

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS DE ESFUERZOS POR SISMO EN LA
CIMENTACIÓN DE EDIFICACIONES APORTICADAS
CON SÓTANO Y SIN SÓTANO**

Presentado por:

Bach. JERZY JAIRO VALERO GUTIERREZ

Línea de Investigación Institucional:

Transporte y Urbanismo

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO- PERÚ

2022

FALSA PORTADA

Asesor

Ing. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

Dedicatoria

- Les dedico esta investigación, a mis padres, por haberme formado como la persona que he logrado ser, todos mis logros se los debo a ustedes, en los que se incluye la realización de la presente tesis.

Bach. Jerzy Jairo Valero Gutierrez

Agradecimiento

- Agradezco a mis padres y hermanas; por apoyarme hasta el día de hoy, a los señores docentes de mi facultad, a mis amigos y demás familiares, por sus enseñanzas y consejos y a todos aquellos que de uno u otro modo han sido partícipes de esta investigación.

Bach. Jerzy Jairo Valero Gutierrez

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

Dr. Rubén Dario Tapia Silguera
Presidente

Mg. Rando Porras Olarte
JURADO

Ing. Carlos Gerardo Flores Espinoza
JURADO

Mg. Carlos Enrique Palomino Daviran
JURADO

Mg. Untiveros Peñaloza Leonel
Secretario Docente

ÍNDICE

CONTENIDO DE TABLAS	xi
CONTENIDO DE FIGURAS	xv
RESUMEN	17
ABSTRACT	18
INTRODUCCIÓN	19
CAPÍTULO I	21
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	21
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.2. FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA	23
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	23
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	23
1.3. JUSTIFICACIÓN	23
1.3.1. PRÁCTICA O SOCIAL	23
1.3.2. CIENTÍFICA O TEÓRICA	24
1.3.3. METODOLÓGICA	24
1.4. DELIMITACIONES	24
1.4.1. ESPACIAL	24
1.4.2. TEMPORAL	24
1.4.3. CONCEPTUAL	24
1.4.4. ECONÓMICA	25
1.5. LIMITACIONES	25
1.5.1. PANDEMIA POR LA COVID 19	25
1.5.2. RECURSOS	25
1.6. OBJETIVOS	26
1.6.1. OBJETIVO GENERAL	26
1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	26
CAPÍTULO II	27
MARCO TEÓRICO	27
2.1. ANTECEDENTES	27
2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES	27
2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	29
	vii

2.2. MARCO CONCEPTUAL	30
2.2.1. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN	30
2.2.2. ESFUERZOS ADMISIBLES EN UNA CIMENTACIÓN	33
2.2.3. PRESIÓN PERMISIBLE DE CARGAS BASADA EN CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO	37
2.2.4. RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS ANTE LA ACCIÓN SÍSMICA	40
2.2.5. ANTECEDENTES DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA	42
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	44
2.4. HIPÓTESIS	45
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL	45
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	45
2.5. VARIABLES	46
2.5.1. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA VARIABLE	46
2.5.2. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE LA VARIABLE	47
2.5.3. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE	48
CAPITULO III	49
METODOLOGÍA	49
3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN	49
3.1.1. MÉTODO GENERAL	49
3.1.2. MÉTODO ESPECÍFICO	50
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN	50
3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	50
3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	51
3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA	51
3.5.1. POBLACIÓN	51
3.5.2. MUESTRA	52
3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	52
3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	53
3.8. TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS	53
CAPÍTULO IV	54
RESULTADOS	54
4.1. ANÁLISIS DE CARGAS Y SOBRECARGAS EN LA EDIFICACIÓN	54

4.1.1. CÁLCULO DE CARGAS DE TECHO DE SÓTANO	54
4.1.2. CÁLCULO DE CARGAS EN LOSA DE NIVELES SUPERFICIALES	55
4.1.3. CÁLCULO DE CARGAS EN ALTURA	60
4.2. ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES SEGÚN E.030 (2018)	61
4.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS	61
4.2.2. FACTOR DE IRREGULARIDADES	65
4.2.3. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)	83
4.3. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	86
4.3.1. PROCEDIMIENTO DE MODELAMIENTO	86
4.3.2. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y SIN SÓTANO	95
4.3.3. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y UN SÓTANO	105
4.3.4. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y DOS SÓTANOS	113
4.3.5. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y TRES SÓTANOS	122
4.3.6. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y CUATRO SÓTANOS	131
4.4. FUERZAS Y ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN DE LAS EDIFICACIONES	140
4.4.1. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y SIN SÓTANO	141
4.4.2. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y UN SÓTANO	141
4.4.3. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y DOS SÓTANOS	142
4.4.4. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y TRES SÓTANOS	143
4.4.5. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y CUATRO SÓTANOS	144
4.4.6. COMPARACIÓN DE FUERZAS ACTUANTES EN LA BASE DE LAS EDIFICACIONES	145
4.4.7. EVALUACIÓN DE ESFUERZOS PROYECTADOS EN LA CIMENTACIÓN	152
4.5. PRUEBA DE HIPÓTESIS	160
4.5.1. PRUEBA DE NORMALIDAD	160
4.5.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECIFICA 1.	162

4.5.3. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2.	164
4.5.4. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3.	167
4.5.5. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.	169
CAPÍTULO V	173
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	173
CONCLUSIONES	176
RECOMENDACIONES	178
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
ANEXOS	184
Anexo N° 01: Matriz de consistencia	185
Anexo N° 02: Planos de Arquitectura “Pabellón B – Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes”	187
Anexo N° 03: Planos de Estructuras “Pabellón B – Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes”	197
Anexo N° 04: Modelos Finales de Estructuras en ETABS	211
Anexo N° 05: Estudio de Suelos del Expediente “Pabellón B – Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes”	217
Anexo N° 06: Fichas de Observación	265

CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 1 <i>Límites de Distorsión Angular Tolerable.</i>	39
Tabla 2 <i>Operacionalización de las variables.</i>	48
Tabla 3 <i>Cargas de Piso – Techo de Sótano</i>	55
Tabla 4 <i>Cargas de Losa – Primer Piso</i>	55
Tabla 5 <i>Cargas de Losa – Segundo Piso</i>	56
Tabla 6 <i>Cargas de Losa – Tercer Piso</i>	56
Tabla 7 <i>Cargas de Losa – Cuarto Piso</i>	57
Tabla 8 <i>Cargas de Losa – Quinto Piso</i>	58
Tabla 9 <i>Cargas de Losa – Azotea</i>	59
Tabla 10 <i>Cálculo de cargas Altura en Sótanos</i>	60
Tabla 11 <i>Cálculo de cargas Altura en Pisos Típicos.</i>	60
Tabla 12 <i>Factor de Suelo “S”.</i>	62
Tabla 13 <i>Períodos “Tp” y “Tl”</i>	63
Tabla 14 <i>Categoría de las Edificaciones y factor “U”</i>	64
Tabla 15 <i>Irregularidades Estructurales en Altura</i>	65
Tabla 16 <i>Verificación de Irregularidad de Rigidez en la dirección "X"</i>	66
Tabla 17 <i>Verificación de Irregularidad de Rigidez en la dirección "Y"</i>	67
Tabla 18 <i>Verificación de Irregularidad de Resistencia y Extrema Resistencia</i>	69
Tabla 19 <i>Verificación de Irregularidad de Masa o Peso</i>	71
Tabla 20 <i>Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical</i>	72
Tabla 21 <i>Verificación de Área resistente al Corte en Dirección X</i>	73

Tabla 22 Verificación de Área resistente al Corte en Dirección Y.....	74
Tabla 23 Resumen de Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura.....	75
Tabla 24 Irregularidades Estructurales en Planta	75
Tabla 25 Verificación de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección X.....	77
Tabla 26 Verificación de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección Y.....	77
Tabla 27 Verificación de abertura existente	80
Tabla 28 Verificación de Discontinuidad de Diafragma.....	80
Tabla 29 Resumen de Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta	81
Tabla 30 Categoría y Regularidad de las Edificaciones	82
Tabla 31 Coeficiente básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas	83
Tabla 32 Resumen de Factores para Espectro de Pseudoaceleraciones	84
Tabla 33 Aceleraciones Espectrales en Direcciones X e Y.....	84
Tabla 34 Límites para la Distorsión de Entrepiso.....	95
Tabla 35 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X	95
Tabla 36 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y.....	96
Tabla 37 Modos de Vibración de la Estructura.....	97
Tabla 38 Estimación del Peso de la Estructura.....	98
Tabla 39 Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico.....	98
Tabla 40 Datos pre calculados	100
Tabla 41 Distribución de Fuerza Sísmica en Altura.....	102
Tabla 42 Momento de Volteo Estático	103
Tabla 43 Verificación de Estabilidad al Volteo.....	103
Tabla 44 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X	105
Tabla 45 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y.....	106
Tabla 46 Modos de Vibración de la Estructura.....	107
Tabla 47 Estimación del Peso de la Estructura.....	107
Tabla 48 Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico.....	108
Tabla 49 Datos pre calculados	110
Tabla 50 Distribución de Fuerza Sísmica en Altura.....	111
Tabla 51 Momento de Volteo Estático	112

Tabla 52 <i>Verificación de Estabilidad al Volteo</i>	112
Tabla 53 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X</i>	114
Tabla 54 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y</i>	114
Tabla 55 <i>Modos de Vibración de la Estructura</i>	115
Tabla 56 <i>Estimación del Peso de la Estructura</i>	116
Tabla 57 <i>Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico</i>	116
Tabla 58 <i>Datos pre calculados</i>	118
Tabla 59 <i>Distribución de Fuerza Sísmica en Altura</i>	120
Tabla 60 <i>Momento de Volteo Estático</i>	120
Tabla 61 <i>Verificación de Estabilidad al Volteo</i>	121
Tabla 62 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X</i>	122
Tabla 63 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y</i>	123
Tabla 64 <i>Modos de Vibración de la Estructura</i>	124
Tabla 65 <i>Estimación del Peso de la Estructura</i>	125
Tabla 66 <i>Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico</i>	125
Tabla 67 <i>Datos pre calculados</i>	127
Tabla 68 <i>Distribución de Fuerza Sísmica en Altura</i>	129
Tabla 69 <i>Momento de Volteo Estático</i>	129
Tabla 70 <i>Verificación de Estabilidad al Volteo</i>	130
Tabla 71 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X</i>	131
Tabla 72 <i>Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y</i>	132
Tabla 73 <i>Modos de Vibración de la Estructura</i>	133
Tabla 74 <i>Estimación del Peso de la Estructura</i>	134
Tabla 75 <i>Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico</i>	134
Tabla 76 <i>Datos pre calculados</i>	136
Tabla 77 <i>Distribución de Fuerza Sísmica en Altura</i>	138
Tabla 78 <i>Momento de Volteo Estático</i>	138
Tabla 79 <i>Verificación de Estabilidad al Volteo</i>	139
Tabla 80 <i>Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y sin sótanos</i> ..	141
Tabla 81 <i>Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y un sótano</i>	141
Tabla 82 <i>Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y dos sótanos</i> .	142
Tabla 83 <i>Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y tres sótanos</i> .	143

Tabla 84 <i>Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y cuatro sótanos</i>	144
Tabla 85 <i>Prueba de Normalidad para las variables en estudio</i>	160
Tabla 86 <i>Coefficientes de Correlación de Pearson</i>	161
Tabla 87 <i>Valores de la Rho de Spearman</i>	162
Tabla 88 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Pearson de la Hipótesis Específica 1 en la Dirección X-X</i>	163
Tabla 89 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Pearson de la Hipótesis Específica 1 en la Dirección Y-Y</i>	163
Tabla 90 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 2 en la Dirección X-X</i>	165
Tabla 91 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 2 en la Dirección Y-Y</i>	165
Tabla 92 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 3 en la Dirección X-X</i>	167
Tabla 93 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 3 en la Dirección Y-Y</i>	168
Tabla 94 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General (Esfuerzo1 el eje X-X debido al sismo)</i>	169
Tabla 95 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General (Esfuerzo2 el eje X-X debido al sismo)</i>	170
Tabla 96 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis Específica (Esfuerzo1 el eje Y-Y debido al sismo)</i>	170
Tabla 97 <i>Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General (Esfuerzo2 el eje Y-Y debido al sismo)</i>	171

CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1 <i>Esquema que decisión para el tipo de cimentación.</i>	32
Figura 2 <i>Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida</i>	33
Figura 3 <i>Muestra del Asentamiento Diferencial en un pórtico de concreto</i>	38
Figura 4 <i>Movimiento del terreno en sistemas con distinto período fundamental de vibración</i>	40
Figura 5 <i>Muestra de Fuerza Sísmica vs Deformación en una estructura</i>	41
Figura 6 <i>Modelo de Irregularidad de Resistencia</i>	68
Figura 7 <i>Modelo de Irregularidad de Extrema Resistencia</i>	69
Figura 8 <i>Modelo de Irregularidad de Masa o Peso</i>	71
Figura 9 <i>Modelo de Irregularidad Geométrica Vertical</i>	72
Figura 10 <i>Modelo de Irregularidad de Esquina Entrante</i>	78
Figura 11 <i>Vista en planta de la Estructura en estudio.</i>	78
Figura 12 <i>Vista en planta de la Estructura en estudio y seccionamiento de abertura existente.</i>	79
Figura 13 <i>Vista en planta de estructura en estudio y ejes de elementos resistentes.</i>	81
Figura 14 <i>Espectro de Pseudo - Aceleraciones</i>	85
Figura 15 <i>Vista en planta del piso típico de la Edificación a modelar.</i>	86
Figura 16 <i>Ejes definidos para modelamiento de la estructura.</i>	87
Figura 17 <i>Niveles en la primera estructura a modelar.</i>	87
Figura 18 <i>Niveles en la segunda estructura a modelar.</i>	88
Figura 19 <i>Definición de material para modelamiento.</i>	89
Figura 20 <i>Definición de propiedades para la Columna de 0.85m x 0.85m.</i>	90

