, como columnas y muros de corte (placas). Esto se debe a que la carga aplicada tiende a disminuir a medida que ascendemos en los niveles del edificio, carga axial en la C-10 piso 01(53.8338 tonf-m), piso 02(44.4243 tonf-m), piso 03(35.9696 tonf-m), piso 04(28.1278 tonf-m), piso 05(20.7912 tonf-m), piso 06(13.7827 tonf-m), piso 07(7.0829 tonf-m), momentos flectores PL-4, piso 01(702.9435 tonf), piso 02(470.0113 tonf), piso 03(310.5078 tonf), piso 04(186.8008 tonf), piso 05(90.9968 tonf), piso 06(38.247 tonf), piso 07(32.52 tonf), las fuerzas cortantes en placas PL-4, piso 01 (64.0865 tonf), piso 02(58.1401), piso 03(47.8547 tonf), piso 04(40.209 tonf), piso 05(29.9437 tonf), piso 06(17.589 tonf), piso 07(6.9362 tonf). A raíz al comportamiento identificado, se ha implementado la creación de bloques de diseño cada 3 niveles, con el propósito de calcular la cuantía de acero en columnas y muros de corte. Esta estrategia de diseño por bloques se revela como un enfoque eficaz para ajustarse a las fluctuaciones en la carga, disminuyendo la cantidad de acero necesaria en niveles superiores, donde la demanda de carga es menor.

V. CONCLUSIONES

Se llegó a la conclusión que al usar el programa Etabs en el diseño estructural en concreto armado, se tiene más eficiencia y velocidad, Dado que Etabs constituye un programa de diseño estructural que automatiza numerosos cálculos complejos, su implementación conlleva una considerable disminución en el tiempo requerido para llevar a cabo análisis y diseño estructural en comparación con los métodos convencionales. ETABS utiliza algoritmos avanzados para llevar a cabo análisis sísmicos, análisis de estabilidad y otros cálculos críticos que pueden ser difíciles de realizar de manera precisa con métodos manuales. ETABS utiliza algoritmos avanzados para llevar a cabo análisis sísmicos, análisis de estabilidad y otros cálculos críticos que pueden ser difíciles de realizar de manera precisa con métodos manuales.

A través de la evaluación y diseño estructural de la estructura de siete pisos construido en concreto armado, situado en el distrito de Satipo, se llega a la conclusión de que el sistema estructural propuesto exhibe un rendimiento adecuado frente a las amenazas sísmicas. Los resultados obtenidos cumplen con los requisitos establecidos por el RNE del Perú en términos estructurales y de diseño sismorresistente. Este estudio ha provisto todos los procedimientos necesarios para llevar a cabo un análisis y diseño sismorresistente apropiado, asegurando la seguridad y estabilidad de la estructura ante eventos sísmicos.

Tras realizar un análisis estático y dinámico en el diseño estructural de un edificio de 7 niveles en el distrito de Satipo mediante Etabs, se concluye que los elementos estructurales exhiben una adecuada rigidez lateral. La deformación máxima registrada en la dirección X es de 0.00499, mientras que en la dirección Y es de 0.00311. Estos valores se sitúan dentro de los límites permitidos según el RNE E.030. Esto indica que la estructura cuenta con la capacidad necesaria para resistir cargas sísmicas y cumple con los requisitos de diseño sismorresistente.

A través del proceso del diseño con Etabs para un edificio de 7 niveles, ubicado en el distrito de Satipo, se han determinado los elementos estructurales adecuados para la edificación. Se han establecido las diversas secciones y cantidades de acero de refuerzo apropiadas en estos elementos, asegurando que cumplan con las normativas

establecidas en el R.N.E. Norma E.060. Además, todos los procedimientos necesarios para llevar a cabo un diseño estructural correcto se encuentran detallados en el informe de esta tesis. Esto garantiza la seguridad y estabilidad ¹ de la estructura de acuerdo con los estándares de diseño sismorresistente.

Luego de un predimensionamiento inicial, se determinó ⁴ que las zapatas tienen un peralte mínimo de 80 cm, ya que el edificio es de siete niveles y soporta cargas significativas en su base. Utilizando el software SAFE, se llevo a cabo una simulación de las zapatas y zapatas combinadas, y los resultados mostraron que los esfuerzos excedieron los límites admisibles y se presentó desplazamiento en ambas direcciones. A partir de esta observación se decide conectar las zapatas con vigas de cimentación de (30x50) cm para mitigar los esfuerzos originados por las excentricidades en las zapatas. Luego de realizar una revisión exhaustiva, se ha notado una disminución en los esfuerzos, se implementaron barras de acero de 3/4 y 5/8 como parte de las medidas de mejora. Es importante destacar que el espaciamiento entre las varillas de refuerzo se mantiene en un rango de 10 a 30 centímetros. Estas acciones combinadas fortalecen la resistencia en la estructura con capacidad de resistir cargas y aseguran que se cumplan los requisitos de diseño y seguridad.

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda a los futuros profesionales, como primera instancia realizar una adecuada estructuración y predimensionamiento. Al examinar el desempeño de los componentes de la estructura con el uso de programas Etabs y Safe, se aprecia la utilidad significativa de estas herramientas en la optimización de la eficiencia en el proceso de diseñar estructuralmente.

Es fundamental conocer, analizar y comprender los parámetros y disposiciones del R.N.E. E.030 referente al diseño sísmico, esta normativa, su objetivo es salvaguardar la integridad humana y minimizar los daños materiales en las estructuras ante eventos sísmicos.

Para la gestión de desplazamientos laterales en una estructura, resulta imperativo la utilización de placas de concreto armado. Estas placas, al ser incorporadas estratégicamente, conferirán la rigidez esencial para contrarrestar las fuerzas sísmicas, asegurando, de este modo, la estabilidad estructural. No obstante, es de suma importancia llevar a cabo una disposición adecuada de estas placas con el fin de prevenir posibles inconvenientes, tales como la torsión ocasionada por una excesiva rigidez, y garantizar que la integridad funcional y estética de la estructura arquitectónica se mantenga inalterada.

En el proceso de desarrollo, se procederá a la confección integral de cada uno de los componentes estructurales, aplicando meticulosamente los procedimientos específicos característicos del concreto armado. Este despliegue operativo se llevará a cabo de manera rigurosa, acatando de manera escrupulosa las directrices prescritas en la NTP E.060.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute. (2019). *Reglamento para Concreto Estructural*. Indiana: Comité ACI 318.
- Antioquia. (2000). CONSTRUCCIÓN DE CASAS SISMORRESISTENTES DE UNO Y DOS PISOS. *UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA*, 12-13.
- Arancibia, F. (2012). Daño Sísmico Estructural. *Ingeniería Sísmica y la Construcción Civil*, 1-2.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2016). *Manual de construcción sismorresistente de viviendas*. Bogotá.
- Ávila Gordillo, A. P. (2019). *Estudio y diseño de un edificio de concreto armado de 4 plantas para un hotel ubicado en Gral. Villamil, Playas*. Guayaquil.
- Blanco Blasto, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: PRINCELINNESS.
- Blanco, M. (2012). CRITERIOS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE. *Ingeniería U.C.V.*, 71-84.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona: Reverté.
- CAMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCION. (2018). Construyendo formalidad. *CAPECO*, 2-6.
- Chia, J. Y., & Ramirez, H. (2011). Secuencia de Construcción usando ETABS. *Vol. 2*(nº 1).
- CSi. (2018). *CSiespaña*. Obtenido de <https://www.csiespana.com/software-versions/5/etabs#>
- CSi. (2018). *ETABS*. Recuperado el 18 de Julio de 2022, de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#submenu-top>
- EISMOUS. (3 de Marzo de 2021). Desempeño Estructural. *Eismous Endineering y research*, 1-2. Obtenido de seismous: <https://seismous.com/desempeno-estructural-un-activo-para-invertir/>
- Espino Márquez, L. I., & Gallo Ortíz, G. O. (2018). DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO. *academia*, 1.
- González Cuevas, Ó. M. (2013). *Análisis estructural*. Mexico: Limusa México.
- Guevara Pérez, T. (1 de Agosto de 2012). *Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela, Caracas*. Obtenido de 15wceesslatin.blogspot.: <http://15wceesslatin.blogspot.com/2012/08/la-planta-libre-en-los-edificios.html>
- Guleria, Abhay. (2014). Structural Analysis of a MultiStoreyed Building using ETABS for different Plan Configurations. *academia.edu*, Vol. 3(nº 5), 1481.

- Hernández Santana, J. J., & Sotolongo Pérez, C. (2018). Columnas a flexo compresión biaxial. Métodos simplificados y ayudas de cálculo. *Revista digital del Cedex*, 3.
- Hernández, A. (16 de Julio de 2021). *AGA Construction*. Obtenido de agaconstruction web site: <https://agaconstruction.com.mx/disenio-estructural-de-elementos-de-concreto/>
- Hurtado Hurtado, J. A. (2020). *Análisis no lineal estático, edificio Turin Club House*. Bofotá.
- INSTITUTE, A. C. (2019). *CONCRETTO ESTRUCTURAL*. Farmington Hills: ACI.
- López, M. (2016). Obtenido de Anadisec web site: <http://www.anadisec.com/disenio.html>
- Martínez Lendech, J. F. (2005). Sistemas de Coordenadas. *Licenciatura en Ingeniería en Computación*, 2.
- Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (Perú). (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño sismorresistente*. Lima: EDITORA PERU.
- Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (Perú). (2018). *Norma Técnica E.060 Diseño sismorresistente*. Lima: EDITORA PERÚ.
- Muñoz Uribe, J. (2021). *Diseño de una vivienda unifamiliar con sótano utilizando el sistema aporticado en el distrito del Tambo, provincia de Huancayo*. Huancayo.
- Orozco, J. (2019). ¿Qué es la Sismorresistencia? *Laminas y Aceros*, 1.
- Pérez Mallma, J. R. (2021). *Análisis y diseño sísmico estructural, de la gerencia sub regional de Churcampa empleando la nueva norma E.030-2018-Huancavelica*. Huancayo.
- Quiroz Torres, L. (2016). *Análisis y diseño de edificaciones con Etabs*. Lima: MACRO.
- Reboredo, a. C. (2016). *EL DISEÑO ESTRUCTURAL*. Buenos Aires.
- Rivea Mamani, M. R. (2022). *Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de ciudad Nueva, Tacna, 2022*. Tacna.
- Roberto, M. M. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: ICG.
- Romero Martínez, A. (2005). Evolución de los métodos de cálculo en las estructuras diseñadas con pórticos de concreto armado para edificios en el área norte de Latinoamérica. *Ecielo*, 1.
- Salazar Crispín, J. G., & Guillen Bernuy, G. E. (2020). *Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado*. Lima.
- Vasco López, P. M. (2003). Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado. *Centro de Investigaciones Científicas*, 8-10.
- Zárate, G. (2003). MÉTODO SÍSMICO PARA EDIFICIOS ASIMÉTRICOS. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 25-26.

ANEXOS

Anexo 1: Instrumento de recolección de la información



Modelo de Instrumento


FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS		
TITULO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN-2022.		
FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS		
AUTOR: Bach. Barrón Sulca Niells Martin	ASESOR: Ing. Quispe Rodriguez Javier	
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
LOSA ALIGERADA (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060)		
PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA		RESULTADOS
Ln: Longitud del lado menor	Ln =	OBSERVACIONES
Espesor de losa aligerada	H =	
Espesor de losa aligerada definitivo	H def. =	
VIGAS PRINCIPALES (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 21.5.1.3)		
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES		RESULTADOS
L: Luz libre de la viga (mayor luz)	b1 =	OBSERVACIONES
h1: Peralte de viga	b2 =	
b: ancho definitivo	b def. =	
COLUMNAS ESTRUCTURALES (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco)		
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA CENTRADA		RESULTADOS
Resistencia del concreto (F'c)	f'c =	OBSERVACIONES
P: Carga en kg/m2	P =	
Área tributaria	At =	
Numero de pisos	N =	
P(servicio): Carga servicio	P(serv) =	
Área de columna requerido	Ac =	
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA ESQUINAS Y EXCÉNTRICAS		RESULTADOS
Área de columna requerido	Ac =	OBSERVACIONES
PLACAS O MUROS DE CORTE (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 21.9.3.2)		
PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS		RESULTADOS
Vbasal: Cortante Basal en (x,y)	V(x,y) =	OBSERVACIONES
F'c: Resistencia del concreto	f'c =	
L: Longitud mínima de las placas	L(x,y) =	
b: espesor de la placa	e =	

Alvinos Roberto Fero Gamba
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 190567

Salvador Emiliano Oscco Rojas
 INGENIERO CIVIL
 CIP 60577

Juan G. Domingo Inca
 INGENIERO CIVIL
 CIP 130103

Anexo 2: Ficha técnica

FICHA TECNICA			
TITULO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN, 2022.			
FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS			
AUTOR:	Bach. Barrón Sulca Niels Martin	ASESOR:	Ing. Fernando Santos Cubas
ANÁLISIS SISMORRESISTENTE			
ESTRUCTURACION (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060)			
ESTRUCTURACION	Resultados	OBSERVACIONES	
Criterios de estructuración			
Simplificación y simetría			
Uniformidad y continuidad de la estruc.			
Rigidez lateral			
Diagrama rígido			
Resistencia y ductilidad			
PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (Según el Libro del Ing. Antonio Blanco)			
PREDIMENSIONAMIENTO	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Columna	cm		
Viga	cm		
Losa Aligerada	cm		
Losa Maciza	cm		
PLACAS	cm		
METRADO DE CARGAS RNE. (E.020)			
METRADO DE CARGAS	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Metrado de cargas muertas			
Metrado de cargas vivas			
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA ESQUINAS Y EXCÉNTRICAS			
Área de columna requerido	Ac =	OBSERVACIONES	
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO (RNE. E.030)			
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Zonificación			
Condiciones geotécnicas			
Factor de amplificación sísmica			
Categoría de la edificación			
Sistema estructural			
Regularidad Estructural			
ANÁLISIS SISMICO DINÁMICO (RNE. E.030)			
ANÁLISIS SISMICO DINÁMICO	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Espectro de aceleraciones			
Definición del espectro			
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (RNE. E.060)			
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Columna	m		
Viga	m		
Losa Aligerada	m		
Losa Maciza	m		
PLACAS	m		
DISEÑO DE CIMENTACIONES (RNE. E.060)			
DISEÑO DE CIMENTACIONES	RESULTADOS	OBSERVACIONES	
Presimensionamiento	m		
capacidad portante del suelo	kg/cm ²		
Diseño de zapatas	m ²		
Diseño de Zapatas aisladas	m ²		

Anexo 3: Operacionalización de variables

CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	INSTRUMENTO	ESCALA
Variable Independiente ETABS	Chia; Ramirez (2011) menciona que Etabs es un software que te permite hallar modelos analíticos lineal y no lineal. Es muy usado por bastantes ingenieros estructurales.	² El programa Etabs permitirá realizar el diseño estructural de la edificación de 7 niveles, Satipo Junín.	Diseño y modelado de la estructura	Metros.	1	Manual de software de Etabs.	De Razón
			Metrado y asignación de cargas	Ton.	2	Manual de software de Etabs.	De Razón
			Análisis estático y análisis dinámico.	Ton.	3	Manual de software de Etabs.	De Razón
			Criterio de estructuración	Estructuración Predimensionamiento	4, 5	fichas de recopilación de datos ²	De Razón
Variable Dependiente Diseño estructural	Hernández (2021) afirma que el diseño estructural es el proceso donde se debe realizar todos los cálculos de los componentes como: vigas, columnas, losas, cimentaciones y entre otros elementos, logrando que los elementos puedan resistir eventos sísmicos.	En esta investigación se determinará todo el proceso del diseño estructural mediante el programa ETABS.	¹⁰ Diseño de los elementos estructurales	Columna Viga Muro estructural Losa aligerada Losa maciza escalera	6, 7	fichas de recopilación de datos	De Razón
¹⁴			Diseño de la cimentación	Diseño por flexión Cálculo de refuerzo	8, 9	fichas de recopilación de datos	De Razón

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 4: Matriz de consistencia

TÍTULO	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<p>4 Diseño Estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022.</p>	<p>Problema General: 4 ¿Cómo se determina el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín – 2022?</p> <p>Problemas Específicos: 1</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) ¿Cuáles serán los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín? 2) ¿Cómo se calcula el diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín? 3) ¿Cómo se obtiene los desplazamientos inelásticos y derivas de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín? 	<p>Hipótesis General</p> <p>El diseño estructural en concreto armado se realiza eficientemente con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín.</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Determinar el diseño estructural en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022.</p> <p>Objetivos Específicos: 1</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Determinar los criterios de estructuración y predimensionamiento en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022. 2) Calcular el diseño sismorresistente en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022. 3) Obtener los desplazamientos inelásticos y deriva de entrepiso en concreto armado con Etabs para un edificio de 7 niveles, Satipo, Junín, 2022. 	<p>Variable independiente</p> <p>ETABS</p>	<p>ETABS</p> <p>Diseño y Modelado de la Estructura</p> <p>Metrado y asignación de carga</p> <p>Análisis estático y análisis dinámico</p> <p>Diseño estructural</p> <p>Criterio de Estructuración</p> <p>Diseño de los elementos estructurales</p> <p>Diseño de la cimentación</p>	<p>Tipo: aplicada</p> <p>Métodos: Cuantitativo</p> <p>Diseño: Descriptivo no experimental</p> <p>Población y muestra</p> <p>Población: Edificio de 7 niveles</p> <p>Muestra: Elementos estructurales</p> <p>Técnicas e instrumentos de recolección de datos: Fichas de recopilación de datos, manual del software Etabs</p> <p>Método de análisis de investigación</p> <p>Recopilación de información y procesamiento con software</p>

Elaboración Propietario



CONSULTOR Y EJECUTOR DE OBRAS CIVILES EN GENERAL, PROYECTOS DE CARRETERAS
Y PUENTES, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

INFORME N° 01 - 2022 - INGEODINAMICA / LAB.

A : BR. BARRÓN SULCA, NIELSS MARTIN

De : INGEODINAMICA E.I.R.L.
Laboratorio de Suelos, Concreto y Pavimento

Asunto : Informe del estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación del edificio de 7 niveles del jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado

Referencia : "DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN - 2022"

Fecha : Satipo, 15 de setiembre del 2022

Por medio del presente me dirijo a Usted, para informarle los resultados de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos con fines de cimentación de la muestra del terreno de fundación, la cual se ubica en la calicata 1 del edificio de 7 niveles del jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado, lado eje central con coordenadas: Norte: 8756429.0, Este: 539125.0 y Cota: 640 msnm, La muestra fue proporcionada e identificada por el solicitante los cuales fueron sometidos a ensayos que se detallan en lo siguiente:

- Capacidad Admisible de Suelos
- Análisis de Corte directo (Angulo de fricción y cohesión)
- Perfil Estratigráfico
- Análisis Granulométricos (METODO ASTM D-422)
- Humedad Natural (ASTM D-2216, MTC E 108)
- Límites de Atterberg (ASTM D 4318, AASHTO T-89 y T-90)

Sin otro en particular

Adjunto: Informe del estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación del edificio de 7 niveles del jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado y Exp. 34-B-IMS-15-09-22

Atentamente.