Figura 21 <i>Definición de propiedades para la viga de 0.25m x 0.60m</i>	90
Figura 22 <i>Definición de propiedades para la viga de 0.30m x 1.00m</i>	91
Figura 23 <i>Definición de propiedades para la losa aligerada (e=0.25m)</i>	91
Figura 24 <i>Definición de propiedades para la losa maciza (e=0.20m)</i>	92
Figura 25 <i>Definición de propiedades para muro (e=0.25m)</i>	92
Figura 26 <i>Estados de carga</i>	93
Figura 27 <i>Combinaciones de carga</i>	94
Figura 28 <i>Distribución de Fuerza Sísmica en Altura</i>	102
Figura 29 <i>Cargas Axiales Máximas por Envolvente</i>	145
Figura 30 <i>Momentos máximos en el Eje X, por Envolvente</i>	146
Figura 31 <i>Momentos máximos en el Eje Y, por Envolvente</i>	147
Figura 32 <i>Cargas Axiales Máximas por Sismo en Dirección X</i>	148
Figura 33 <i>Cargas Axiales Máximas por Sismo en Dirección Y</i>	149
Figura 34 <i>Momentos máximos en el Eje X, por Sismo en Dirección X</i>	150
Figura 35 <i>Momentos máximos en el Eje X, por Sismo en Dirección Y</i>	150
Figura 36 <i>Momentos máximos en el Eje Y, por Sismo en Dirección X</i>	151
Figura 37 <i>Momentos máximos en el Eje Y, por Sismo en Dirección Y</i>	152
Figura 38 <i>Esfuerzo en el Eje X-X sobre la cimentación (σ_x1)</i>	156
Figura 39 <i>Esfuerzo en el Eje X-X sobre la cimentación (σ_x2)</i>	156
Figura 40 <i>Esfuerzo en el Eje Y-Y sobre la cimentación (σ_y1)</i>	157
Figura 41 <i>Esfuerzo en el Eje Y-Y sobre la cimentación (σ_y2)</i>	157
Figura 42 <i>Esfuerzo en el Eje X-X por sismo, sobre la cimentación (σ_{xs1})</i>	158
Figura 43 <i>Esfuerzo en el Eje X-X por sismo, sobre la cimentación (σ_{xs2})</i>	158
Figura 44 <i>Esfuerzo en el Eje Y-Y por sismo, sobre la cimentación (σ_{ys1})</i>	159
Figura 45 <i>Esfuerzo en el Eje Y-Y por sismo, sobre la cimentación (σ_{ys2})</i>	159

RESUMEN

La presente investigación formuló como problema general: ¿Cuál es la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?, así mismo, el objetivo general fue: Determinar las variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, y la hipótesis general que se verificó fue: Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, disminuyen conforme aumenta la cantidad de sótanos.

El método general de investigación empleado, fue el método científico, el tipo de investigación: aplicada, el nivel de investigación: descriptivo correlacional y el diseño de investigación: cuasi - experimental. La población comprendió a las edificaciones aporticadas de la región Junín, mientras que la muestra, de acuerdo al método no probabilístico o dirigido, se consideró el pabellón B de la Facultad de Medicina Humana perteneciente a la Universidad Peruana Los Andes de la ciudad de Huancayo.

Como conclusión principal se tiene que, los esfuerzos por sismo en la cimentación de edificaciones aporticadas, disminuye conforme aumentan los niveles de sótano presentes en la edificación, y que se puede proyectar esta variación, pues responde a una función general. Además, se ha verificado que, al considerar también las cargas por gravedad, los esfuerzos en la cimentación aumentan conforme se incrementan los niveles de sótano, siendo mínima la reducción de esfuerzos presente por el sismo.

PALABRAS CLAVES: Sótanos en Edificaciones Aporticadas, Cimentaciones Superficiales, Esfuerzos en cimentaciones.

ABSTRACT

The present investigation formulated as a general problem: What is the variation of efforts due to earthquake in the foundation of a framed building with basement and without basement? Likewise, the general objective was: To determine the variation of efforts due to earthquake in the foundation of a framed building with basement and without basement, and the general hypothesis verified was: The efforts by earthquake in the foundation of a framed building with basement and without basement, decreasing as the number of basements increases.

The general research method used was the scientific method, the type of research: applied, level of research: correlational descriptive and the research design: quasi - experimental. The population comprised the porticoes buildings present in the Junín region, while the sample, according to the non-probabilistic or directed method, was considered pavilion B of the Faculty of Human Medicine belonging to the Universidad Peruana Los Andes in the city of Huancayo.

The main conclusion is that the efforts due to earthquakes in the foundations of framed buildings decrease as the basement levels present in the building increase, and that this variation can be projected since it responds to a general function. In addition, it has been verified that, when also considering gravity loads, the stresses in the foundation increase as the basement levels increase, with the reduction of stresses present by the earthquake being minimal.

KEY WORDS: Basements in Framed Buildings, Superficial Foundations, Efforts in foundations.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, se vienen desarrollando inversiones importantes en nuestro país en el sector de la construcción, lo que a su vez genera desarrollo económico en el ámbito social y económico. Por ello, resulta indispensable generar métodos más efectivos y evaluar constatemente la metodología ya empleada en búsqueda de su mejora, para el uso de los recursos destinados a este sector construcción, específicamente en edificaciones por su importancia para la ciudadanía en general. Aún más si durante la etapa de diseño del proyecto no se evalúan con más profundidad algunos criterios que influyen directamente a la estructuración. Es en este espíritu, que la investigación presente, titulada “Análisis de esfuerzos por sismo en la cimentación de edificaciones aporticadas con sótano y sin sótano” tiene como objetivo general determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, siendo así como se consideró este proyecto de investigación.

El desarrollo de esta investigación comprende los siguientes capítulos:

El Capítulo I es en el cual se desarrolla el problema de investigación, considerando el planteamiento, la formulación y sistematización del problema, la justificación, delimitaciones, limitaciones y los objetivos.

El Capítulo II está referido al marco teórico, incluyendo los antecedentes nacionales e internacionales, el marco conceptual, la definición de términos, bases legales, las hipótesis y variables.

El Capítulo III trata sobre la metodología, resaltando el método, tipo, nivel y diseño de investigación; asimismo, la población y muestra, técnicas e instrumentos de

recolección de información, procesamiento de la información, técnicas y análisis de datos.

El Capítulo IV describe los resultados en función a los objetivos planteados.

El Capítulo V desarrolla la discusión de los resultados.

Finalmente se tiene las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A lo largo del tiempo, la filosofía de diseño sismo-resistente tuvo como base el proporcionar a la estructura la resistencia tal que ésta pueda soportar las fuerzas laterales inducidas por los sismos, esto sin superar un nivel de daño aceptable. Los sismos que se han venido presentando en las últimas décadas alrededor del mundo, han hecho inminente la búsqueda de diversas técnicas y el estudio constante de las variables que intervienen durante el diseño sismo-resistente de las edificaciones. Estas nuevas metodologías y técnicas son el resultado de la evaluación constante de los parámetros de influencia para el cálculo estructural, y se puede recurrir a estos métodos para que, de alguna forma, se logre transmitir tan solo la mínima cantidad de energía al sistema evaluado, o de manera alternativa, que la cantidad de energía que ingresa se distribuya de forma tal que cause la menor cantidad de daño posible a la estructura principal (Bonilla, 2019).

El Perú se encuentra como una de las regiones con más actividad sísmica que existe en la nuestro planeta, por lo tanto, está inminentemente expuesto a este peligro;

en específico, la Región Junín no se encuentra exenta de la ocurrencia de los fenómenos naturales, tales como los sismos (terremotos, temblores, sacudidas, etc.); muchos de estos eventos naturales que se presentan en mediana o gran magnitud y que se han suscitado en diferentes zonas del planeta, han llegado a producir daños en las distintas edificaciones o estructuras pertenecientes a centros poblados. En la mayoría de ocasiones, estos daños han sido muy considerables, y muchas veces han llegado a causar el colapso total de las estructuras; presentándose deformaciones, agrietamientos, ruptura o caída de paredes, techos, vigas y columnas, asentamientos, destrucción de niveles enteros de edificación, edificaciones totalmente destruidas que han dejado consecuencias lamentables (Guillen, 2017).

En la Provincia de Huancayo, distrito de Huancayo, a consecuencia del crecimiento demográfico, va también aumentando la necesidad de construir edificaciones de grandes magnitudes, cuyas solicitaciones o cargas que efectúan estas sobre el terreno base son cada vez mayores, acordes a las dimensiones que pudieran llegar a tener. Por esto, resulta necesaria la evaluación de las metodologías de cálculo empleadas y de los parámetros que estas contemplan, a fin de tener una mejor comprensión de su comportamiento, y poder desarrollar mejores métodos de análisis estructural empleando criterios distintos. Teniendo eso en cuenta, la evaluación de los esfuerzos que generan las edificaciones sobre su suelo base para su cimentación resulta necesaria, y considerando el postulado de que podrían reducirse las cargas y esfuerzos sísmicos al presentarse en las estructuras de estas edificaciones mayores niveles de sótano, es necesario evaluar su implicancia y comportamiento real.

Por lo cual se plantea realizar el análisis de estructuras aporticadas con sótano y sin sótano, mediante software Csi, para comparar los esfuerzos generados en las cimentaciones debidos al movimiento sísmico.

1.2. FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuál es la variación en las cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?
- ¿Cuál es la variación en los momentos del eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?
- ¿Cuál es la variación en los momentos del eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. PRÁCTICA O SOCIAL

Esta investigación llegará a beneficiar en primer lugar a los ingenieros civiles, especialmente a los que están directamente involucrados a la rama de las estructuras, ya que encontrarán en los conceptos y estudios realizados en la presente tesis una ayuda durante la formulación de proyectos estructurales, específicamente en edificaciones, de igual modo beneficiara al público y sociedad en general, pues son las edificaciones las que sirven de espacio para el desarrollo de diversidad de actividades para el ser humano.

1.3.2. CIENTÍFICA O TEÓRICA

La presente investigación está realizada con el propósito de generar un aporte al conocimiento existente sobre la estructuración y análisis de edificaciones, los resultados podrán servir de base para la concepción del proyecto durante la etapa de diseño del mismo.

1.3.3. METODOLÓGICA

Esta investigación, aplicará la metodología científica, y ayudará a crear nuevos instrumentos y distintos conceptos, como aporte para la mejora durante el diseño y análisis de la parte estructural de las edificaciones.

1.4. DELIMITACIONES

1.4.1. ESPACIAL

La investigación se desarrolló en el departamento de Junín, provincia y distrito de Huancayo.

1.4.2. TEMPORAL

Esta investigación tiene como punto de partida el mes de junio del 2020 hasta el mes de julio del 2021 en el que se alcanzaron los objetivos.

1.4.3. CONCEPTUAL

Esta investigación se centró en el análisis de las cargas sísmicas en la cimentación de las edificaciones aporricadas, por lo que se mantuvieron como constantes los parámetros distintos que intervienen en el diseño sismorresistente y en el cálculo de los esfuerzos sobre la cimentación.

1.4.4. ECONÓMICA

Los costos de esta investigación fueron asumidos en su totalidad por el investigador.

1.5. LIMITACIONES

1.5.1. PANDEMIA POR LA COVID 19

A partir del 15 de marzo del 2020, que el Gobierno del Perú se ha decretado estado de emergencia y aislamiento social obligatorio en la nación, por la pandemia originada por el brote del virus del coronavirus nombrada por la OMS como COVID - 19, ha traído y trae aún muchas limitaciones en el tema de investigación, debido al hecho de que venimos acatando hasta la fecha diversas restricciones emitidas por el Estado Peruano, en cuanto a inmovilizaciones sociales, los mismos que han sido decretados y prorrogados.

Este suceso sin precedentes, causó un retraso en la realización de la presente investigación, toda vez que se acataron todas las medidas sanitarias para prevención y contención, lo cual a su vez trajo consigo una serie de impedimentos como la obtención de equipos, muestras, información, etc.

1.5.2. RECURSOS

Se ha podido experimentar lo originado por la pandemia del Covid-19, y como fué que los ingresos económicos, personales y familiares se han reducido, además de que en muchos casos hubieron que superarse necesidades surgidas de la implementación de medidas sanitarias y de salud, sin embargo se han asumido todos los gastos para la realización de esta investigación.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporcionada con sótano y sin sótano.