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

Pedro M. Hincapié
GERENTE GENERAL

INGEODINAMICA E.I.R.L.
Laboratorio de Suelos, Concreto y Pavimento



Cel:964012405 Telf:064545339



Jiron los Incas N° 217 Satipo - Junin



ingedinamica_eirl@outlook.ec



INFORME TECNICO DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA CON FINES DE CIMENTACION

SOLICITA: BR. BARRÓN SULCA, NIELSS MARTIN

**PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO
ARMADO CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE
7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN - 2022"**



EDIFICIO DE 7 NIVELES

UBICACIÓN:

UBICACIÓN : JR. JOSE GALVEZ EGUSQUIZA CON
JR. MANUEL PRADO
DISTRITO : SATIPO
PROVINCIA : SATIPO
DEPARTAMENTO : JUNIN

EXP. 34-B-IMS-15-09-2022

INGENIERO CIVIL
CIP. N° 277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



ÍNDICE

I.	GENERALIDADES	3
1.1.	OBJETIVO DEL ESTUDIO	3
1.2.	UBICACIÓN Y ACCESOS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	3
1.2.1.	Ubicación Política	4
1.2.2.	Ubicación Geográfica	6
1.2.3.	Ubicación Hidrográfica.....	7
1.3.	CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	7
1.4.	GEOLOGÍA GENERAL Y LOCAL	8
1.5.	FENÓMENOS DE GEODINÁMICA EXTERNA	10
1.6.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y PARÁMETROS	11
1.7.	MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE MÁXIMAS INTENSIDADES SISMICAS DE PERU	12
1.8.	Parámetros de Sitio (S, T _p y T _L).....	13
1.9.	Condiciones Geotécnicas	13
II.	EXPLORACIÓN DE CAMPO	17
2.1.	TRABAJOS DE CAMPO.....	17
2.2.	MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACIÓN	17
III.	ENSAYOS DE LABORATORIO	18
3.1.	Contenido de humedad.....	18
3.2.	Análisis granulométrico	18
3.3.	Límites de consistencia.....	19
3.4.	Clasificación de suelos	19
3.5.	Corte directo	19
IV.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN.....	21
4.1.	Perfil estratigráfico	21
4.2.	Nivel freático.....	21
4.3.	Nivel de cimentación.....	21
V.	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	22
5.1.	Capacidad admisible de carga	22
5.2.	Recomendaciones para pisos interiores, losas y veredas.....	24
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	26


PEDRO M. PINEDA
INGENIERO CIVIL
CIP. N°277240

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



**INFORME TÉCNICO DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA CON
FINES DE CIMENTACION PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO
CON ETABS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, SATIPO, JUNÍN - 2022**

I. GENERALIDADES

1.1.OBJETIVO DEL ESTUDIO

El informe técnico de mecánica de suelos tienen por objetivo determinar las características geotécnicas del área de estudio, verificar la capacidad portante y admisible del terreno de fundación y evaluar el subsuelo existente que servirá de apoyo a la estructura que ocupara el análisis del estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación, a través del ensayo de Corte Directo (ASTM D 3080), con los parámetros del ángulo de fricción y cohesión del suelo determinados por medio de trabajos de pozos de exploración o calicatas "a cielo abierto", ensayos de laboratorio estándar con fines de identificación y clasificación, ensayos especiales con la finalidad de determinar la información requerida para el diseño de las estructuras de cimentación para el diseño estructural en concreto armado con etabs para un edificio de 7 niveles, satipo, junín - 2022

Se subraya que el presente estudio ha sido realizado del 08 de setiembre al 15 de setiembre del 2022 y se ha considerado, lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones en su Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones, la Norma Básica de Diseño Sismorresistente Norma E.030 y la Norma E.020 de Cargas.

1.2.UBICACIÓN Y ACCESOS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Dicho El acceso para llegar a la zona de intervención es como indica el siguiente cuadro:

**CUADRO N° 01
UBICACIÓN Y ACCESOS**

Item	Localidades	Tipo de Vía	Distancia	Medio	Tiempo
1	Tarma – La Merced	Asfaltada	70.6 Km.	Automóvil	1 hora y 30 min
2	La Merced – Satipo	Asfaltada	102.5 Km.	Automóvil	2 horas y 50 min
	Satipo – Jr. jose galvez con Jr. Manuel prado	Asfaltada	0.50 Km.	Automóvil	5 minutos
	Distancia de acceso	Tiempo de llegada	173.6 Km.	Automóvil	4 horas y 25 minutos

Pedro M. Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. N°277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTO

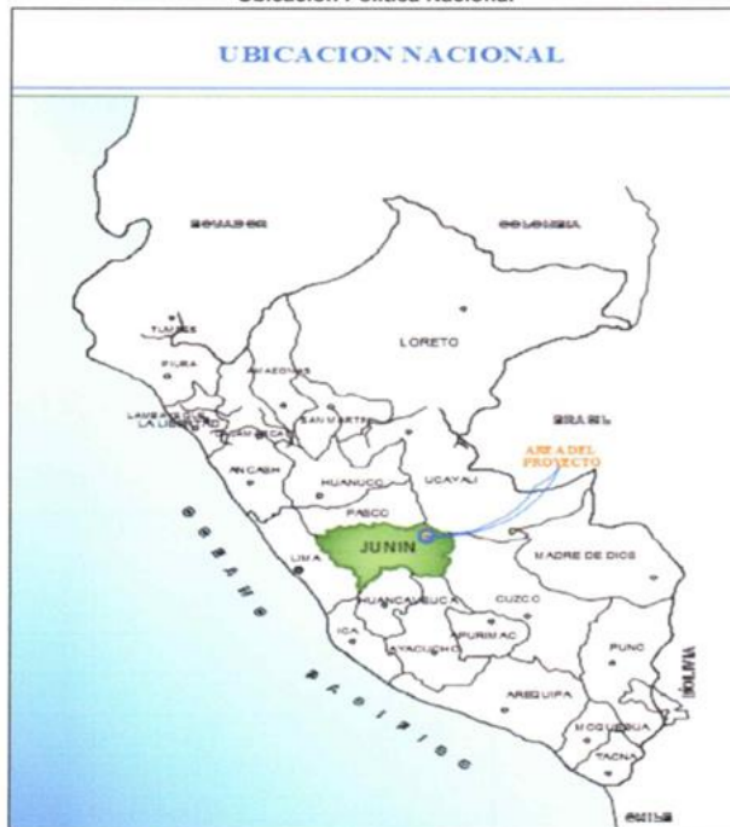


INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

1.2.1. Ubicación Política

Departamento : Junín
Distrito : Satipo
Provincia : Satipo
Ubicación : Jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado

GRAFICO N° 01
Ubicación Política Nacional




Pedro M. Melgarejo Granados
INGENIERO CIVIL
CIP. N°277249


INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y ASFALTOS



CONSULTOR Y EJECUTOR DE OBRAS CIVILES EN GENERAL, PROYECTOS DE CARRETERAS
Y PUENTES, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

GRAFICO N° 02

Ubicación Política Departamental



GRAFICO N° 03

Ubicación Política Provincial – Distrito de Satipo



VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
INGENIERO CIVIL
CIP N° 277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025
VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



1.2.2. Ubicación Geográfica

Coordenadas	:	UTM
Coordenadas de la calicata 1 lado eje central, ubicado en el Jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado		
Latitud Norte	:	8756429.0
Longitud Este	:	539125.0
Cota	:	640 msnm

GRAFICO N° 04

Ubicación con Google Earth de la calicata 1 lado eje central, ubicado en el Jr. Jose galvez egusquiza con Jr. Manuel prado



Pedro H. HERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
CIP N°277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC-20602765025

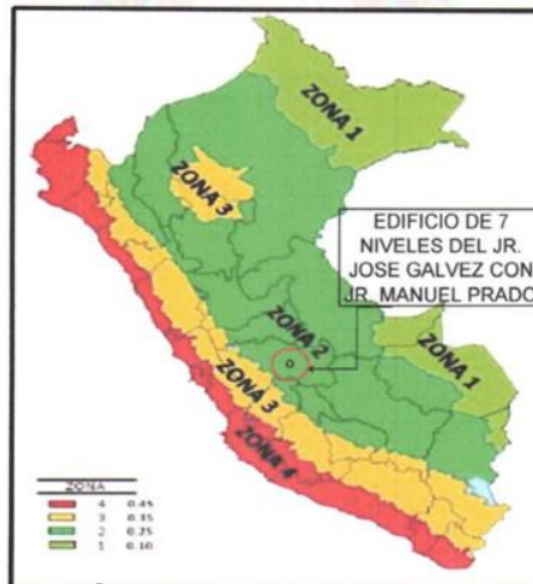
VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS




1.6. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y PARÁMETROS

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (Ver **GRAFICO N° 9**), Según el Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA, que modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismoresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-Vivienda, La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica; **se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la (Zona 2)**, existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidad tan considerables como VIII en la escala Mercalli Modificada y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú (Ver **GRAFICO N° 10**), presentado por Alva Hurtado (1984), el cual se basó en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

GRAFICO N° 9
ZONIFICACIÓN SÍSMICA




INGENIERO CIVIL
CIP. N° 277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



1.8. Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4 de la Norma Técnica NTE E-30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los Diseños Sismo-Resistentes para las obras no lineales, y obras menores, los siguientes parámetros, según la siguiente;

CUADRO N° 02
FACTOR DE SUELO

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

CUADRO N° 03
PERIODOS T_P Y T_L

Tabla N° 4
PERIODOS " T_P " Y " T_L "

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

1.9. Condiciones Geotécnicas

1.9.1. Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los (\bar{N}_{60}) obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_{uL}) para suelos

Pedro M. Melgarejo Granados
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS



e. Perfil Tipo S₄: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo (S₂) cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

→ El tipo de suelo para el presente estudio es un **Perfil Tipo "S₂"**, denominado **Suelos Intermedios**, con los siguientes valores de periodo:
 $T_p (s) = 0.6$ y $T_i (s) = 2.0$

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

CUADRO N° 04
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Tabla N° 2			
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	N_{60}	S_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		


Pedro M. Rinos
INGENIERO CIVIL
CIP. N°277249


INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



II. EXPLORACIÓN DE CAMPO

2.1. TRABAJOS DE CAMPO

El equipo de campo realizó la prospección de una calicata, de la cual se tomó la muestra. Todas estas calicatas se realizaron a cielo abierto en la zona de estudio, a continuación, se detalla las profundidades de las calicatas, así como sus coordenadas este (x) y norte (y).

CUADRO N° 05
REGISTRO DE EXCAVACIONES

TECNICA DE EXPLORACION: CALICATAS A CIELO ABIERTO	NORMATIVA	COORDENADAS		PROF. DE LA CALICATAS
		ESTE (m)	NORTE (m)	
C - 1	NTP 339.162 (ASTM D 420)	539125.0	8756429.0	3.00 m

Pozos o calicatas y Trincheras	ASTM D 420
Técnicas de muestreo	ASTM D 420
Descripción Manual, Visual de los suelos	ASTMD2487

2.2. MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACIÓN

2.2.1. Muestreo

La muestra que obtuvo el equipo de campo fue muestra disturbada, no contaminada, para la realización de los ensayos de laboratorio como: límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, análisis granulométrico, corte directo, fue envasada y selladas de manera que no pierdan su contenido de humedad.

2.2.2. Registro de exploración

El equipo de campo realizó la identificación de las muestras de los estratos muestreados, adicionalmente obtuvieron datos importantes como el color del suelo por estratos, humedad, plasticidad, presencia de gravas, etc. Con la finalidad de poder realizar el perfil estratigráfico de la calicata explorada.


Pedro M. Vinos
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 277249


INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELCORREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS



III. ENSAYOS DE LABORATORIO

La muestra del suelo fue llevada a las instalaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos y concreto de la empresa INGEODINAMICA E.I.R.L. realizándose los siguientes ensayos:

- Contenido de Humedad NTP 339.127
- Análisis Granulométrico NTP 339.128
- Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad NTP 339.129
- Clasificación Unificada de Suelos SUCS NTP 339.134
- Corte Directo ASTM D-3080

3.1. Contenido de humedad

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas. Se efectuó el ensayo de contenido de humedad, cuyo resultado se puede visualizar en el CUADRO N° 06.

CUADRO N° 06

RESUMEN DE RESULTADOS DE CONTENIDO DE HUMEDAD

CALICATAS	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
C-1		DE 0.00 m a 0.10 m	Material orgánico en poca escala	
	E-1	DE 0.10 m a 3.00 m	3.00	15.3

3.2. Análisis granulométrico

Consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos. Se efectuó el ensayo de análisis granulométrico, cuyo resultado se puede visualizar en el CUADRO N° 07.

CUADRO N° 07

RESUMEN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE ESTRATO (m)	GRANULOMETRÍA		
			FINO %	ARENA %	GRAVA %
C-1		DE 0.00 m a 0.10 m	Material orgánico en poca escala		
	E-1	DE 0.10 m a 3.00 m	50.0	49.5	0.5

Pedro M. Escobar
INGENIERO CIVIL
CIP. N°277249

INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y PAVIMENTOS

3.3. Límites de consistencia

Los límites de consistencia o límites de Atterberg, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Se efectuó el ensayo de límites de consistencia, cuyo resultado se puede visualizar en el CUADRO N° 08.

CUADRO N° 08
RESUMEN DE RESULTADOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

CALICATAS	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE ESTRATO (m)	LÍMITES DE CONSISTENCIA		
			LÍMITE LÍQUIDO (LL)	LÍMITE PLÁSTICO (LP)	ÍNDICE DE PLÁSTICIDAD (IP)
C-1	E-1	DE 0.00 m a 0.10 m	Material orgánico en poca escala		
		DE 0.10 m a 3.00 m	36.19	29.52	6.67

3.4. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos con propósitos de ingeniería, se basa en la determinación en laboratorio de las características de granulometría, límite líquido e índice plástico. Se realizó la clasificación, cuyo resultado se puede visualizar en el CUADRO N° 09.

CUADRO N° 09
RESUMEN DE RESULTADOS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD DE ESTRATO (m)	CLASIFICACION SUCCS	CLASIFICACION AASHTO	DESCRIPCION DEL SUELO
C-1	E-1	DE 0.00 m a 0.10 m	Material orgánico en poca escala		
		DE 0.10 m a 3.00 m	ML	A-4 (3)	Limos inorgánicos

3.5. Corte directo

Este ensayo se realiza mediante la deformación de un espécimen en un rango de deformación controlada. Se realizan un mínimo de 3 pruebas, cada una bajo una diferente carga normal para determinar el efecto sobre la resistencia y desplazamiento.

CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE FALLA POR CORTE

La naturaleza de falla de un suelo por capacidad de carga está dada en función a la compacidad y/o densidad relativa del mismo, el cual se clasifican en tres tipos:


Pedro M. Melgarejo Granados
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 277249

 INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025
VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS
TECNICO DE LABORATORIO SUELOS Y FUNDACIONES

Se efectuó el ensayo de corte directo, cuyo resultado se puede visualizar en el CUADRO N° 10.

**CUADRO N° 10
RESUMEN DE RESULTADOS DE CORTE DIRECTO**

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (m)	CORTE DIRECTO		TIPO DE FALLA
			COHESIÓN (kg/cm ²)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	
C-1	E-1	DE 0.10 m a 3.00 m	0.10	24.4	Local por corte


 Pedro M. Rodríguez
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 277249


 INGEODINAMICA E.I.R.L.
 RUC: 20602765025
 Víctor M. Melgarejo Granados
 TÉCNICO DE LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Cel: 964012405 Telf: 064545359 | Jiron los Incas N° 217 Satipo - Junín | ingeadinamica_eir@outlook.es 20


CONSULTOR Y EJECUTOR DE OBRAS CIVILES EN GENERAL, PROYECTOS DE CARRETERAS Y PUENTES, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
 INGEODINAMICA E.I.R.L.
 RUC: 20602765025

IV. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN

4.1. Perfil estratigráfico

De acuerdo con la exploración a cielo abierto en campo se ha podido observar la presencia de un estrato en la calicata, a continuación, se detalla el perfil estratigráfico visual de la calicata.

**CUADRO N° 11
PERFIL ESTRATIGRÁFICO VISUAL DE LA CALICATA**

CALICATA	PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN
C-1	DE 0.00 m a 0.10 m	Se encontró: Material orgánico en poca escala
	DE 0.10 m a 3.00 m	ESTRATO 1: Se encontró: Limos inorgánicos, de color rojizo, el material se encuentra en estado húmedo, no se encontró el nivel freático, con clasificación SUCS: "ML", limite liquido = 36.19, limite plástico = 6.67, contenido de humedad = 15.3%.

4.2. Nivel freático

De acuerdo con las exploraciones en campo **no se encontró nivel freático** en las calicatas excavadas que se muestra en el cuadro.

**CUADRO N° 12
NIVEL FREÁTICO**

CALICATA	PROFUNDIDAD DE CALICATA (m)	DESCRIPCIÓN
C-1	3.00	No se encontró nivel freático

4.3. Nivel de cimentación

El nivel de la cimentación deberá estar a una profundidad tal que se encuentre libre del peligro, como cambios de volumen del suelo, para freática



ρ = Factor de forma de cimentación

En base a los resultados obtenidos de laboratorio se ha elaborado el cuadro de valores de los parámetros que se usaran para el cálculo de la capacidad portante.

CUADRO N° 13
VALORES DE LOS PARÁMETROS DE LAS CALICATA

CALICATA	Yn (gr/cm ³)	C (Kg/cm ²)	Φ	B (m)	Df	F.S
C - 1	1.954	0.10	24.4	1.2	1.50	3

De acuerdo a estos valores obtenemos una capacidad portante de:

CUADRO N° 14
CAPACIDAD PORTANTE CALCULADA

CALICATA	Capacidad admisible de carga (Qadm Kg/cm ²)
C - 1	3.10

5.2. Recomendaciones para pisos interiores, losas y veredas

Previo a la ejecución del proyecto de los pisos y veredas con losas de concreto, se registró **Limos inorgánicos** a una profundidad de 0.10 a 3.00 metros, en caso cuyas capacidades de soporte son bajas, entonces es recomendable efectuar el reemplazo del suelo de subrasante en un espesor mínimo de 0.30 metros con material apropiado para relleno (AASHTO: A-1, A-2-4, A-2-6 y/o A-3), compactado al 95% de la Máxima Densidad Seca del ensayo Proctor Modificado para el caso de pisos, veredas y/o pavimentación de losas, a fin de asegurar la capacidad de soporte del suelo de fundación.

Asimismo, para efectuar la pavimentación de pisos y veredas con losas de concreto, sobre la subrasante mejorada y compactada se colocará una capa de afirmado Granular compactado al 95% de la Máxima Densidad Seca del ensayo del Proctor Modificado en un espesor de 0.15m para la Losa de Usos Múltiples y de 0.10m para los pisos (interiores y exteriores) y veredas; sobre este Afirmado se construirá posteriormente las losas de concreto.


Pedro M. Melgarejo Granados


INGEODINAMICA E.I.R.L.
RUC: 20602765025

VICTOR M. MELGAREJO GRANADOS

Anexo 6: Memoria de Calculo



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

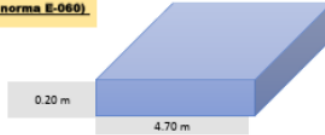
RESPONSABLE: Barrón Sulca Niels Martin

LOSA ALIGERADA (Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060)

Predimensionamiento de la Losa Aligerada

$H \geq L_n/25$

Ln: Longitud del lado menor	Ln =	4.70 m
Esesor de Losa Aligerada	H =	0.19 m
Esesor de Losa definitivo	H def. =	0.20 m



LOSA MACIZA (Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 9.6.3.2)

Predimensionamiento de la Losa Maciza

L1: Longitud del lado mayor	L1 =	4.85 m
L2: Longitud del lado menor	L2 =	1.35 m

1° CRITERIO APLICATIVO: Espesor Mínimo

$e_{mín} = L1/40$

$e_{mín} = 0.12 \text{ m}$

2° CRITERIO APLICATIVO: Espesor Máximo

$e_{máx} = \text{Haligerado} - 0.05$

$e_{máx} = 0.15 \text{ m}$

$e_{def} = 0.20 \text{ m}$



$(L1 / L2) \geq 2$ Losas Macizas en 1 Dirección
 $(L1 / L2) < 2$ Losas Macizas en 2 Direcciones

$\beta = L1/L2$
 $\beta = 3.59259259$

LOSA MACIZA EN 1 DIRECCION

VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 21.5.1.3)

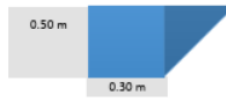
Predimensionamiento de las Vigas Principales

$h1 = L/10$ ó $h2 = L/12$

L: Luz libre de la viga	L =	5.30 m
h1: Peralte de viga	h1 =	0.53 m
h2: Peralte de viga	h2 =	0.44 m



h: Peralte definido h def. = 0.50 m



$$b1 = h * 0.3 \text{ ó } b2 = h * 0.5$$

b1: Ancho de la viga b1 = 0.15 m
 b2: Ancho de la viga b2 = 0.25 m
 b: Ancho definido b def. = 0.30 m

Predimensionamiento de las Vigas Secundarias

COLUMNAS ESTRUCTURALES (Según Libro Ing. Antonio Blanco)

Predimensionamiento de las Columnas

1° COLUMNAS CENTRADAS

$$\text{Área Columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

P(servicio) = P * Atribut. * Npisos f'c = 210 kg/cm²

P: Carga en kg/m² P = 1000 kg/m²
 Atribut: Área Tributaria At = 7.08 m²
 Npisos: Número de pisos N = 7
 P(servicio): Carga servicio P(serv) = 48582 kg

Ac: Área columna requerido Ac = 524.47 cm²

ESTIMACION DE LA CARGA "P"	
Edificio Categoría "A"	P = 1500 kg/m ²
Edificio Categoría "B"	P = 1250 kg/m ²
Edificio Categoría "C"	P = 1000 kg/m ²

2° COLUMNAS ESQUINADAS

$$\text{Área Columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c}$$

P: Carga en kg/m² P = 1000 kg/m²
 Atribut: Área Tributaria At = 5.38 m²
 Npisos: Número de pisos N = 7
 P(servicio): Carga servicio P(serv) = 37674 kg