1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la variación de cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporcionada con sótano y sin sótano.
- Determinar la variación de momentos en el eje X, resultantes del análisis sísmico de una edificación aporcionada con sótano y sin sótano.
- Determinar la variación de momentos en el eje Y, resultantes del análisis sísmico de una edificación aporcionada con sótano y sin sótano.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES

Bernedo (2018) realizó la investigación *Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano*, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, teniendo como objetivo la evaluación de efectos que se producen en la cimentación de muros perimetrales debido a cargas excéntricas, así también realizar la evaluación de la necesidad de conexión de otros elementos de la cimentación con el cimiento del muro perimetral. Para ello, se ejecutó el análisis de distintos escenarios que se pueden presentar en una edificación con sótanos, es decir se tuvieron en cuenta distintas cantidades de sótanos y considerando también, si las edificaciones aledañas presentan o no sótanos en su estructura. De esa manera, evaluando al final del estudio, los esfuerzos producidos en la cimentación, al modificar las dimensiones de la cimentación y del muro. El aporte de esta investigación es que se pone en evidencia que, al existir una mayor cantidad de sótanos, la fuerza cortante es una condición crítica, la cual se puede

superar aumentando el espesor del muro o la resistencia del concreto. Del mismo modo, el espesor del muro también ayuda a controlar el giro de la cimentación, debido a que se incrementa también la rigidez del muro.

Valderrama y Meza (2014) realizaron la investigación *Influencia de La Interacción Suelo Estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada con Zapatas Aisladas*, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, teniendo como objetivo efectuar una serie de análisis sísmicos, considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura (base empotrada), con el fin de demostrar que, al considerar la interacción suelo-estructura como parte del análisis sísmico, los esfuerzos en los elementos estructurales de la edificación se reducen. Para lo cual, se tomaron en cuenta la fuerza cortante, momentos flectores y la fuerza axial, de doce modelaciones de una edificación bajo distintas condiciones. Llegando a la conclusión de que, al implementar la Interacción Suelo-Estructura en los distintos modelos que fueron analizados, los esfuerzos internos de una edificación aporticada con zapatas aisladas, se ven reducidos en comparación a los modelos analizados que no consideraron la interacción suelo-estructura (bases empotradas), y que estos esfuerzos menores obtenidos, se deben a que parte de la energía producida por un sismo en la estructura, es absorbida por el suelo de fundación, al trabajar este como un resorte en las bases. El aporte tomado de esta investigación es que al conocer como la interacción suelo-estructura influye en el cálculo de los esfuerzos obtenidos en la cimentación, no se debe de tener en cuenta si lo que se busca es obtener la relación directa de influencia de una variable distinta en la cimentación.

Tacuche (2019) realizó la investigación *Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado (dual) aplicando las normas E.030 2006 y la E.030 2018 diseño sismorresistente, 2019*, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Cesar Vallejo, teniendo como objetivo determinar la variación del análisis estructural de un edificio de sistema dual comparando su análisis con la norma de Diseño Sismorresistente E.030 del año 2006 y la norma E.030 actualizada al 2018. Para lo cual, se realizó el diseño estructural del Palacio Municipal de la Juventud del Distrito de Puente Piedra, Distrito de Lima y Provincia de Lima, empleando ambas versiones de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, y llegando a la conclusión de que la Norma E.030 del 2018 resulta ser más conservadora que su versión del 2006, y tendrá un mejor desempeño sísmico en una edificación de sistema dual. El aporte de esta investigación radica en el uso de la norma E.030 para realizar el análisis sísmico de una edificación y en cuáles han sido los factores que se actualizaron en la normativa vigente.

2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Hernández (2009) realizó la investigación *Consideraciones para el Análisis, Diseño y Evaluación de Muros de Sótano de Concreto Reforzado*, para obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad de San Carlos de Guatemala, teniendo como objetivo evaluar los parámetros a tener en cuenta para poder efectuar el diseño, análisis y evaluación de muros de sótano de concreto armado, llegando a formular los pasos a seguir para efectuar una evaluación técnica de los muros de sótano de concreto reforzado, los ensayos aplicables, y finalmente efectuando el análisis de muros de sótano en edificaciones ya construidas. Concluyendo en su estudio, que los pasos a seguir en la evaluación de muros de sótano, son en esencia los mismos que se aplican a

cualquier estructura de concreto armado, adecuándola a un nivel de daño o deterioro verificado en los muros; además de que las pruebas aplicadas al suelo de fundación se encuentran en función de las condiciones del terreno y de la clase de suelo. El aporte de esta investigación se fundamenta en las consideraciones que se deben de tener en cuenta para el modelamiento de edificaciones con muros de sótano en su estructura.

Durán (2014), realizó la investigación *Diseño de Cimentación y Proceso constructivo para un edificio de once niveles, planta baja y seis sótanos, en zona de Lomas*, a fin de obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Autónoma de México, para lo cual se consideró como objetivo realizar el diseño de la cimentación y del proceso constructivo realizado en la edificación de once niveles, con planta baja y sótano, para lo cual se realizaron muestreos de suelo para identificar sus características y en función a estos diseñar la cimentación, teniendo en cuenta también el proceso que conllevará la construcción de la edificación, a fin de prevenir provocar daños en las estructuras colindantes, concluyéndose este diseño respetando las normativas a las cuales se sometió para su verificación. Esta investigación aportó los criterios para el diseño de la cimentación de una edificación con niveles de sótano es su estructura.

2.2. MARCO CONCEPTUAL

2.2.1. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

A la hora de seleccionar el tipo de cimentación se deben de considerar diversos factores. Aplicando los cálculos y métodos adecuados, se pueden llegar a determinar las dimensiones y características de los cimientos. De esa manera, se puede llegar a diseñar

cimentaciones que logren un comportamiento satisfactorio y que puedan cumplir con los objetivos para los cuales las edificaciones fueron construidas.

El primero de los factores a tratar es la misma estructura. En la mayor parte de las estructuras, se producen asentamientos en la cimentación. Por un lado, existen edificaciones cuya limitación de asentamientos es más exigente, tal como es el caso de las estructuras rígidas. Los edificios de ductilidad limitada y edificios como centrales nucleares exigen asentamientos mucho más bajos que los normales. Por otro lado, existen estructuras más flexibles como son los pórticos metálicos. Estas últimas admiten mayores deformaciones sin que se lleguen a producir daños relevantes.

Otro de los factores importantes para la elección del tipo de cimentación es el tipo de suelo, su capacidad portante, los asentamientos y la profundidad del estrato resistente, son estos los aspectos fundamentales por considerar. Por un lado, los suelos que son poco densos y blandos se consideran como malos, ya que producen grandes deformaciones y asentamientos. Las arcillas blandas, limos sueltos y arenas sueltas son un claro ejemplo de este tipo de suelo. Del mismo modo, muchas veces resulta muy peligroso el construir cimentaciones especiales sobre suelos del tipo expansivos o colapsables. Por el contrario, las arcillas fuertemente pre consolidadas, arenas arcillosas densas, las gravas y arenas, son buenos suelos para cimentar. De la misma manera, las rocas pueden llegar a considerarse como mejores terrenos para colocar la cimentación, ya que en estas se producen deformaciones ínfimas y despreciables.

También, las condiciones de entorno se llegan a considerar como uno de los factores determinantes. Basta con pensar en las adversas condiciones que supone el cimentar sobre suelos permeables y con presencia del nivel freático. Así como también, los problemas que se producen en el entorno urbano con los edificios colindantes. En

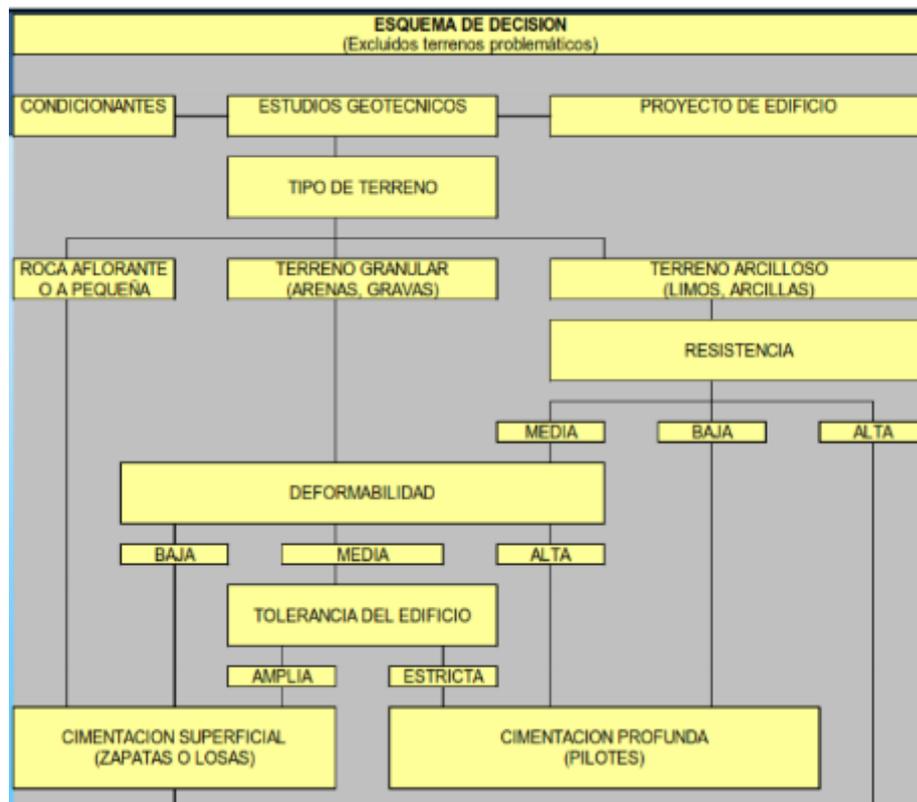
este caso, el problema ocurre cuando se tienen que cimentar varios sótanos debajo de otro cuyos cimientos se encuentran más cerca de la superficie. Se suele optar por soluciones como calzaduras, pero el problema de estos es que invade el terreno aledaño.

También se llega a optar por la construcción de muros anclados, en cuyos cimientos actúan cargas excéntricas y en muchos de los casos se suele recurrir al uso de vigas de cimentación.

Finalmente, otros criterios que tienen gran influencia en el tipo de cimentación son los recursos económicos, medios y plazos disponibles. Disponer o no, de los medios mecánicos especializados condiciona la forma de cimentar. Bernedo (2018, P.11).

Figura 1

Esquema que muestra la selección de tipo de cimentación.



Nota. Esquema que muestra la selección de tipo de cimentación, Fuente: Rodriguez (2017,P.1).

2.2.2. ESFUERZOS ADMISIBLES EN UNA CIMENTACIÓN

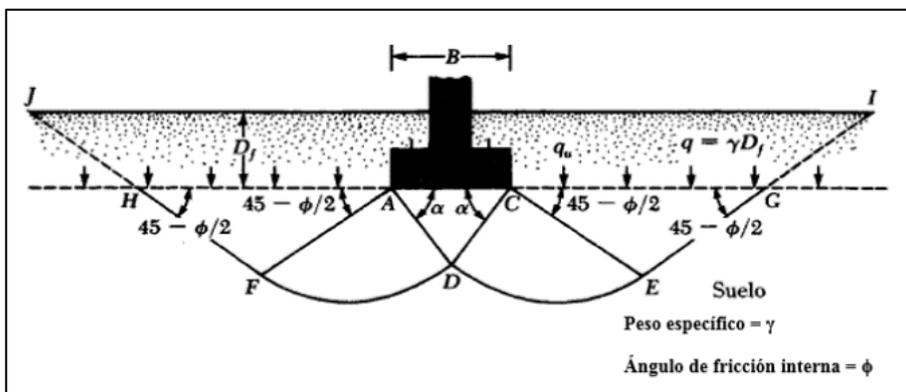
Los esfuerzos admisibles en un suelo vienen a ser la expresión de la carga admisible que acepta el suelo por unidad de área considerando lograr un factor de seguridad dado. Al tratar los esfuerzos admisibles, estamos también tratando con el esfuerzo último, el cual está definido como la presión límite que soporta el suelo, es decir, el esfuerzo que genera la falla. La relación que existe entre estos dos términos (esfuerzo admisible y último) se expresa con la siguiente ecuación:

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{\text{Esfuerzo Ultimo}}{\text{Factor de Seguridad}}$$

Para llegar a obtener el valor del esfuerzo admisible, en un inicio se debe calcular el esfuerzo último del suelo en el cual se ubicará la cimentación, y esto se obtiene haciendo uso de las ecuaciones de mecánica de suelos. Terzaghi fue el primero que presentó una teoría para calcular la carga última en las cimentaciones superficiales (Braja M. Das, 2001). Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida la superficie de falla es tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 2

Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida



Nota. Figura que muestra la falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida, Fuente: Braja (2018, P.1).

Terzaghi expresó la capacidad de carga última para cimentaciones corridas (es decir, cuando la relación de ancho/longitud tiende a cero) con la siguiente expresión:

$$Q_u = cNC + \gamma_1 Df Nq + 0.5\gamma_2 BN\gamma$$

Si la forma de la cimentación varía, esta última fórmula ya no es aplicable. Además, estas ecuaciones no toman en cuenta la posible inclinación de la carga, ni la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Meyerhof sugirió la siguiente ecuación general de capacidad de carga que si llega a tomar en cuenta estos factores mencionados.

$$Q_u = cNCFcsFcdFci + \gamma_1 Df Nq Fqs Fqd Fqi + 0.5\gamma_2 BN\gamma Fys Fyd Fyi$$

Donde:

C: Cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.

γ_1 : Peso específico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación.

γ_2 : Peso específico de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación.

B: Menor dimensión (ancho) de la zapata

Df: Profundidad de cimentación

Nc, Nq, N γ : factores de capacidad de carga

Fcs, Fqs, Fys: factores de forma

Fcd, Fqd, Fyd: factores de profundidad

Fci, Fqi, Fyi: factores por inclinación de la carga

Las fórmulas para determinar los factores de capacidad de carga, se muestran a continuación. La ecuación para hallar Nc fue originalmente obtenida por Prandtl (1921);

la expresión para N_q , por Reissner (1924); y finalmente, Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ . Cabe resaltar que el ángulo α que se muestra en la Figura 2 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ .

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Los factores, como son: inclinación, forma y profundidad, recomendados para su uso que se muestran en el libro de Braja M. Das, se muestran a continuación.

A la vez, Braja M. Das extrajo las fórmulas de los factores de forma de De Beer (1970) y Hansen (1970). Para el caso de cimentaciones corridas, todos los factores de forma equivalen a 1.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Las fórmulas de los factores de profundidad las extrajo de Hansen (1970), y se cumplen para dos condiciones. La primera condición es, si D_f/B es menor o igual que 1; entonces las fórmulas son las siguientes:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

En cambio, si D_f/B es mayor que 1, entonces:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Finalmente, los factores de inclinación los extrajo de Meyerhof (1963) y Hanna y Meyerhof (1981).

Donde:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

ϕ : Angulo de fricción

β : Inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Una vez que se tiene calculado el esfuerzo limite o último del suelo, debe de elegirse un valor como Factor de Seguridad acorde con la Norma. En el Reglamento Nacional de Edificaciones, la norma de suelos E.050, menciona que frente a una falla por corte, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) Para las cargas estáticas tomar FS=3.0
- b) Para la sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable) tomar FS=2.5

Al final, el esfuerzo admisible es obtenido como el cociente de ambos términos de acuerdo a la fórmula presentada líneas arriba, sin embargo, la norma también menciona que se deben de tener en cuenta otros factores, tales como:

- Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación
- Profundidad de cimentación.
- Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Asentamiento tolerable de la estructura
- Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad

Este último factor, viene a ser de máxima importancia, ya que el valor del esfuerzo admisible, se elegirá entre el calculado mediante la fórmula mencionada, o entre el esfuerzo que genere el asentamiento tolerable (el menor de ambos). (Bernedo, 2018, P.17).

2.2.3. PRESIÓN PERMISIBLE DE CARGAS BASADA EN CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO

En el libro Principios de ingeniería de cimentaciones (Braja Das, 2012), se detalla la modificación propuesta por Bowles, a la correlación entre la presión de carga neta admisible con la resistencia del ensayo de penetración estándar corregida, N_{corr} , que propuso Meyerhof originalmente. Esta modificación incluye el asentamiento permisible en la cimentación.

Para $B < 1.22$ m

$$q_{neta(adm)} = 1.95 N_{corr} F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Para $B > 1.22$ m

$$q_{neta(adm)} = 1.22N_{corr} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Dónde:

$$q_{neta(adm)} = q(adm) - \gamma Df : \text{presión neta admisible en Tn/m}^2$$

N_{corr} : Valor de penetración corregido para un valor estándar de esfuerzo efectivo vertical.

$$F_d = 1 + 0.33(Df/B) < 1.33: \text{factor}$$

S_e : Asentamiento tolerable en mm.

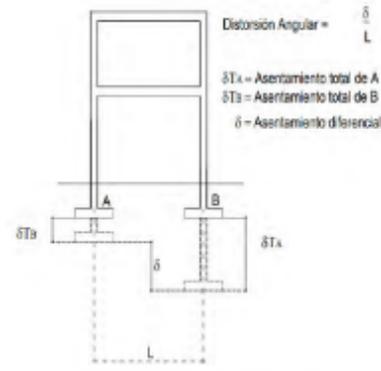
El asentamiento en una cimentación, ocurre cuando el nivel de esta baja. Estos son el resultado de dos clases de asentamientos, los cuales son el asentamiento por consolidación y el asentamiento inmediato.

El asentamiento por consolidación, se genera debido al acomodo de las partículas del suelo en el tiempo, debido a la carga en la cimentación. Por otro lado, el asentamiento inmediato es aquel que se genera producto del propio peso de la estructura y este depende del tipo de cimentación.

Si bien, el hecho de que una estructura llegue a asentarse provoque problemas, el problema se agrava cuando se genera un asentamiento diferencial. En cambio, cuando una estructura posee un asentamiento uniforme, no se generan mayores esfuerzos en la estructura; sin embargo, cuando existen asentamientos diferenciales toda la estructura se ve comprometida.

Figura 3

Muestra del Asentamiento Diferencial en un pórtico de concreto



Nota. Asentamiento Diferencial en pórtico de concreto, Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones.

Para lograr evitar los problemas estructurales que pueden producirse por los asentamientos diferenciales, la Norma establece un asentamiento tolerable, que se encuentra en función de la distorsión angular, la cual se calcula como:

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{\text{Esfuerzo Ultimo}}{\text{Factor de Seguridad}}$$

El Reglamento Nacional de Edificaciones, nos presenta la tabla siguiente:

Tabla 1

Límites de Distorsión Angular Tolerable.

DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límites en que se debe esperar dificultades en puentes grúas.
1/300	Límites en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto, cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Nota. Límites de Distorsión angular Tolerable en la cimentación, Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones (Bernedo, 2018, P.23).

2.2.4. RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS ANTE LA ACCIÓN SÍSMICA

La intensidad de la vibración que se induce en un edificio, depende tanto de las propiedades dinámicas de la estructura, como de las características del movimiento del terreno. Para el caso de sismos moderados, la estructura se mantiene normalmente dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal, y su respuesta puede calcularse con una buena aproximación haciendo uso de los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

Las principales características de la respuesta, se llegan a estimar con una precisión aceptable, al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con un periodo igual al fundamental de la estructura.

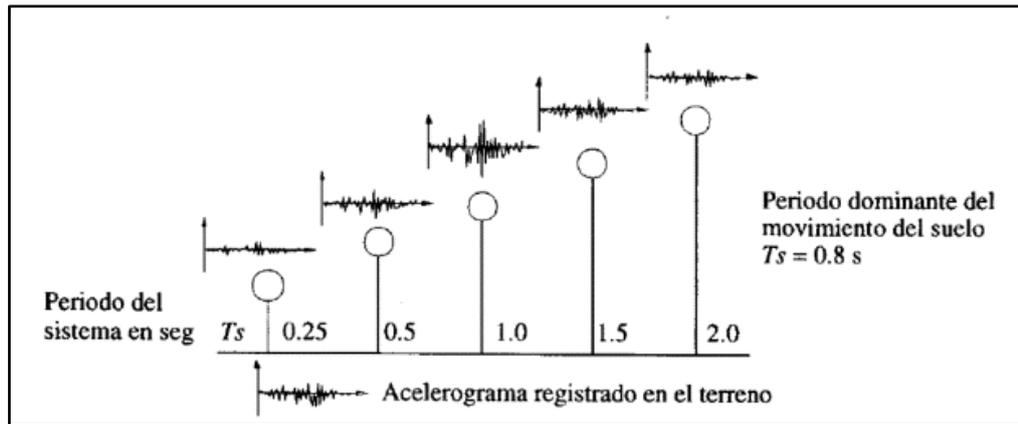
Si se analizan distintos sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos, teniendo en cuenta cierta ley de movimientos del terreno, cada uno responderá de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende en esencia de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo (T_E/T_S).

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio se incrementa, se producen cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta.

En términos generales, el comportamiento del edificio deja de ser lineal, el amortiguamiento tiende a aumentar y la rigidez tiende a bajar.

Figura 4

Movimiento del terreno en sistemas con distinto período fundamental de vibración

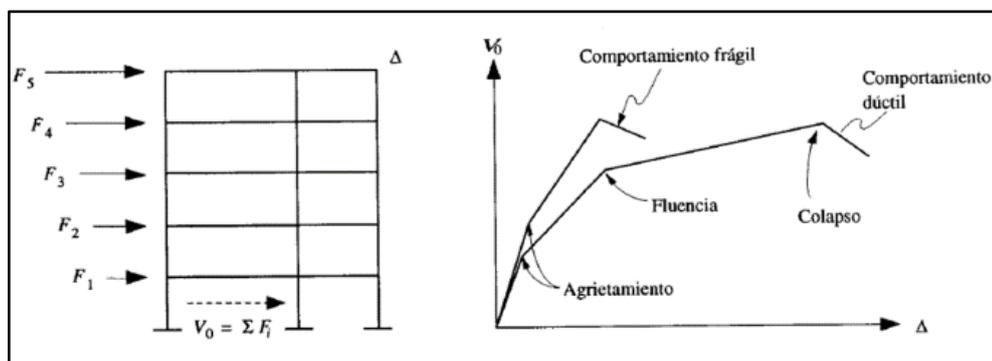


Nota. Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto período fundamental de vibración, Fuente: Bazán y Meli (2004, P.78).

El comportamiento de los principales sistemas estructurales y materiales, importa sobre todo la modificación en la respuesta que se obtiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se ve reducida drásticamente, y por otra parte entran en juego, fuentes de amortiguamiento muchos mayores a las que se tienen en la etapa del comportamiento lineal. Es usual relacionar este comportamiento, de la respuesta originada por la disipación de energía debido al comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que está referida a la capacidad de mantener la resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

Figura 5

Muestra de Fuerza Sísmica vs Deformación en una estructura



Nota. Relación Carga – Deformación de una estructura, Fuente: Bazán y Meli (2004, P.85).

La ductilidad es una propiedad fundamental en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, puesto que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil, y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento (Bazán y Meli, 2004).

2.2.5. ANTECEDENTES DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

El ingeniero civil Gregory P. Tschebotarioff, de nacionalidad rusa, dedicó gran parte de su vida como profesional, al estudio de patologías en cimentaciones. El 80% de las fallas que llegó a analizar lo llevaron a concluir que estas se debieron principalmente a tres razones (Luis Garza Vásquez).

La primera razón, se debe al poco conocimiento de los problemas de mecánica de suelos por parte del ingeniero estructural y el encargado de la construcción. Por ejemplo, con la finalidad de simplificar cálculos, los calculistas modelan la estructura del edificio empotrada en el suelo. En otras palabras, el edificio se apoya sobre un material indeformable, lo cual no es cierto en realidad. Por ello, los resultados obtenidos se calculan sin considerar los movimientos o asentamientos de los apoyos.

La segunda razón, es que los ingenieros geotécnicos, no toman en cuenta los efectos estructurales. Para efectuar el cálculo de los asentamientos del suelo, los especialistas en geotecnia modelan la cimentación teniendo en cuenta solo las resultantes de las reacciones. Es decir, se desprecia la rigidez de la estructura.

Como última razón, los ingenieros que se encargan de la construcción del edificio carecen en su mayoría, del suficiente conocimiento especializado de estas dos áreas, geotecnia y estructuras. Por ello, al momento de tomar decisiones incurren en

errores graves, si no tuvieron en cuenta las recomendaciones de los especialistas. Es claro que hay una evidente diferencia de enfoques entre el diseño de la cimentación de los ingenieros estructurales y de suelos. Además, la escasez de comunicación efectiva entre los estos especialistas de estructuras y geotecnia, no favorecen la obtención de un buen diseño. El procedimiento tradicional aceptado, es el de diseñar la cimentación para transmitir la presión admisible que el ingeniero de suelos recomienda. Asimismo, para el cálculo de los asentamientos es aceptada la hipótesis de resistencia de materiales, en la que las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. La constante de proporcionalidad es el módulo de elasticidad o el módulo de balasto. Sin embargo, en el caso del suelo, las deformaciones dependen también del tamaño de la cimentación, a mayor tamaño le corresponde un mayor asentamiento (Luis Garza Vásquez). Por tanto, la hipótesis anterior muestra una incongruencia. Es necesario resaltar que los procedimientos e hipótesis usadas conllevan a resultados más conservadores, y es por ello que se usan actualmente. (Bernedo, 2018, P.23).

2.2.5.1. INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN

Al realizar el Análisis Sísmico de algunas edificaciones, implementando en ellos la Interacción Suelo - Estructura, se ha podido comprobar que se obtienen mayores desplazamientos en los ejes X-X y Y-Y.

Del mismo modo, se ha logrado demostrar que, al comparar los modelos de edificaciones aporticadas implementando la Interacción Suelo-Estructura, con modelos sin considerar esta interacción, estos modelos inicialmente mencionados presentan una disminución en los esfuerzos internos, pudiendo concluir que estos menores esfuerzos

obtenidos, al considerar la Interacción Suelo-Estructura, suceden a razón de que parte de la energía generada por el sismo en la estructura, la absorbe el suelo de fundación, ya que este trabaja como si fuera un resorte en las bases. (Valderrama y Meza, 2014).

Debido a que la implementación de la Interacción Suelo – Estructura, genera en los resultados del análisis sísmico, una disminución de los esfuerzos internos y un aumento en los desplazamientos de la estructura, y ya que el objetivo central de la presente investigación es el de determinar la diferencia de los esfuerzos por sismo en la cimentación de edificaciones aporticadas con y sin sótanos, no se implementará en ninguno de los modelos, la interacción suelo-estructura, a fin de verificar la influencia directa de los sótanos en los esfuerzos por sismo generados en la cimentación de las edificaciones con y sin sótanos.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Cimentación: La cimentación, es el elemento intermedio que permite la transmisión de las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que estas no rebasen la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones que se produzcan en éste, resulten admisibles para el tipo de estructura.

Por lo tanto, para el diseño de una correcta cimentación, habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo, y además dimensionar el propio cimiento como elemento de concreto armado, de modo que sea lo suficientemente resistente. (Gómez, 2001, P.3).