Ac: Área columna requerido Ac = 512.57 cm²



EJEMPLOS DE DIMENSIONES USALES EN COLUMNAS (bxh)	
25x50 cm	
30x60 cm	
30x40 cm	
30x50 cm	

¡IMPORTANTE! Kcolumna ≥ 1.2 * Kviga

PLACAS O MUROS DE CORTE (Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 21.9.3.2)

Predimensionamiento de las Placas

$$Lx = \frac{V_{basalx}}{0.53 * \sqrt{f'c * b} * (0.8)}, \quad Ly = \frac{V_{basaly}}{0.53 * \sqrt{f'c * b} * (0.8)}$$

Vbasal: Cortante Basal en (x,y) V(x,y) = 53000 kg Ø = 0.85

f'c: Resistencia del concreto f'c = 210 kg/cm²
 L: Longitud mínima de las placas L(x,y) = 450 cm
 b: Espesor de la placa e = 22.55 cm
 e(m) = 0.23 m



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABLE Barrón Sulca Niels Martín

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

T _{xi} =	0.692	s
Z=	0.25	Zona 2-Junin
S=	1.2	Suelo S1
TP=	0.6	S1
TL=	2	S1
U=	1	TIPO "C"
C=	2.167630058	
R _o =	6	Muro Estructural R=6
l _e =	1	
l _p =	1	Verificar torsion

T _{xi} =	0.532	s
Z=	0.25	Zona 4-Lima
S=	1.2	Suelo S1
TP=	0.6	S1
TL=	2	S1
U=	1	TIPO "C"
C=	2.5	
R _o =	6	Muro Estructural R=6
l _e =	1	
l _p =	1	Verificar torsion

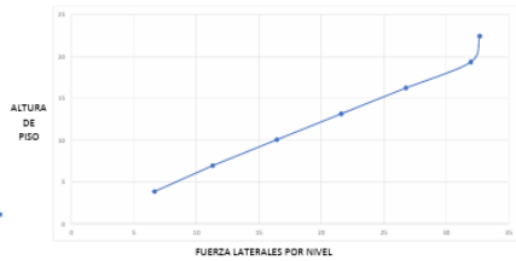
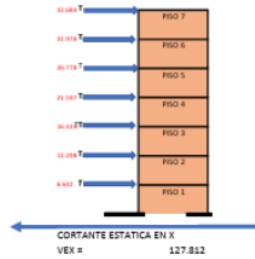
PESO EDIFICIO	1179.2822 ton
VE=ZUCS/R	0.10838 Coeficiente Sísmico C
VEYX=	127.812 ton
C/R>0.11	0.3613 Cumple
K=	1.096

PESO EDIFICIO	1179.2822 ton
VE=ZUCS/R	0.12500 Coeficiente Sísmico C
VEYY=	147.410 ton
C/R>0.11	0.416666667 Cumple
K=	1.016

DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES DIRECCION YY

VEYY=	147.410
T _y =	0.532
k=	1.016

Story	PESO POR NIVEL TON	Alturas m	P _i ^h /h ³ k	a _i /h _i	F _i ton
TECHO 07	149.131	22.45	3718.881	0.221724	32.68436
TECHO 06	169.677	19.35	3442.836	0.216892	31.97617
TECHO 05	169.677	16.25	2803.037	0.181659	26.77846
TECHO 04	169.677	13.15	2325.154	0.146507	21.98669
TECHO 03	169.677	10.05	1769.382	0.111489	16.43461
TECHO 02	169.677	6.95	1216.409	0.076646	11.29335
TECHO 01	181.765	3.85	715.0548	0.043025	6.64163
Suma P _i ^h /h ³ k			13970.36		147.4103 ton





UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABLE: Barrón Sulca Niéss Martín

ESPECTRO DE ACELERACIONES DE LA NORMA E.030-2018

CONSIDERANDO UNA ZONA SÍSMICA DE 22, SUELO S2 Y UNA EDIFICACIÓN DESTINADA A HOTEL

Perfil de Suelo	S2	Suelo Intermedio
Zona Sísmica	22	Junin
Categoría	C	hotel

Z	0.25	
T ₁ (s)	0.6	
T ₂ (s)	2	
Factor de suelo "S"	1.2	
Factor de Uso "U"	1	
R _x	4.5	FALTA VERIFICAR
R _y	6	FALTA VERIFICAR
FACTOR=ZUS _x /R _x		0.654

2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_1 \quad C = 2.5$$

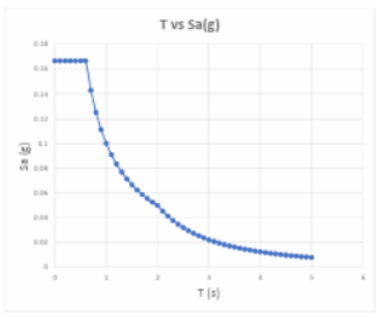
$$T_1 < T < T_2 \quad C = 2.5 \left(\frac{T_1}{T}\right)$$

$$T > T_2 \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_1}{T}\right)^2$$

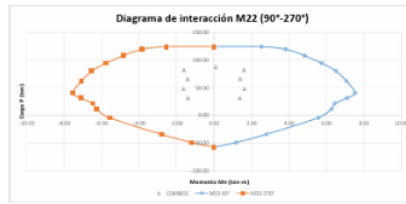
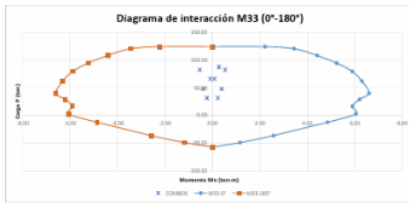
T es el periodo según se define en el numeral 4.5.4 o en numeral 4.6.1.

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

T	C	Sa	Sa/g
0	2.5	1.635	0.166667
0.1	2.5	1.635	0.166667
0.2	2.5	1.635	0.166667
0.3	2.5	1.635	0.166667
0.4	2.5	1.635	0.166667
0.5	2.5	1.635	0.166667
0.6	2.5	1.635	0.166667
0.7	2.142857	1.401428571	0.142857
0.8	1.875	1.22625	0.125
0.9	1.666667	1.09	0.111111
1	1.5	0.981	0.1
1.1	1.363636	0.891818182	0.090909
1.2	1.25	0.8175	0.083333
1.3	1.153846	0.754615385	0.076923
1.4	1.071429	0.700714286	0.071429
1.5	1	0.654	0.066667
1.6	0.9375	0.613125	0.0625
1.7	0.882353	0.577058824	0.058824
1.8	0.833333	0.545	0.055556
1.9	0.788474	0.516315789	0.052632
2	0.75	0.4905	0.05
2.1	0.680172	0.444897959	0.045351
2.2	0.619835	0.405371901	0.041322
2.3	0.567108	0.370888469	0.037807
2.4	0.520833	0.340625	0.034722
2.5	0.48	0.31392	0.032
2.6	0.443787	0.290236686	0.029586
2.7	0.411523	0.269135802	0.027435
2.8	0.382653	0.250255102	0.02551
2.9	0.356718	0.233293698	0.023781
3	0.333333	0.218	0.022222
3.1	0.312175	0.204162331	0.020812
3.2	0.292969	0.191601563	0.019531
3.3	0.275482	0.180165289	0.018365
3.4	0.259516	0.169723183	0.017301
3.5	0.244896	0.160163265	0.016327
3.6	0.231481	0.151388889	0.015492
3.7	0.219138	0.143316289	0.014699
3.8	0.207756	0.135872576	0.013985
3.9	0.197239	0.128984083	0.013348
4	0.1875	0.122625	0.0125
4.1	0.178465	0.11671624	0.011898
4.2	0.170068	0.11122449	0.011338
4.3	0.162225	0.10611412	0.010817
4.4	0.154859	0.101342975	0.010331
4.5	0.148148	0.096888889	0.009877
4.6	0.141777	0.092722117	0.009452
4.7	0.135808	0.08881847	0.009054
4.8	0.130208	0.08515625	0.008681
4.9	0.124948	0.081715952	0.00833
5	0.12	0.07848	0.008



SISMO YY



CARGAS DE COLUMNA											DISEÑO CAPACIDAD		
Story	Column	Último Nivel Carga/Cant.	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	V2	V3		
				kn	kn/m	kn/m	kn/m	kn/m	kn/m	kn/m	kn/m		
Nivel 1	CV	0.1 CM	1400mm	41.949	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
Nivel 1	CV	0.1 CV	1400mm	11.4076	0.0011	0.0084	0.0005	-0.0050	0.0094	0.0011	0.0084		
Nivel 1	CV	0.1 DISEÑO	Combinación	26.6121	0.2288	0.0198	0.0174	0.0000	0.0127	0.0022	0.0198		
Nivel 1	CV	0.1 DISEÑO	Combinación	8.1104	0.0041	0.0044	0.0000	1.0000	0.1111	0.0041	0.0044		

COMBINACIONES DE DISEÑO					
	P (kn)	M2 (kn-m)	M3 (kn-m)	V2 (kn)	V3 (kn)
SISMO XX	41.95	-0.01	-0.01	0.00	0.00
	10.87	0.48	0.59	0.21	0.09
	47.52	-0.29	1.13	-0.20	-0.01
	66.23	0.50	0.83	0.21	0.04
	12.88	-0.26	3.67	-0.21	-0.02
SISMO YY	26.61	0.23	0.01	0.00	-0.02
	8.11	-1.40	-0.00	-0.00	-0.00
	26.61	1.11	0.00	0.00	-0.02
	8.11	-1.39	-0.01	-0.00	-0.00

Case	P	V2	V3	M2	M3	Day
CM	41.95	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00
CV	10.87	0.48	0.59	0.21	0.09	0.00
DISEÑO	47.52	-0.29	1.13	-0.20	-0.01	0.00
DISEÑO	8.11	-1.40	-0.00	-0.00	-0.00	0.00

SISMO XX

COMBINACIONES DE DISEÑO					
	P (kn)	M2 (kn-m)	M3 (kn-m)	V2 (kn)	V3 (kn)
SISMO XX (x)	41.95	-0.01	-0.01	0.00	0.00
	10.87	0.48	0.59	0.21	0.09
	47.52	-0.29	1.13	-0.20	-0.01
	66.23	0.50	0.83	0.21	0.04
	12.88	-0.26	3.67	-0.21	-0.02
SISMO XX (y)	26.61	0.23	0.01	0.00	-0.02
	8.11	-1.40	-0.00	-0.00	-0.00
	26.61	1.11	0.00	0.00	-0.02
	8.11	-1.39	-0.01	-0.00	-0.00