Cargas Sísmicas: La carga sísmica, es un concepto utilizado en ingeniería sísmica, y es definido como las acciones que un sismo provoca sobre la estructura de un

edificio y que deben ser soportadas por esta. Se transmiten a través del suelo, las estructuras adyacentes o el impacto de las olas de los maremotos. (Chavez, 2015, P.4).

Análisis Sísmico: El análisis sísmico de una estructura está caracterizado por la definición de los distintos períodos de vibración característicos de la estructura basada en su configuración geométrica y la matriz de rigideces de la misma. Es con esta información, que los programas de análisis estructural definen los diferentes modos de vibración de la estructura, lo cual no es más que los períodos característicos de la edificación. (Castro, 2018, P.8).

Sistema Aporticado: Un sistema aporticado, es aquel cuyos principales elementos estructurales consisten en columnas y vigas conectadas a través de nudos, formando pórticos resistentes en las dos direcciones principales de análisis (x e y). (Londoño, 2016, P.11).

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, disminuyen conforme aumenta la cantidad de sótanos.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Las cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

- Los momentos en el Eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.
- Los momentos en el Eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

2.5. VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE

X = Sótanos en Edificaciones Aporticadas.

VARIABLE DEPENDIENTE

Y = Esfuerzos por cargas sísmicas en la cimentación.

2.5.1. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA VARIABLE

2.5.1.1. SÓTANOS EN EDIFICACIONES APORTICADAS

Se conoce como sótano, a la habitación o espacio que se ubica en un sector subterráneo de una construcción. El sótano, por lo tanto, es un ambiente que se desarrolla por debajo del suelo o de la superficie. (Pérez y Gardey, 2014).

2.5.1.2. ESFUERZOS POR CARGAS SÍSMICAS EN LA CIMENTACIÓN

Son aquellos esfuerzos resultantes de las cargas sísmicas a las cuales está sometida una edificación. (Bernedo, 2018).

2.5.2. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE LA VARIABLE

2.5.2.1. SÓTANOS EN EDIFICACIONES APORTICADAS

El número de sótanos, en esencia, depende de la concepción arquitectónica que se realice en las edificaciones, sustentada y con el soporte del análisis estructural respectivo. (Bernedo, 2018).

2.5.2.2. ESFUERZOS POR CARGAS SÍSMICAS EN LA CIMENTACIÓN

Es el resultado del análisis sísmico realizado a la estructura, evaluando su incidencia directa sobre la cimentación de esta. (Bernedo, 2018).

2.5.3. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

Tabla 2

Operacionalización de las variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Se conoce como sótano, a la habitación o espacio que se ubica en un sector subterráneo de una construcción. El sótano, por lo tanto, es un ambiente que se desarrolla por debajo del suelo o de la superficie. (Pérez y Gardey, 2014).	Mecánica de Suelos	Capacidad Portante del Suelo	Ficha de observación
		Cimentación	Esfuerzos admisibles en cimentaciones	Ficha de observación
			Factores determinantes de Tipo de cimentación	Ficha de observación
		Interacción Suelo Estructura	Distribución de Reacciones Lineales o Método Rígido	Ficha de observación
			Módulo de Reacción o de Subrasante	Ficha de observación
VARIABLE DEPENDIENTE Esfuerzos por cargas sísmicas en la Cimentación	Es el resultado del análisis sísmico realizado a la estructura, evaluando su incidencia directa sobre la cimentación de esta. (Bernedo, 2018).	Fuerzas Actuantes	Cargas Axiales	Ficha de observación
			Momentos en el Eje X-X	Ficha de observación
			Momentos en el Eje Y-Y	Ficha de observación
		Análisis Sísmico	Verificación de desplazamientos	Ficha de observación

Nota. Elaboración propia.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

El método general del estudio fue el método científico ya que se menciona lo siguiente: El método científico es la estrategia de la investigación científica, afecta a todo el proceso de investigación y es autónomo del tema que se ensaya. Sabino (2008, p. 19).

3.1.1. MÉTODO GENERAL

3.1.1.1. INDUCTIVO – DEDUCTIVO

Este método está conformado por dos procedimientos inversos: inducción y deducción, en la cual ambos se complementan mutuamente, además mediante la inducción se establecen generalizaciones a partir del conocimiento de casos particulares, luego a partir de esa generalización se realizan deducciones, llegando a afirmaciones particulares que responden a conclusiones lógicas. (Rodríguez y Pérez, 2017).

3.1.2. MÉTODO ESPECÍFICO

3.1.2.1. EXPERIMENTAL

El experimento, como método de investigación científica, se manifiesta como consecuencia del esfuerzo del ser humano, por adentrarse en la esfera de lo desconocido, utilizando para ello su actividad transformadora sobre el mundo que lo rodea. (Viera, 2016).

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del tipo aplicada, pues “Busca la generación de conocimiento con aplicación directa a los problemas de la sociedad. Esta se basa fundamentalmente en los hallazgos tecnológicos de la investigación básica, ocupándose del proceso de enlace entre la teoría y el producto”. (Lozada, 2014, p.34).

La investigación es aplicada, debido a que revela estrategias que permiten conseguir un objetivo concreto, para poder utilizarlo y resolver un problema específico, utilizando así, conocimientos de las Ciencias de Ingeniería, a fin de aplicarlos en la determinación de la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de edificaciones aporticadas con y sin sótano.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación empleado fué el Descriptivo – Correlacional, que nos ayudó a determinar el grado de relación existente entre dos o más variables, eventos o fenómenos observados, con el que se pudo determinar en qué medida estas variables están asociadas con las variaciones que presenten las otras variables (Salinas, 2016).

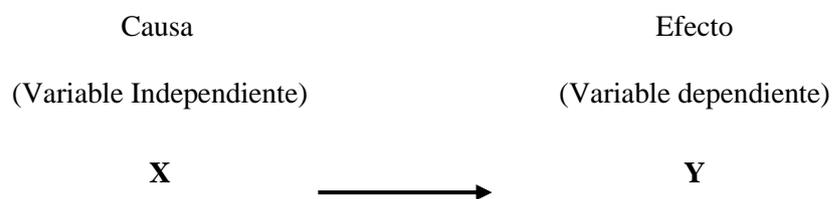
Es así que con esta tesis se ha logrado determinar, el grado de relación existente entre el número de sótanos y los esfuerzos debido al sismo en la cimentación de una edificación aporticada.

3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La investigación tuvo como diseño de investigación el Experimental, que, según Hernández, et al (2018), “Se refiere a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas antecedentes), para verificar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes” (p. 129).

Como diseño específico se utilizó el diseño Cuasi Experimental, puesto que se manipularon las variables independientes para ver su efecto en las dependientes, y el grupo de control no se eligió de forma aleatoria.

El esquema del presente diseño fue el siguiente, Hernández, et al (2018):



3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1. POBLACIÓN

La población estuvo conformada por las edificaciones aporticadas presentes en el Distrito y Provincia de Huancayo, de la región Junín.

3.5.2. MUESTRA

Se empleó el método no probabilístico o dirigido de carácter intencional considerando únicamente el pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes, del Distrito y Provincia de Huancayo, de la región Junín.

Nuestro propósito fué entonces el de analizar todos los especímenes elaborados, nuestra muestra para esta investigación representó a toda la población.

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

En esta investigación se empleó el Análisis Documental, es decir se obtuvieron datos de fuentes secundarias, tales como revistas, libros, y demás, siendo estas fuentes para recolectar datos acerca de las variables de interés, según Zapata (2006).

Para esta investigación también se empleó a la Observación como técnica de recolección de datos, que, según Zapata (2006), comprende los procedimientos que utiliza el investigador para presenciar directamente el fenómeno que estudia, lo cual conducirá a la verificación del problema planteado.

Las fichas de observación, son instrumentos de recolección de datos, referidos a un objeto específico en que se determinarán variables específicas, permitiendo obtener mayor información del fenómeno mediante la observación en un tiempo dado. (Garay, 2020, en ese sentido las fichas de observación en esta investigación permitieron el correcto registro de las cargas axiales y momentos en las direcciones X e Y, debidos al sismo en la dirección X e Y; al tratarse de una investigación de enfoque cuantitativo las fichas de observación empleadas responderán a resultados numéricos, tales fichas se presentan en el Anexo N° 06: Fichas de observación.

3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Las fuerzas resultantes en la base de los modelos de las edificaciones, se ordenaron y clasificaron en cargas axiales y momentos en ambas direcciones, esto para cada dirección del sismo analizado, posterior a ello, se obtuvieron gráficos representativos de la variación según los niveles de sótano por cada modelo empleado. En base a estas fuerzas obtenidas, se realizó el cálculo de los esfuerzos para la cimentación de las edificaciones modeladas, obteniendo también en base a esto, gráficos representativos de la variación según los niveles de sótano presentes.

3.8. TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS

Para el análisis de datos se ha considerado un enfoque cuantitativo, por lo cual se ha hecho uso de la estadística descriptiva para determinar características y promedios importantes de las muestras estudiadas, llegando a obtener gráficos con las cuales se analizaron e interpretaron los resultados obtenidos. Entre las técnicas estadísticas aplicadas en la presente investigación fueron las distribuciones de frecuencia, porcentajes, promedios, desviación estándar y gráficos de barras.

Asimismo, se empleó la estadística inferencial (la Hipótesis Nula “H0” y la Hipótesis Alternativa “H1”), con la regla de decisión, y su respectivo intervalo de confianza del 95% ($\alpha = 0,05$ con un error de 5%), además de su interpretación en base a los datos obtenidos. Una vez se obtuvieron los datos, se procedió a realizar el análisis cada uno de ellos, atendiendo a los objetivos y variables de la investigación, de tal manera que se contrastará las hipótesis con los objetivos y las variables planteadas, demostrando así la validez o invalidez de estas.

Al final se llegaron a formular las recomendaciones y conclusiones para mejorar la problemática investigada.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Este trabajo de investigación consideró el análisis de una Edificación Aportricada de 5 niveles, correspondiente al Bloque B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes, de la Ciudad y Provincia de Huancayo, perteneciente a la Región Junín, la cual fue evaluada contemplando en su estructura, inicialmente solo los niveles superficiales, y posteriormente se evaluaron los niveles superficiales incluyendo, uno, dos, tres, y cuatro sótanos, teniendo en cuenta los parámetros sísmicos de sitio, y para la determinación de la altura de los sótanos se consideró el ya existente en el planteamiento correspondiente del expediente técnico empleado para su ejecución.

4.1. ANÁLISIS DE CARGAS Y SOBRECARGAS EN LA EDIFICACIÓN

Para la asignación de cargas se empleó como base la norma E.020. CARGAS, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.1.1. CÁLCULO DE CARGAS DE TECHO DE SÓTANO

En la siguiente tabla se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en los techos de sótano, de los modelos estructurales generados.

Tabla 3*Cargas de Piso – Techo de Sótano*

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m ²	
	peso propio:	420 kg/m ²	
	CM=	520 kg/m²	0.520 ton/m²
	S/C Estacionamiento, vehículos H<2.50m=	250 kg/m ²	
	CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²

Nota. Cálculo de la cargas para su asignación en el techo de sótano.

4.1.2. CÁLCULO DE CARGAS EN LOSA DE NIVELES SUPERFICIALES

En las siguientes tablas se muestran los cálculos para la asignación de cargas de losa en todos los niveles superficiales:

Tabla 4*Cargas de Losa – Primer Piso*

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m ²		
	peso propio:	420 kg/m ²		
	CM=	520 kg/m²	0.520 ton/m²	
	S/C (Corredores - Escaleras TABLA 1 N.E. 020)=	400 kg/m ²		
	CV=	400 kg/m²	0.400 ton/m²	
	S/C Oficinas=	250 kg/m ²		
	CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²	
	S/C Servicios Higiénicos=	300 kg/m ²		
	CV=	300 kg/m²	0.300 ton/m²	
	S/C Taller=	350 kg/m ²		
	CV=	350 kg/m²	0.350 ton/m²	
	S/C Cuarto de maquinas=	250 kg/m ²		
CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²		
	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	18.2 m	0.15	3.95	14.558
Muros bajos:	8.02 m	0.15	3.400	5.522
			TOTAL:	20.079
Área:	85.5 m²			
Carga:	0.2348479 ton/m²			

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas del primer nivel.

En la tabla 04, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas del primer nivel, de los modelos estructurales generados.

Tabla 5

Cargas de Losa – Segundo Piso

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m ²	
	peso propio:	420 kg/m ²	
	CM=	520 kg/m²	0.520 ton/m²
	S/C (Corredores – Escaleras TABLA 1 N.E. 020)=	400 kg/m ²	
	CV=	400 kg/m²	0.400 ton/m²
	S/C Oficinas=	250 kg/m ²	
	CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²
	S/C Servicios Higiénicos=	300 kg/m ²	
	CV=	300 kg/m²	0.300 ton/m²
	S/C Cafeteria=	350 kg/m ²	
CV=	350 kg/m²	0.350 ton/m²	
S/C Cocina=	250 kg/m ²		
CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²	

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas del segundo nivel.

En la tabla 05, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas del segundo nivel, de los modelos estructurales generados.

Tabla 6

Cargas de Losa – Tercer Piso

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m ²	
	peso propio:	420 kg/m ²	
	CM=	520 kg/m²	0.520 ton/m²
	S/C (Corredores - Escaleras TABLA 1 N.E. 020)=	400 kg/m ²	
	CV=	400 kg/m²	0.400 ton/m²
	S/C Oficinas=	250 kg/m ²	
	CV=	250 kg/m²	0.250 ton/m²
	S/C Servicios Higiénicos=	300 kg/m ²	
	CV=	300 kg/m²	0.300 ton/m²

S/C Cafetería=	350 kg/m2		
CV=	350 kg/m2	0.350 ton/m2	
S/C Cocina=	250 kg/m2		
CV=	250 kg/m2	0.250 ton/m2	

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas del tercer nivel.