SISMO YY

COMBINACIONES DE DISEÑO					
	P (kn)	M2 (kn-m)	M3 (kn-m)	V2 (kn)	V3 (kn)
SISMO YY (x)	41.95	-0.01	-0.01	0.00	0.00
	10.87	0.48	0.59	0.21	0.09
	47.52	-0.29	1.13	-0.20	-0.01
	66.23	0.50	0.83	0.21	0.04
	12.88	-0.26	3.67	-0.21	-0.02
SISMO YY (y)	26.61	0.23	0.01	0.00	-0.02
	8.11	-1.40	-0.00	-0.00	-0.00
	26.61	1.11	0.00	0.00	-0.02
	8.11	-1.39	-0.01	-0.00	-0.00

DISEÑO POR CAPACIDAD

COMBINACIONES DE DISEÑO										
	P (kn)	Vx (kn)	Vy (kn)	Vux amplif	Vuy amplif	φVc (kn)	Vmax (kn)	Smax (kn)		
SISMO XX	41.95	0.00	0.00	0.00	0.00	7.97	0	-		
	10.87	0.21	0.04	0.54	0.09	8.46	0	-		
	47.52	-0.20	-0.01	0.56	0.08	6.47	0	-		
	66.23	0.21	0.04	0.54	0.09	7.17	0	-		
	12.88	-0.21	-0.02	0.56	0.07	5.18	0	-		
SISMO YY	26.61	0.00	0.00	0.00	0.00	7.77	0	-		
	8.11	-0.00	-0.00	0.07	0.16	7.16	0	-		
	47.69	0.00	0.00	0.09	0.17	6.48	0	-		
	8.11	-0.00	-0.00	0.07	0.15	5.87	0	-		

$$\phi V_c = 0.85 + 0.53 \sqrt{f'_c} + \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right) \cdot b \cdot d$$

$$V_x = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v + P_y + d}{V_x}$$



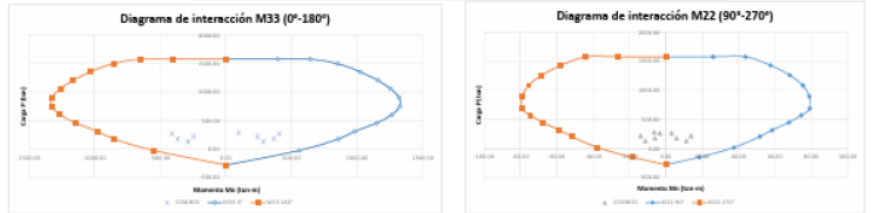
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABLE: Barrón Sulca Niels Martin

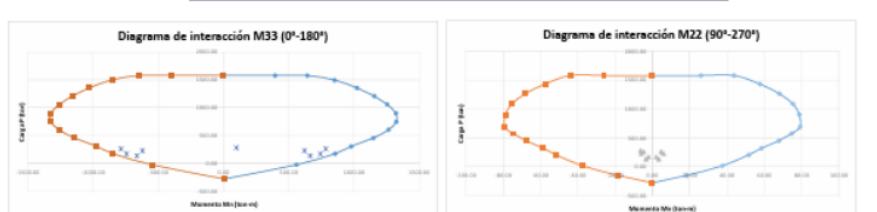
DISEÑO DE PLACAS FLEXOCOMPRESIÓN-CORTANTE-CAPACIDAD															
Curva #1	0 deg	Curva #2	45 deg	Curva #3	90 deg	Curva #4	135 deg	Curva #5	180 deg	Curva #6	225 deg	Curva #7	270 deg	Curva #8	315 deg
P. load	M3 factos	M3 factos	P. load	M2 factos	M3 factos	P. load	M3 factos	P. load	M3 factos	P. load	M3 factos	P. load	M3 factos	P. load	M3 factos
1	2254.77	0	-8.2149	2254.77	0	-8.2149	2254.77	0	-8.2149	2254.77	0	-8.2149	2254.77	0	-8.2149
2	2254.77	0	58.9208	2254.77	3.1261	325.205	2254.77	2.4981	281.0005	2254.77	4.3912	431.2847	2254.77	6.2621	476.761
3	2254.77	0	937.2934	2254.77	3.1470	892.361	2254.77	3.1493	862.1222	2254.77	4.1804	816.1227	2254.77	7.2624	770.262
4	2254.77	0	1317.8407	2254.77	3.1570	1265.4101	2254.77	3.1648	1181.6016	2254.77	4.2669	1131.0909	2254.77	7.3624	1114.362
5	2254.77	0	1642.2328	2254.77	3.1571	1551.2943	2254.77	3.1611	1441.1919	2254.77	4.3377	1375.7243	2254.77	7.4624	1358.462
6	2254.77	0	1913.2013	2254.77	3.1569	1748.4047	2254.77	3.1564	1642.6806	2254.77	4.3981	1564.0901	2254.77	7.5624	1602.562
7	2254.77	0	2138.2004	2254.77	3.1564	1858.4201	2254.77	3.1505	1742.1201	2254.77	4.4481	1742.0901	2254.77	7.6624	1846.662
8	2254.77	0	2318.2004	2254.77	3.1557	1884.4101	2254.77	3.1434	1832.1201	2254.77	4.4881	1832.0901	2254.77	7.7624	2090.762
9	2254.77	0	2453.2004	2254.77	3.1548	1924.4101	2254.77	3.1353	1922.1201	2254.77	4.5181	1922.0901	2254.77	7.8624	2334.862
10	2254.77	0	2543.2004	2254.77	3.1537	1978.4101	2254.77	3.1262	2012.1201	2254.77	4.5381	2012.0901	2254.77	7.9624	2578.962
11	2254.77	0	2588.2004	2254.77	3.1524	2044.4101	2254.77	3.1161	2102.1201	2254.77	4.5481	2102.0901	2254.77	8.0624	2823.062
12	2254.77	0	2588.2004	2254.77	3.1509	2124.4101	2254.77	3.1050	2192.1201	2254.77	4.5481	2192.0901	2254.77	8.1624	3067.162
13	2254.77	0	2543.2004	2254.77	3.1494	2214.4101	2254.77	3.0939	2282.1201	2254.77	4.5381	2282.0901	2254.77	8.2624	3311.262
14	2254.77	0	2453.2004	2254.77	3.1479	2304.4101	2254.77	3.0828	2372.1201	2254.77	4.5181	2372.0901	2254.77	8.3624	3555.362
15	2254.77	0	2318.2004	2254.77	3.1464	2394.4101	2254.77	3.0717	2462.1201	2254.77	4.4881	2462.0901	2254.77	8.4624	3800.462

PUNTO	M33				M22			
	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2
1	2254.77	-8.2149	2254.77	-8.2149	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	2254.77	58.9208	2254.77	3.1261	325.205	2254.77	2.4981	281.0005
3	2254.77	937.2934	2254.77	3.1470	892.361	2254.77	3.1493	862.1222
4	2254.77	1317.8407	2254.77	3.1570	1265.4101	2254.77	3.1648	1181.6016
5	2254.77	1642.2328	2254.77	3.1571	1551.2943	2254.77	3.1611	1441.1919
6	2254.77	1913.2013	2254.77	3.1569	1748.4047	2254.77	3.1564	1642.6806
7	2254.77	2138.2004	2254.77	3.1564	1858.4201	2254.77	3.1505	1742.1201
8	2254.77	2318.2004	2254.77	3.1557	1884.4101	2254.77	3.1434	1832.1201
9	2254.77	2453.2004	2254.77	3.1548	1924.4101	2254.77	3.1353	1922.1201
10	2254.77	2543.2004	2254.77	3.1537	1978.4101	2254.77	3.1262	2012.1201
11	2254.77	2588.2004	2254.77	3.1524	2044.4101	2254.77	3.1161	2102.1201
12	2254.77	2588.2004	2254.77	3.1509	2124.4101	2254.77	3.1050	2192.1201
13	2254.77	2543.2004	2254.77	3.1494	2214.4101	2254.77	3.0939	2282.1201
14	2254.77	2453.2004	2254.77	3.1479	2304.4101	2254.77	3.0828	2372.1201
15	2254.77	2318.2004	2254.77	3.1464	2394.4101	2254.77	3.0717	2462.1201

SISMO XX



SISMO YY



CARGAS DE PLACA

Story	Placa	Int Case/Coef	Matriz	P	Q2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
MSL1 1	PL-0	CM	aportado	-188.267	8.2375	-0.8819	0.0865	-2.8773	85.38
MSL1 1	PL-0	CV	colado	33.4883	8.8516	-0.8823	0.0219	-2.2817	21.7823
MSL1 1	PL-0	CONCRETO	concreto	23.7401	28.9338	1.7702	1.0648	8.7771	126.2162
MSL1 1	PL-0	ACEROS	concreto	17.2743	64.8865	0.8886	0.1383	8.6712	733.0833

CM	188.267
CV	23.8584

COMBINACIONES DE DISEÑO				
	P (tonf)	M2 (ton-m)	V3 (ton)	T (ton-m)
US-1 40M+1 TCV	279.83	-6.33	88.73	0.86
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72

Case	P	Mx	My	Mxx	Myy
CM	188.27	8.24	-0.88	2.88	85.38
CV	23.86	8.85	-0.88	-2.28	21.78
CONCRETO	23.74	28.93	1.77	1.06	126.22
ACEROS	17.27	64.89	0.89	0.14	733.08



SISMO XX

COMBINACIONES DE DISEÑO				
	P (tonf)	M2 (ton-m)	V3 (ton)	T (ton-m)
US-1 40M+1 TCV	279.83	-6.33	88.73	0.86
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72

SISMO YY

COMBINACIONES DE DISEÑO				
	P (tonf)	M2 (ton-m)	V3 (ton)	T (ton-m)
US-1 40M+1 TCV	279.83	-6.33	88.73	0.86
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72
US-1 20CM+CV+CONCRETO	260.88	3.23	68.33	0.17
US-1 20CM+CV+ACEROS	218.09	11.89	181.88	-0.42
US-0 80M+0 DISEÑO	175.18	5.68	168.80	1.03
US-0 80M+0 DISEÑO	127.70	11.24	188.47	-0.72

DISEÑO POR CORTE-CAPACIDAD

$$V_c = A_w (a_w \sqrt{F_c}) \quad a = \frac{d_w + p}{V_c}$$

DIRECCION ANALISIS	PLACA	a (m)	Aw (m²)	Ww (kN)	Ww/Coef	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)	Ww (ton)
X	PL-0	0.0	4.79	21.00	Edificio	88.88	781.29	120.788	112.42	0.53	11200	88.88	68.27
	PL-3	0.0	5.88	33.60	Edificio				88.88/Coef	0.53	14332	118.23	88.88/Coef
	PL-2	0.0	2.68	13.60	Edificio				88.88/Coef	0.53	6532	88.42	88.88/Coef
Y	PL-0	0.0	4.79	21.00	Edificio				88.88/Coef	0.53	11218	88.88	88.88/Coef
	PL-3	0.0	5.88	33.60	Edificio				88.88/Coef	0.53	14348	88.88/Coef	88.88/Coef
	PL-2	0.0	2.68	13.60	Edificio				88.88/Coef	0.53	6548	88.88/Coef	88.88/Coef

$$V_u \geq V_{u,c} \quad V_u \geq V_{u,c} - V_c \quad V_u \geq V_{u,c} - V_c$$



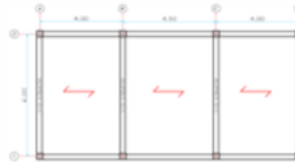
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABLE: Barrón Sulca Niels Martin

DESIGNO DE LOSA ALICERADA

1. DATOS DE ENTRADA:

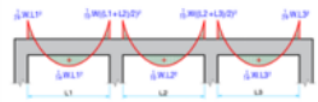
L1 =	3.00	m	Distancia entre vigas 1
L2 =	3.00	m	Distancia entre vigas 2
L3 =	3.00	m	Distancia entre vigas 3
b =	0.30	m	Ancho de viga
f'c =	210	kg/cm²	Resistencia del concreto a compresión
fy =	4200	kg/cm²	Esfuerzo de fluencia del acero
d' =	10	cm	Distancia desde centro de gravedad del acero
WD =	0.00	kg/m	Carga muerta
WL =	0.00	kg/m	Carga viva
Sh =	0.85		
β =	0.85		



2. DATOS ADICIONALES

ln (max) =	0.00	m	Luz máxima
ln (min) =	0.00	m	Prodimensamiento de fibra
Usos =		cm	
Wu =	0	kg/m	Carga última
d = h - d'	0.0	cm	

3. VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN



	Apoyo A	Centro AB	Apoyo B	Centro BC	Apoyo C	Centro CD	Apoyo D
ql (T/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ln (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Coefficiente	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04
Mu (T/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mv	10.00	40.00	10.00	40.00	10.00	40.00	10.00
Wu	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

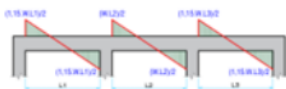
$$\omega = 0.85 \cdot \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot M_u}{\beta f'c b d^2}}$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

ω/2	0.72
ω/6	0.71

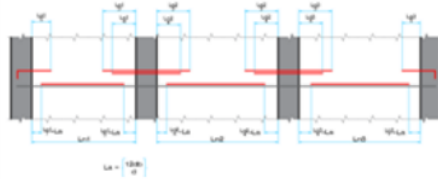
3. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$$0.53 \sqrt{f'c} \leq V_{u,c} \leq V_c \leq 1.10 V_c$$

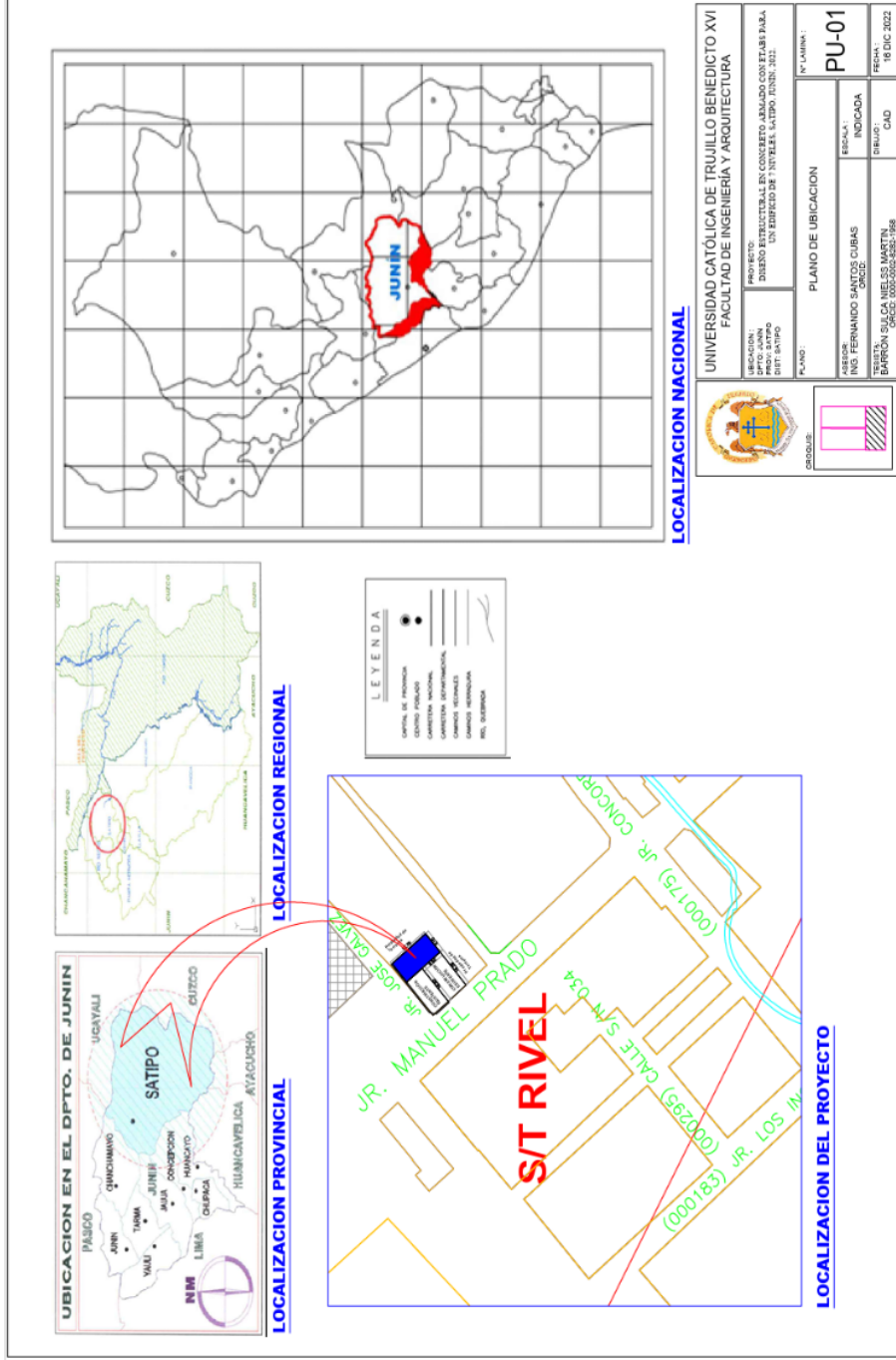


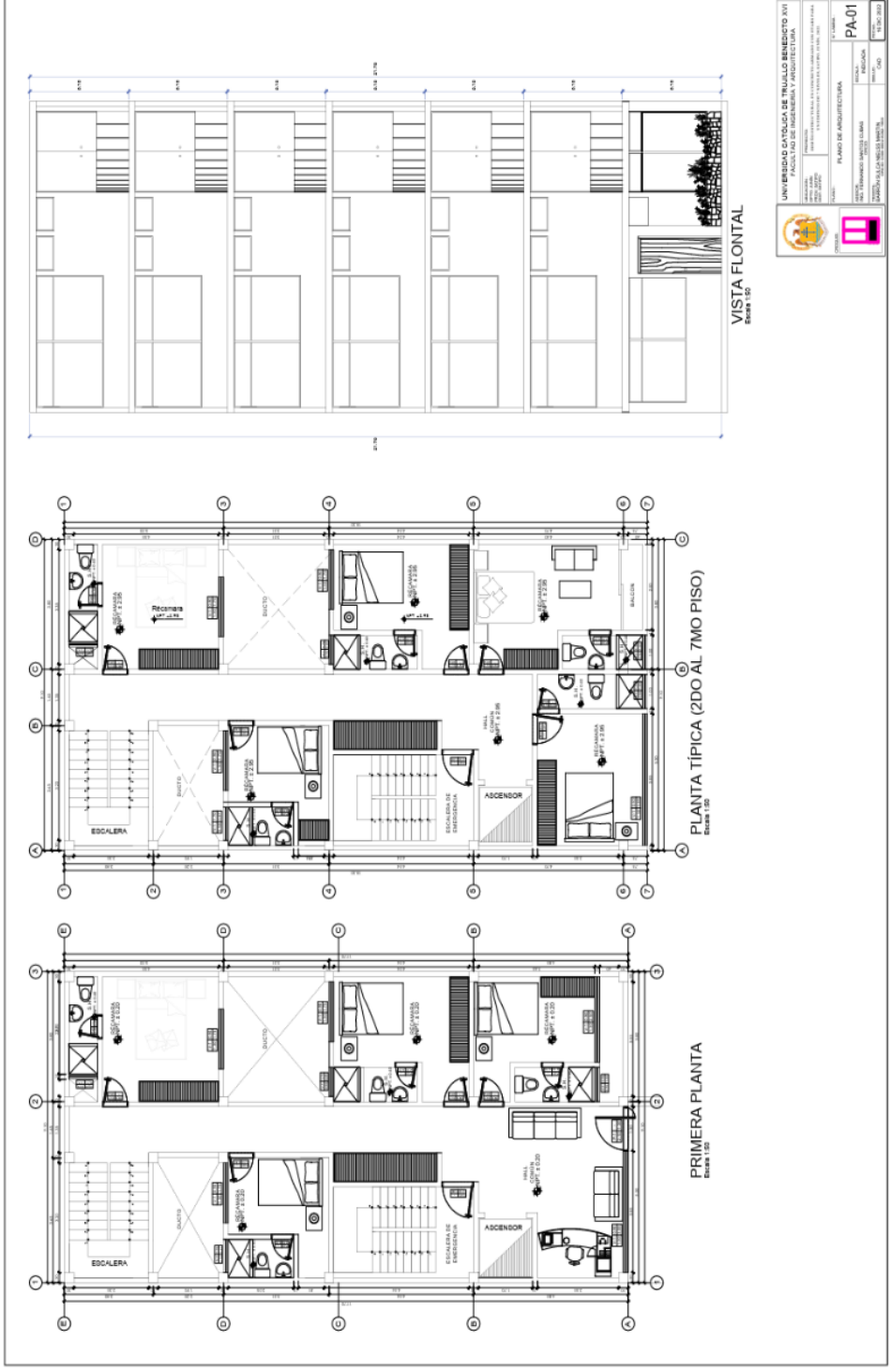
	1.15	1.10	1	1	1.10	1.15
ln (m)	3.7	3.7	4.2	4.2	3.7	3.7
Vu (T)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vud (T)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