En la tabla 06, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas del tercer nivel, de los modelos estructurales generados.

Tabla 7

Cargas de Losa – Cuarto Piso

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m2		
	peso propio:	420 kg/m2		
	CM=	520 kg/m2	0.520 ton/m2	
	S/C (Corredores – Escaleras TABLA 1 N.E. 020)=	400 kg/m2		
	CV=	400 kg/m2	0.400 ton/m2	
	S/C Oficinas=	250 kg/m2		
	CV=	250 kg/m2	0.250 ton/m2	
	S/C Servicios Higiénicos=	300 kg/m2		
	CV=	300 kg/m2	0.300 ton/m2	
	S/C Depósito=	500 kg/m2		
	CV=	500 kg/m2	0.500 ton/m2	
	S/C Aulas, pediatría, farmacología=	250 kg/m2		
CV=	250 kg/m2	0.250 ton/m2		
S/C Bioterio=	350 kg/m2			
CV=	350 kg/m2	0.350 ton/m2		
LONG 1	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	9.1 m	0.15	3.95	7.279
			TOTAL:	7.279
Área:	86.86 m2			
Carga:	0.0837999 ton/m2			
LONG 2	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	8 m	0.15	3.95	6.399
			TOTAL:	6.399
Área:	86.86 m2			

Carga:	0.0736703 ton/m2			
LONG 2	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	7.86 m	0.15	3.95	6.287
			TOTAL:	6.287
Área:	86.86 m2			
Carga:	0.072381 ton/m2			

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas del cuarto nivel.

En la tabla 07, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas del cuarto nivel, de los modelos estructurales generados.

Tabla 8

Cargas de Losa – Quinto Piso

LOSA ALIGERADA 2 DIR. : E=25 cm	Acabados:	100 kg/m2		
	peso propio:	420 kg/m2		
	CM=	520 kg/m2		0.520 ton/m2
	S/C (Corredores – Escaleras TABLA 1 N.E. 020)=	400 kg/m2		
	CV=	400 kg/m2		0.400 ton/m2
	S/C Oficinas, jefatura, cubículos de simulación, monitoreo=	250 kg/m2		
	CV=	250 kg/m2		0.250 ton/m2
	S/C Servicios Higiénicos=	300 kg/m2		
	CV=	300 kg/m2		0.300 ton/m2
	S/C Aulas=	250 kg/m2		
CV=	250 kg/m2		0.250 ton/m2	
LONG 1	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	22.5 m	0.15	3.95	17.997
			TOTAL:	17.997
Área:	85.5 m2			
Carga:	0.2104934 ton/m2			
LONG 2	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	7.23 m	0.15	3.95	5.783
			TOTAL:	5.783
Área:	86.86 m2			

Carga:	0.0665795 ton/m2			
LONG 3	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	7.05 m	0.15	3.95	5.639
			TOTAL:	5.639
Área:	85.5 m2			
Carga:	0.0659546 ton/m2			
LONG 4	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	7.22 m	0.15	3.95	5.775
			TOTAL:	5.775
Área:	86.86 m2			
Carga:	0.0664874 ton/m2			
LONG 5	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	7.04 m	0.15	3.95	5.631
			TOTAL:	5.631
Área:	86.86 m2			
Carga:	0.0648298 ton/m2			
LONG 5	long. Muros	espesor	H	ton
Muros altos:	2.79 m	0.15	3.95	2.232
			TOTAL:	2.232
	LONG=0	11.28 M		
	0.1978414			

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas del quinto nivel.

En la tabla 08, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas del quinto nivel, de los modelos estructurales generados.

Tabla 9

Cargas de Losa – Azotea

LOSA ALIGERADA 2 DIR.: E=25 cm	Acabados:	100 kg/m2	
	peso propio:	420 kg/m2	
	CM=	520 kg/m2	0.520 ton/m2

S/C -		
Azoteas=	150 kg/m ²	
CV=	150 kg/m²	0.150 ton/m²

Nota. Cálculos de las cargas para su asignación en las losas de la azotea.

En la tabla 09, se muestran los cálculos de las cargas para su asignación en las losas de azotea, de los modelos estructurales generados.

4.1.3. CÁLCULO DE CARGAS EN ALTURA

A continuación, se muestran los cálculos de las cargas en altura para su asignación de los modelos de la edificación.

Tabla 10

Cálculo de cargas Altura en Sótanos

CARGA	Tabique de 4 m e=15cm (Debajo de viga)	810 kg/m	
	CM=	810 kg/m	0.810 ton/m
	Tabique de 4.75m e=15cm (debajo de losa)	961.875 kg/m	
	CM=	961.875 kg/m	0.962 ton/m

Nota. Cálculos de las cargas altura en sótanos, para su asignación en los modelos estructurales generados.

Tabla 11

Cálculo de cargas Altura en Pisos Típicos.

CARGA	Tabique de 3.20m e=15cm (Debajo de viga)	648 kg/m	
	CM=	648 kg/m	0.648 ton/m
	Tabique de 3.95m e=15cm (Debajo de losa)	799.875 kg/m	
	CM=	799.875 kg/m	0.800 ton/m
CARGA	Tabique de 3.20m e=15cm (Debajo de viga 25x60)	729 kg/m	
	CM=	729 kg/m	0.729 ton/m

Nota. Cálculos de las cargas altura en pisos típicos, para su asignación en los modelos estructurales generados.

4.2. ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES SEGÚN E.030 (2018)

Para el Análisis Dinámico de la Estructura se utiliza un Espectro de respuesta según la NTE - E.030, para comparar la fuerza cortante mínima en la base y compararlos con los resultados de un análisis estático. Todo esto para cada dirección de la Edificación en planta (X e Y).

4.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

4.2.1.1. FACTOR DE ZONA (Z)

El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas. Esta zonificación está basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y su atenuación con la distancia epicentral, así como la información neotectónica. A cada zona le corresponde un factor Z, interpretado como la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años. Este factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

En la presente investigación, haciendo uso de la Norma E.030 actualizada al 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, ubicamos nuestra zona de estudio correspondiente a la Edificación a modelar.

El Distrito de Huancayo, ubicado en la Provincia de Huancayo, y Región Junín, se encuentra ubicado en la zona 3, por lo que le corresponde un factor $Z=0.35$.

4.2.1.2. FACTOR DE SUELO (S)

Acorde a lo establecido en la Norma E.030 actualizada al 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, en la que los perfiles de suelo fueron clasificados tomando en cuenta la velocidad promedio de las ondas de corte ($\overline{V_s}$), o alternativamente, en

suelos granulares el promedio ponderado de los \vec{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\vec{S}_u) para suelos del tipo cohesivo. Estas propiedades deben determinarse para los 30m superiores del perfil de suelo medidos a partir del nivel de fondo de cimentación.

Para los suelos granulares predominantemente, se calcula \vec{N}_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos cohesivos predominantemente, la resistencia al corte en condición no drenada \vec{S}_u es calculada como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de \vec{N}_{60} para los estratos con suelos granulares y de \vec{S}_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al perfil más flexible.

Para la verificación del tipo de suelo al que corresponde, se emplearon los datos del Estudio de Mecánica de Suelos encontrado en el Expediente Técnico, definiendo un suelo Intermedio S_2 , y habiendo ya definido el factor de Z, mediante los cuales, haciendo uso de la tabla N°10, se obtiene el factor de Suelo correspondiente:

Tabla 12

Factor de Suelo "S".

Zona	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

Nota. Cuadro de Factor de Suelo en función del tipo de suelo y la zona sísmica. Tomado de la Tabla N°03 del artículo 13 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como podemos verificar en la tabla N°12, a una edificación ubicada en la Zona 3, con un Suelo intermedio S2, le corresponde un Factor de Suelo “S” de 1.15.

4.2.1.3. PERÍODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL FACTOR C (TP)

Habiendo definido el factor que el suelo base corresponde a un Suelo Intermedio S₂, según la Tabla N°13, le corresponde un Valor del Período Tp de 0.60 segundos.

Tabla 13

Períodos “Tp” y “Tl”

	Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota. Cuadro de Períodos Tp y Tl en función del tipo de suelo. Tomado de la Tabla N°04 del artículo 13 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.2.1.4. PERÍODO QUE DEFINE EL INICIO DE LA ZONA DEL FACTOR C CON DESPLAZAMIENTO CONSTANTE (TL)

Habiendo definido el factor que el suelo base corresponde a un Suelo Intermedio S₂, según la Tabla N°13, le corresponde un Valor del Período TL de 2.00 segundos.

4.2.1.5. FACTOR DE USO (U)

El factor de uso o importancia “U” se define en función de la categoría a la que pertenece la estructura a analizar, esta clasificación se hace con la siguiente tabla:

Tabla 14*Categoría de las Edificaciones y factor “U”*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos de Salud del Sector Salud (Públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Todas aquellas edificaciones que pueden servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado. 	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos tales como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificios Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otros similares.	Ver nota 2

Nota1. Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota2. En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Nota3. Cuadro para definir el factor de Uso o Importancia de la Edificación. Tomado de la Tabla N°05 del artículo 15 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Habiendo definido que la Edificación en Estudio, pertenece a la Categoría A2 de Edificaciones Esenciales, le corresponde un factor U de 1.5.

4.2.2. FACTOR DE IRREGULARIDADES

4.2.2.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia)

El factor de irregularidad en altura “Ia”, se determinó como el menor valor de los valores de las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis, determinado según la siguiente tabla:

Tabla 15

Irregularidades Estructurales en Altura

Irregularidades	Factor de Irregularidad “Ia”
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.50

Irregularidad Extrema de Resistencia	Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso	Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.60

Nota. Cuadro para definir el factor de Irregularidad en Altura de la Edificación. Tomado de la Tabla N°08 del artículo 20 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

A) IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO Y EXTREMA RIGIDEZ

Iniciamos evaluando simultáneamente las **Irregularidades de Rigidez y Extrema Rigidez**, por estar estrechamente relacionadas, ya que ambas comparan las rigideces laterales de los entrepisos.

Tabla 16

Verificación de Irregularidad de Rigidez en la dirección "X"

FUERZA CORTANTE DIRECCION X					DESPLAZAMIENTO EN CENTRO DE MASAS					Rigidez K	%
Story	Load Case/ Combo	Location	P ton	VX tonf	Story	Diaphragm	Load Case/ Combo	UX m	ΔX m		Condición I
T5	EQx	Bottom	0	56.3405	T5	D1	EQx	0.011260	0.0016	36185.3	
T4	EQx	Bottom	0	108.9729	T4	D1	EQx	0.009703	0.0021	52976.6	146.40%
T3	EQx	Bottom	0	152.8018	T3	D1	EQx	0.007646	0.0026	57923.4	109.34%
T2	EQx	Bottom	0	182.8023	T2	D1	EQx	0.005008	0.0029	63385.0	109.43%

T1	EQx	Bottom	0	197.0724	T1	D1	EQx	0.002124	0.0021	92783.6	146.38%
----	-----	--------	---	----------	----	----	-----	----------	--------	---------	---------

Nota. Cálculo de rigideces laterales en la dirección “X” de un entrepiso con su correspondiente entrepiso superior. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Podemos verificar, con la Tabla N°16, que al comparar las rigideces laterales en la dirección “X” de un entrepiso con su correspondiente entrepiso superior, estos resultan superiores al 70%, lo que demuestra que **no existe irregularidad de rigidez y menos aún de rigidez extrema.**

Tabla 17

Verificación de Irregularidad de Rigidez en la dirección "Y"

FUERZA CORTANTE DIRECCION X					DESPLAZAMIENTO EN CENTRO DE MASAS					Rigidez K	%
Story	Load Case/ Combo	Location	P	VX	Story	Diaphragm	Load Case/ Combo	UX	ΔX	Condición I	
			ton	tonf				m	m		
T5	EQy	Bottom	0	55.717	T5	D1	EQy	0.009581	0.0013	43091.3	
T4	EQy	Bottom	0	108.3996	T4	D1	EQy	0.008288	0.0017	63914.9	148.32%
T3	EQy	Bottom	0	152.6656	T3	D1	EQy	0.006592	0.0022	68521.4	107.21%
T2	EQy	Bottom	0	183.1255	T2	D1	EQy	0.004364	0.0025	73870.7	107.81%
T1	EQy	Bottom	0	197.6944	T1	D1	EQy	0.001885	0.0019	104877.7	141.97%

Nota. Cálculo de rigideces laterales en la dirección “Y” de un entrepiso con su correspondiente entrepiso superior. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Podemos verificar, con la Tabla N°17, que al comparar las rigideces laterales en la dirección “Y” de un entrepiso con su correspondiente entrepiso superior, estos resultan superiores al 70%, lo que demuestra que **no existe irregularidad de rigidez y menos aún de rigidez extrema.**

B) IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, Y EXTREMA RESISTENCIA

Continuando con la verificación de irregularidades, evaluamos simultáneamente las Irregularidades de Resistencia y Extrema Resistencia, por estar estrechamente relacionadas, ya que ambas comparan las resistencias de los entrepisos.

Conforme a lo indicado en la Tabla N°15, para la evaluación de las resistencias, analizaremos la variación en la suma de áreas transversales de los elementos resistentes a corte, como columnas y muros, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

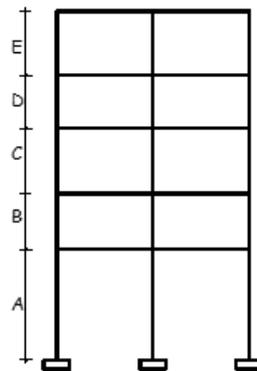
Figura 6

Modelo de Irregularidad de Resistencia

$$R_A < 0.8 R_B$$

$$\left(\frac{A_A}{A_B}\right) \left(\frac{h_B}{h_A}\right) < 0.80$$

$$\left(\frac{A_A}{h_A}\right) < 0.80 \left(\frac{A_B}{h_B}\right)$$



A_A = suma de áreas resistentes a corte del entrepiso "A"

A_B = suma de áreas resistentes a corte del entrepiso "B"

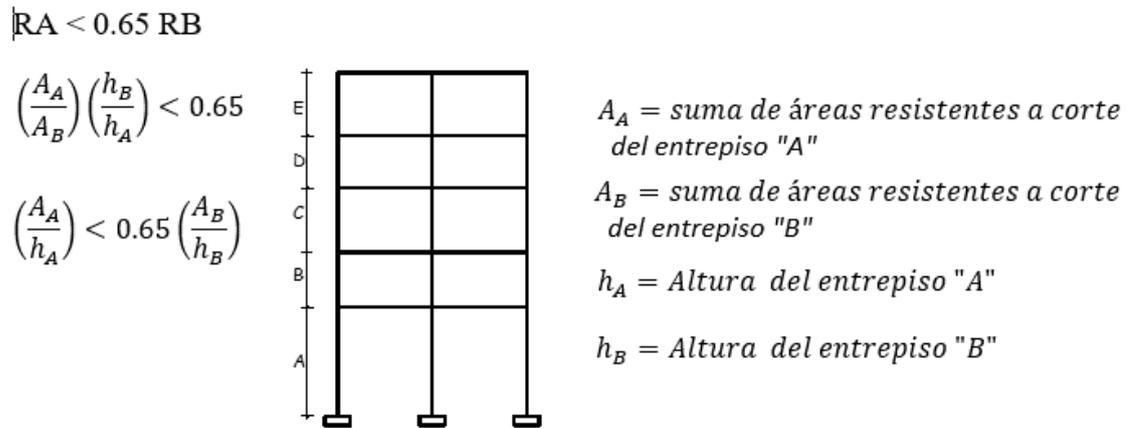
h_A = Altura del entrepiso "A"

h_B = Altura del entrepiso "B"

Nota. Modelo de Irregularidad de Resistencia. Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7

Modelo de Irregularidad de Extrema Resistencia



Nota. Modelo de Irregularidad de Extrema Resistencia. Fuente: Elaboración Propia.

Con la siguiente tabla, se realizó la verificación de las Irregularidades de Resistencia:

Tabla 18

Verificación de Irregularidad de Resistencia y Extrema Resistencia

ENTREPISO 01				ENTREPISO 02			
AREA RESISTENTE A CORTE DIRECCIÓN "X"		AREA RESISTENTE A CORTE DIRECCIÓN "Y"		AREA RESISTENTE A CORTE DIRECCIÓN "X"		AREA RESISTENTE A CORTE DIRECCIÓN "Y"	
ALTURA DE ENTREPISO 01 (m) =		4.20		ALTURA DE ENTREPISO 02 (m) =		4.20	
Elemento	AREA	Elemento	AREA	Elemento	AREA	Elemento	AREA
Columna placa	m2	Columna placa	m2	Columna placa	m2	Columna placa	m2
C1	0.72	C1	0.72	C1	0.72	C1	0.72
C2	0.72	C2	0.72	C2	0.72	C2	0.72
C3	0.72	C3	0.72	C3	0.72	C3	0.72
C4	0.72	C4	0.72	C4	0.72	C4	0.72
000C5	0.72	C5	0.72	C5	0.72	C5	0.72
SUMA DE ÁREAS RESISTENTES: P1_X 3.61		SUMA DE ÁREAS RESISTENTES: P1_Y 3.61		SUMA DE ÁREAS RESISTENTES: P2_X 3.61		SUMA DE ÁREAS RESISTENTES: P2_Y 3.61	
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando		DIRECCIÓN X:	100%	REGULAR	DIRECCIÓN Y:	100%	REGULAR
Irregularidad Extrema de Rigidez		DIRECCIÓN X:	100%	REGULAR	DIRECCIÓN Y:	100%	REGULAR

Nota. Cálculo de resistencias para verificación de Irregularidad de Resistencia y

Extrema Resistencia. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Habiendo comprobado la resistencia en los entresijos, verificamos que la estructura **resulta regular con respecto a la resistencia y extrema resistencia**, en ambas direcciones de análisis.

C) IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Proseguimos con la verificación de la irregularidad de masa (o peso) conforme a lo indicado en la tabla N°13, en la cual se menciona también que el cálculo del peso será de acuerdo al Artículo 26. “Estimación de Peso” de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Este numeral nos indica que el peso se calculará adicionando a la carga permanente un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. El porcentaje correspondiente estará determinado conforme a los siguiente:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos se toma en general el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares, se considera el 100% de la carga que puede contener.

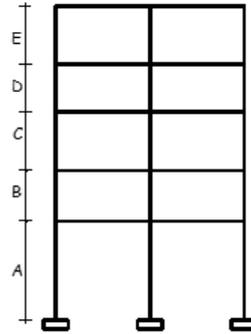
Figura 8

Modelo de Irregularidad de Masa o Peso

Existe Irregularidad de masa o peso, si:

$$P_c > 1.50 P_b$$

P: Peso o masa



Nota. Modelo de Irregularidad de Masa o Peso. Fuente: Elaboración Propia.

Conforme a lo descrito, se ha realizado la comprobación de la Irregularidad de Masa o Peso en la siguiente tabla:

Tabla 19

Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

Story	Load Case/Combo	Location	P	Irregularidad masa o peso
			ton	adyacente superior
T5	Peso	Bottom	605.5896	
T4	Peso	Bottom	1300.6028	Regular
T3	Peso	Bottom	2118.2391	Regular
T2	Peso	Bottom	2903.3312	Regular
T1	Peso	Bottom	3690.5947	Regular

Nota. Cálculo de Pesos por Niveles para verificación de Irregularidad de Masa o Peso.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

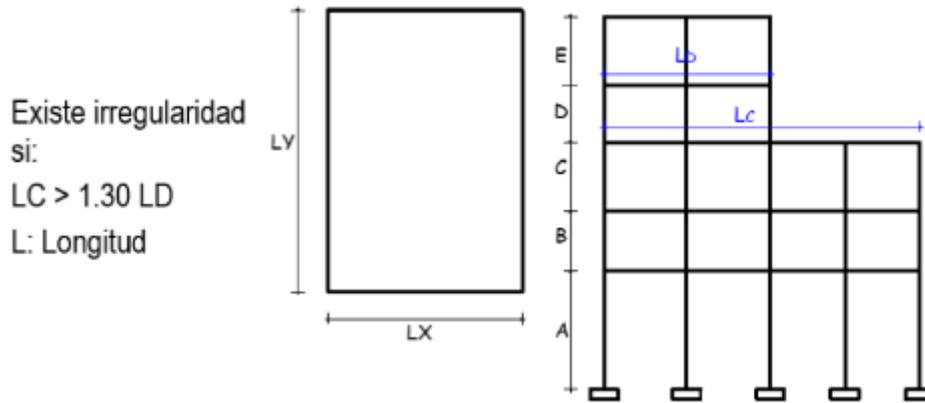
Como observamos en la Tabla N°19, habiendo realizado la comprobación de la Irregularidad de Masa o Peso, observamos que la Estructura en análisis resulta Regular.

D) IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

Continuando con la verificación de las irregularidades, evaluamos ahora la Irregularidad Geométrica Vertical, conforme a lo especificado en la Tabla N°15.

Figura 9

Modelo de Irregularidad Geométrica Vertical



Nota. Modelo de Irregularidad de Masa o Peso. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 20

Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical

DIMENSIÓN EN PLANTA DIRECCIÓN "X"			DIMENSIÓN EN PLANTA DIRECCIÓN "Y"		
PISO	Longitud m	Relación m	PISO	Longitud m	Relación m
T5	39.45		T5	23.70	
T4	39.45	1.00	T4	23.70	1.00
T3	39.45	1.00	T3	23.70	1.00
T2	39.45	1.00	T2	23.70	1.00
T1	39.45	1.00	T1	23.70	1.00
COCIENTE	1.00	REGULAR	COCIENTE	1.00	REGULAR

Nota. Cálculo de Dimensiones para verificación de Irregularidad Geométrica Vertical.

Elaboración Propia.

Habiendo realizado la verificación de Irregularidad Geométrica Vertical, concluimos que la edificación resulta regular conforme a lo calculado en la Tabla N°20.

E) DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES Y DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES

Prosiguiendo con la evaluación de las irregularidades en Altura, evaluamos la Discontinuidad de los Sistemas Resistentes y Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes.

Tabla 21

Verificación de Área resistente al Corte en Dirección X

CORTANTE EN LA BASE $V_x=$		197.09 ton	
Elemento	Cortante	% RESISTENCIA CORTE	¿TIENE DESALINEAMIENTO?
Columna placa	ton	> 10% > 25% (Extremo)	¿CAMBIO DE ORIENTACIÓN?
C01	8.82	4.48%	NO
C02	8.93	4.53%	NO
C03	9.03	4.58%	NO
C04	9.14	4.64%	NO
C05	15.23	7.73%	NO
C06	15.41	7.82%	NO
C07	15.58	7.91%	NO
C08	15.76	8.00%	NO
C09	15.22	7.72%	NO
C10	15.40	7.81%	NO
C11	15.58	7.90%	NO
C12	15.76	8.00%	NO
C13	9.15	4.64%	NO
C14	9.25	4.69%	NO
C15	9.36	4.75%	NO
C16	9.47	4.80%	NO
TOTAL:	197.09	ton	

Nota. Cálculo de Área resistente al Corte en la Dirección X. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 22*Verificación de Área resistente al Corte en Dirección Y*

CORTANTE EN LA BASE Vy=		198.06 ton	
Elemento	Cortante	% RESISTENCIA CORTE	¿TIENE DESALINEAMIENTO?
Columna placa	ton	> 10% > 25% (Extremo)	¿CAMBIO DE ORIENTACIÓN?
C01	10.44	5.27%	NO
C02	15.79	7.97%	NO
C03	16.12	8.14%	NO
C04	10.85	5.48%	NO
C05	10.00	5.05%	NO
C06	14.80	7.47%	NO
C07	14.80	7.47%	NO
C08	10.00	5.05%	NO
C09	9.78	4.94%	NO
C10	14.48	7.31%	NO
C11	14.48	7.31%	NO
C12	9.78	4.94%	NO
C13	9.42	4.75%	NO
C14	13.96	7.05%	NO
C15	13.96	7.05%	NO
C16	9.42	4.75%	NO
TOTAL:	198.06	ton	

Nota. Cálculo de Área resistente al Corte en la Dirección Y. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como pudimos comprobar en las Tablas N°21 y 22, la estructura resulta regular con respecto a la discontinuidad en los sistemas resistentes y la discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, ya que ninguno de los elementos resiste más del 10% de la fuerza cortante.

Resumen de la verificación de Irregularidades Estructurales en Altura:

Tabla 23*Resumen de Verificación de Irregularidades Estructurales en Altura*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA: Ia	<u>DIR X-X</u>	<u>DIR Y-Y</u>
1. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	REGULAR	REGULAR
2. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL	REGULAR	REGULAR
3. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ	REGULAR	REGULAR
4. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA	REGULAR	REGULAR
5. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	REGULAR	
6. IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	REGULAR	REGULAR
7. DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	REGULAR	REGULAR
8. DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES	REGULAR	REGULAR

Nota. Resumen de las Irregularidades Estructurales en Altura. Elaboración Propia en

base a datos tomados del programa Etabs.

Ya que se ha verificado que la estructura resulta regular en altura, se consideró el factor de Irregularidad en Altura “**Ia=1.00**”.

4.2.2.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (Ip)

El factor de irregularidad en planta “Ip”, se determinó como el menor valor de los valores de las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis, determinado según la siguiente tabla:

Tabla 24*Irregularidades Estructurales en Planta*

Irregularidades	Factor de Irregularidad “Ip”
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso, para la misma condición de carga. (Δ_{CM}).	0.75

Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos, y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.	
<p>Irregularidad Torsional Extrema</p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{\text{máx}}$), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, para la misma condición de carga. (Δ_{prom}).</p> <p>Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos, y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.</p>	0.60
<p>Esquinas Entrantes</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las mismas dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
<p>Sistemas no Paralelos</p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores a 30°, ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90

Nota. Cuadro para definir el factor de Irregularidad en Planta de la Edificación. Tomado de la Tabla N°09 del artículo 20 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

A) IRREGULARIDAD TORSIONAL E IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Iniciamos evaluando simultáneamente las Irregularidades Torsional y Torsional Extrema, por estar estrechamente relacionadas.

En las siguientes tablas verificaremos estas irregularidades.