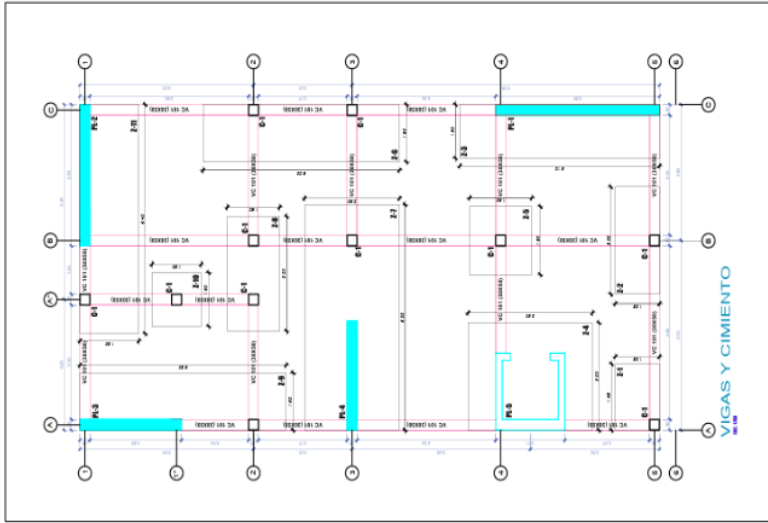
$$V_{ud} \leq 1.10 V_c \quad V_{ud} = V_{c,u} - W_u \cdot d$$



Anexo 7: planos







CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

TIPO	DETALLE	ESTRIBOS
VC1-B1 0.30 X 0.30		esp. 20cm $4\#3/8"$: 1# @ 0.05, 8 @ 0.19 $3 \# 0.15$, Rn. @ 0.20 , C/2LT.
VC1-B2 0.30 X 0.30		esp. 20cm $4\#3/8"$: 1# @ 0.05, 8 @ 0.19 $3 \# 0.15$, Rn. @ 0.20 , C/2LT.

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	DETALLE	ESTRIBOS
C-1 0.25 X 0.25		esp. 40cm $4\#3/8"$: 3# @ 0.05, 8 @ 0.19 $3 \# 0.15$, Rn. @ 0.20 , C/2LT.

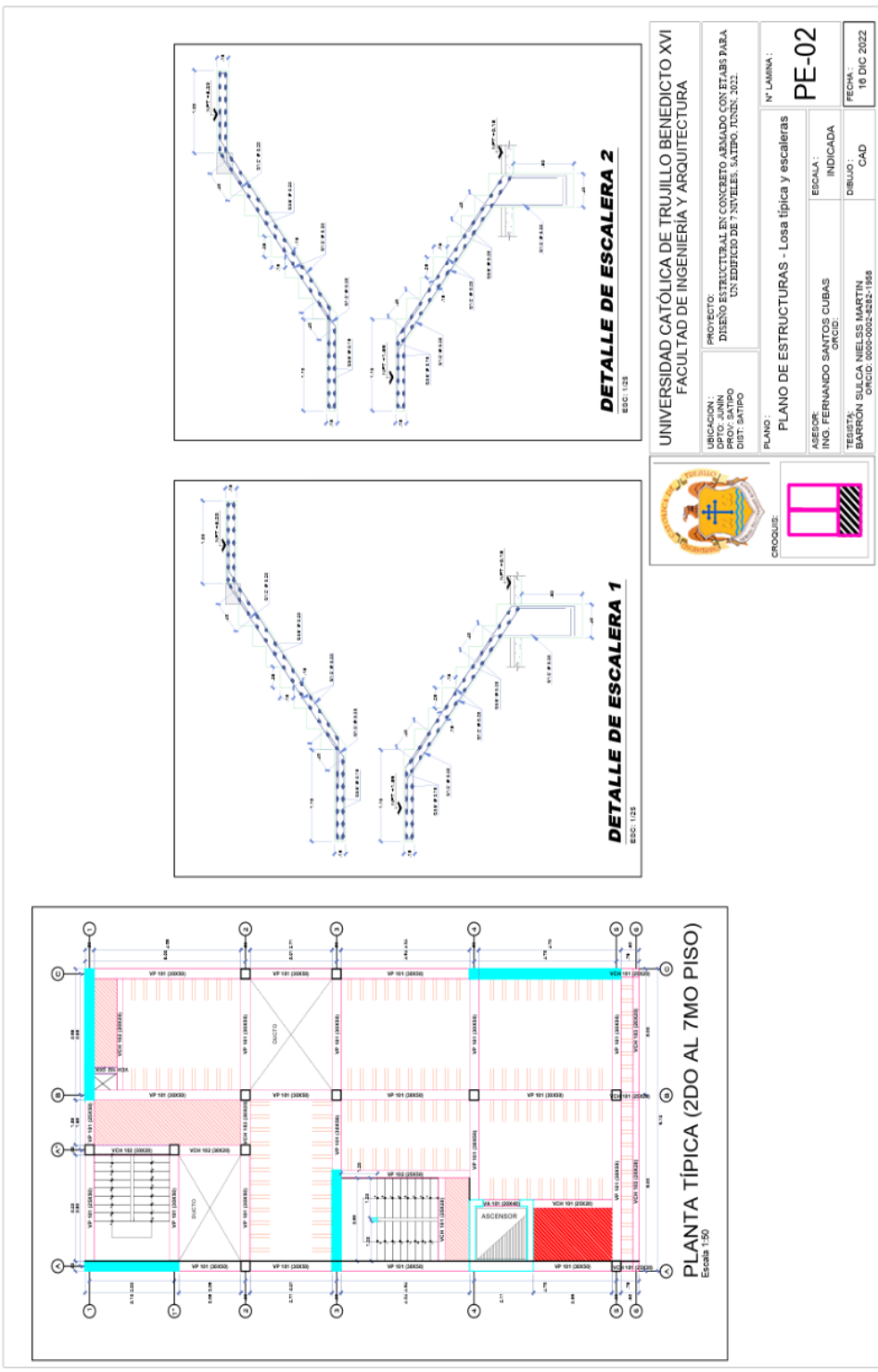
CUADRO DE PLACAS

TIPO	DETALLE
PL-1 1.05 X 0.30	
PL-2 1.10 X 0.30	
PL-3 1.85 X 0.30	
PL-4 0.95 X 0.30	

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

PLANO DE ESTRUCTURAS - COMENTARIO VIGAS DE CIMENTACIÓN

PE-01



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO CON ETABAS PARA UN EDIFICIO DE 7 NIVELES. SATIPO, JUNIN, 2022.

UBICACION:
DPTO. JUNIN
DISTR. SATIPO

PLANO DE ESTRUCTURAS - Losa típica y escaleras

N° LAMINA:
PE-02

ASESOR:
ING. FERNANDO SANTOS CUBAS

ESCALA:
INDICADA

TEJISTAS:
BARRÓN SILICA NIELSS MARTIN

DEBILUS:
CAD

FECHA:
16 DIC 2022

CROQUIS:







UNIVERSIDAD CATÓLICA DE TRUJILLO BENEDICTO XVI
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

PLANO DE ESTRUCTURAS - HORIZONAL

PE-06

PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GARCÍA

ESTUDIANTE: [Nombre]

FECHA: [Fecha]

ESCALA: [Escala]

INFORME DE TESIS

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

19%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

8%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	4%
3	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.uct.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%
8	Submitted to Universidad Tecnológica del Peru Trabajo del estudiante	1%
9	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	

1 %

10

repositorio.ujcm.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

11

Submitted to Universidad Continental

Trabajo del estudiante

<1 %

12

Submitted to Universidad Católica de Santa María

Trabajo del estudiante

<1 %

13

Submitted to Universidad Privada del Norte

Trabajo del estudiante

<1 %

14

Submitted to Universidad Católica de Trujillo

Trabajo del estudiante

<1 %

15

www.findeter.gov.co

Fuente de Internet

<1 %

16

tesis.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

17

idoc.pub

Fuente de Internet

<1 %

18

Submitted to Universidad Ricardo Palma

Trabajo del estudiante

<1 %

19

repositorio.uncp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

20

tesis.usat.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

21

es.scribd.com

Fuente de Internet

<1 %

22

repositorio.upao.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

23

repository.javeriana.edu.co

Fuente de Internet

<1 %

24

Submitted to Universidad Andina Nestor
Caceres Velasquez

Trabajo del estudiante

<1 %

25

docplayer.es

Fuente de Internet

<1 %

26

vsip.info

Fuente de Internet

<1 %

27

repositorio.unjbg.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

28

dspace.unitru.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

29

repositorio.unap.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

30

repositorio.upse.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

31

kupdf.net

Fuente de Internet

<1 %

32

Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru

Trabajo del estudiante

<1 %

33

Submitted to Mountain Lakes High School

Trabajo del estudiante

<1 %

34

distancia.udh.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

35

hostprior.net

Fuente de Internet

<1 %

36

intranet.cip.org.pe

Fuente de Internet

<1 %

37

moam.info

Fuente de Internet

<1 %

38

repositorio.uancv.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

39

repositorio.upn.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

40

de.slideshare.net

Fuente de Internet

<1 %

41

www.coursehero.com

Fuente de Internet

<1 %

42

repositorio.upla.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

43

repositorio.usanpedro.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

44

repositorio.usil.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

45

Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru

Trabajo del estudiante

<1 %

46

Submitted to Universidad Politécnica de Madrid

Trabajo del estudiante

<1 %

47

Submitted to Universidad Tecnológica de los Andes

Trabajo del estudiante

<1 %

48

repositorij.unin.hr

Fuente de Internet

<1 %

49

repositorio.unp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

50

qdoc.tips

Fuente de Internet

<1 %

51

renati.sunedu.gob.pe

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas Activo

Excluir coincidencias < 10 words

Excluir bibliografía Activo