Tabla 25*Verificación de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección X*

Story	Load Case/Combo	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Si:
T4	EQx	0.002109	0.002085	1.011510791	> 1.3
T3	EQx	0.002685	0.00265	1.013207547	ó
T2	EQx	0.002928	0.002885	1.014904679	> 1.5
T1	EQx	0.002158	0.002124	1.016007533	(IRREGULAR)

Nota. Cálculo de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección X.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 26*Verificación de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección Y*

Story	Load Case/Combo	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Si:
T4	EQy	0.001783	0.001741	1.024124067	> 1.3
T3	EQy	0.002309	0.00224	1.030803571	ó
T2	EQy	0.002581	0.002483	1.039468385	> 1.5
T1	EQy	0.001972	0.001885	1.046153846	(IRREGULAR)

Nota. Cálculo de Irregularidades Torsional y Torsional Extrema en Dirección Y.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como podemos verificar en las Tablas N°25 y 26, en ambas direcciones se ha comprobado la inexistencia de las Irregularidades Torsional y Torsional Extrema.

B) IRREGULARIDAD DE ESQUINA ENTRANTE

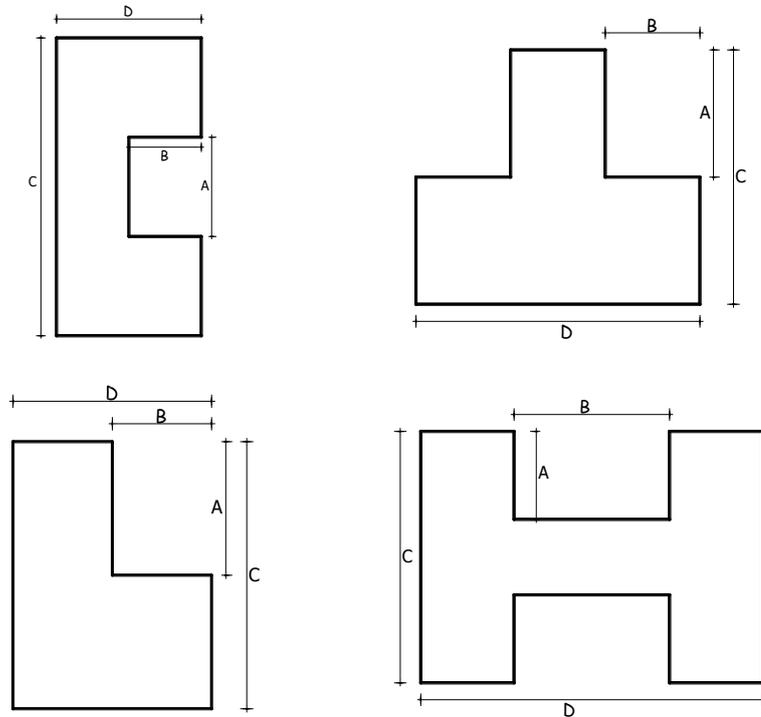
Se verifica esta irregularidad de acuerdo a los criterios de la Tabla N°22.

Existe Irregularidad de Esquina entrante cuando:

 $A > 0.2C$ o $B > 0.2D$

Figura 10

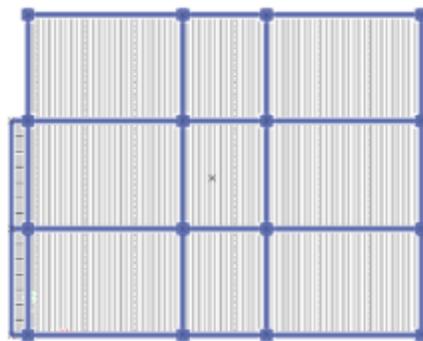
Modelo de Irregularidad de Esquina Entrante



Nota. Ejemplos de dimensiones consideradas para el cálculo de irregularidad de esquinas entrantes. Fuente: Elaboración propia.

Figura 11

Vista en planta de la Estructura en estudio.



Nota. Vista en planta de la estructura en estudio, para verificación de irregularidad de esquinas entrantes. Fuente: Elaboración propia

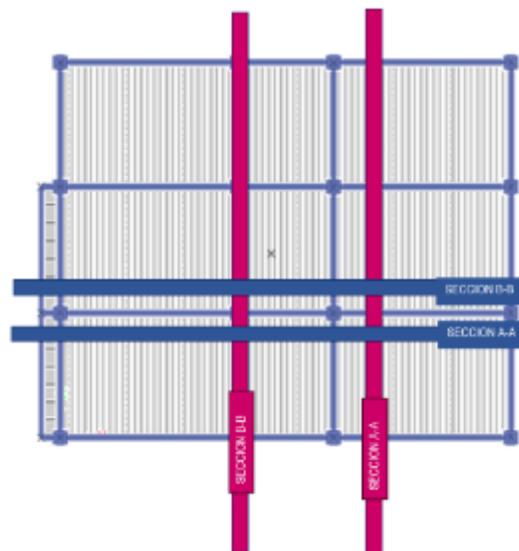
Evaluando por simple inspección, podemos visualizar la inexistencia de esquinas entrantes en la estructura en estudio, por lo que se considera regular.

C) IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA

Verificamos si existe esta irregularidad, de acuerdo a los establecido en la Tabla N°24.

Figura 12

Vista en planta de la Estructura en estudio y seccionamiento de abertura existente.



Nota. Vista en planta de la estructura en estudio, para verificación de irregularidad por discontinuidad de diafragma. Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente tabla, verificamos inicialmente, que la mayor abertura no supere el 50% del área bruta del diafragma:

Tabla 27*Verificación de abertura existente*

ÁREAS	ÁREA (m ²)
AREA TOTAL	160
ABERTURA > 50% (Irreg.)	20
	12.50%
REGULAR	

Nota. Verificación de abertura existente para Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma. Elaboración Propia.

Como pudimos verificar en la Tabla N°27, la abertura existente no supera el 50% del área bruta, por lo que es regular ante esta verificación inicial.

En la siguiente tabla evaluamos el siguiente criterio, verificando que el área neta resistente supere el 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección, para verificar la regularidad de la estructura.

Tabla 28*Verificación de Discontinuidad de Diafragma*

SECCIÓN TRANSVERSAL VERTICAL		
Long A-A=	23.7	m
Long B-B=	23.7	m
< 25% (Irreg.)	100.00%	REGULAR
SECCIÓN TRANSVERSAL HORIZONTAL		
Long A-A=	39.45	m
Long B-B=	39.45	m
< 25% (Irreg.)	100.00%	REGULAR

Nota. Cálculo de dimensiones de las secciones para verificación de Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma. Elaboración Propia.

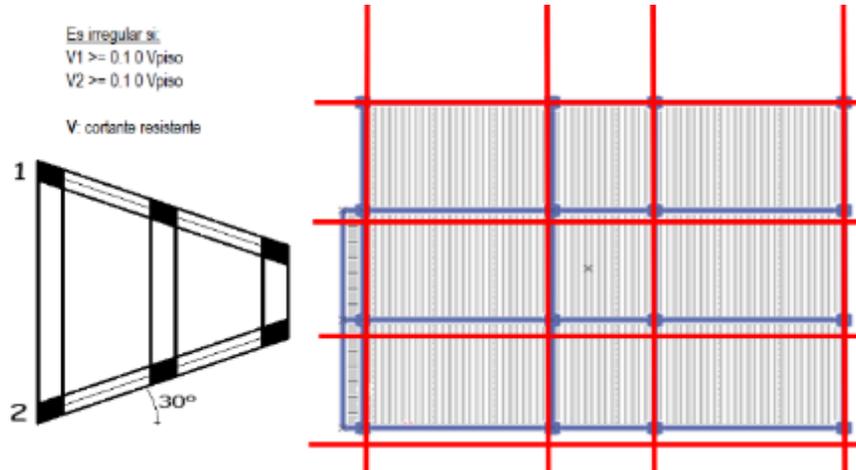
Con las Tabla N°27 y 28, se comprueba que la estructura resulta regular ante la verificación de Irregularidad por Discontinuidad de Diafragma.

D) IRREGULARIDAD POR SISTEMAS NO PARALELOS

De conformidad con los criterios de la Tabla N°22, evaluamos esta irregularidad.

Figura 13

Vista en planta de estructura en estudio y ejes de elementos resistentes.



Nota. Vista en planta de la estructura en estudio, para verificación de irregularidad por sistemas no paralelos. Fuente: Elaboración propia.

Por simple inspección se ha verificado que los ejes resultantes son paralelos, lo cual da como resultado que ante la verificación de la Irregularidad de Sistemas no Paralelos, la estructura resulte como regular.

Resumen de la verificación de Irregularidades Estructurales en Planta:

Tabla 29

Resumen de Verificación de Irregularidades Estructurales en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA: I_p	DIR X-X	DIR Y-Y
1. IRREGULARIDAD TORSIONAL	REGULAR	REGULAR
2. IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	REGULAR	REGULAR
3. ESQUINAS ENTRANTES	REGULAR	REGULAR
4. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	REGULAR	
5. SISTEMAS NO PARALELOS	REGULAR	REGULAR

Nota. Resumen de Irregularidades Estructurales en Planta. Elaboración Propia.

Ya que se ha verificado que la estructura resulta regular en planta, se consideró el factor de Irregularidad en Planta “ $I_p=1.00$ ”.

4.2.2.3. RESTRICCIONES DE LA IRREGULARIDAD

En función de la categoría a la que pertenezca la edificación analizada, y a la zona en la que se ubique, se deberá proyectar respetando las restricciones de la siguiente tabla:

Tabla 30

Categoría y Regularidad de las Edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	2	No se permiten irregularidades extremas, excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.
	1	Sin restricciones.

Nota. Restricciones de irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de ubicación de la edificación. Tomado de la Tabla N°10 del artículo 21 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como podemos verificar en la Tabla N°30, y teniendo en cuenta que la edificación en estudio al pertenecer a la categoría A2 de edificaciones esenciales, y encontrándose en la Zona 3, no se permiten irregularidades; y tal como hemos comprobado durante la verificación de Irregularidades en Planta y en Altura, se cumple este criterio.

4.2.3. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

Este factor se emplea para reducir la intensidad de las fuerzas sísmicas elásticas a fuerzas inelásticas aplicadas, con lo que influye al desempeño de la estructura ante un sismo severo, definiendo la capacidad de resistencia lateral. (Pinoargote, 2014, p.24).

Este coeficiente R, se determina como el producto de los factores de irregularidad “Ia” e “Ip” que ya han sido definidos, además del coeficiente básico de reducción “Ro”, determinado a partir de la siguiente tabla:

Tabla 31

Coefficiente básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

Sistema Estructural	Ro
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Nota. Cuadro de coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas en base al sistema estructural de la edificación. Tomado de la Tabla N°07 del artículo 18 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como podemos observar en la Tabla N°31, el coeficiente básico de reducción es asignado de acuerdo al Sistema Estructural al que corresponde la Edificación que se está analizando, y por simple inspección podemos verificar que la estructura corresponde a

un sistema del tipo pórticos, al cual le corresponde un factor de reducción de fuerzas sísmicas **Ro=8**.

Con esta última verificación y cálculo del coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas, tenemos todos los factores necesarios para elaborar el Espectro de Pseudo - aceleraciones, que realizamos a continuación:

Tabla 32

Resumen de Factores para Espectro de Pseudoaceleraciones

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	Huancayo-Huancayo-Junín
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg
PERIODO "TL"	TL	2	seg
FACTOR DE USO "U"	U	1.5	UNIVERSIDAD A2 "Edificaciones Esenciales"
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos Regular
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos Regular
BLOQUE:	B		

Nota. Resumen de Factores para elaboración del Espectro de Pseudoaceleraciones de la Edificación. Elaboración Propia.

Para tabular las aceleraciones espectrales, empleamos la siguiente fórmula:

$$Sa = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Tabla 33

Aceleraciones Espectrales en Direcciones X e Y

T	Sax ZUCS/Rx	Say ZUCS/Ry	T	Sax ZUCS/Rx	Say ZUCS/Ry	T	Sax ZUCS/Rx	Say ZUCS/Ry
0.00	0.2170	0.2170	0.50	0.2170	0.2170	1.60	0.0814	0.0814
0.02	0.2170	0.2170	0.55	0.2170	0.2170	1.70	0.0766	0.0766
0.04	0.2170	0.2170	0.60	0.2170	0.2170	1.80	0.0723	0.0723
0.06	0.2170	0.2170	0.65	0.2003	0.2003	1.90	0.0685	0.0685

0.08	0.2170	0.2170	0.70	0.1860	0.1860	2.00	0.0651	0.0651
0.10	0.2170	0.2170	0.75	0.1736	0.1736	2.25	0.0514	0.0514
0.12	0.2170	0.2170	0.80	0.1627	0.1627	2.50	0.0417	0.0417
0.14	0.2170	0.2170	0.85	0.1532	0.1532	2.75	0.0344	0.0344
0.16	0.2170	0.2170	0.90	0.1446	0.1446	3.00	0.0289	0.0289
0.18	0.2170	0.2170	0.95	0.1370	0.1370	4.00	0.0163	0.0163
0.20	0.2170	0.2170	1.00	0.1302	0.1302	5.00	0.0104	0.0104
0.25	0.2170	0.2170	1.10	0.1183	0.1183	6.00	0.0072	0.0072
0.30	0.2170	0.2170	1.20	0.1085	0.1085	7.00	0.0053	0.0053
0.35	0.2170	0.2170	1.30	0.1001	0.1001	8.00	0.0041	0.0041
0.40	0.2170	0.2170	1.40	0.0930	0.0930	9.00	0.0032	0.0032
0.45	0.2170	0.2170	1.50	0.0868	0.0868	10.00	0.0026	0.0026

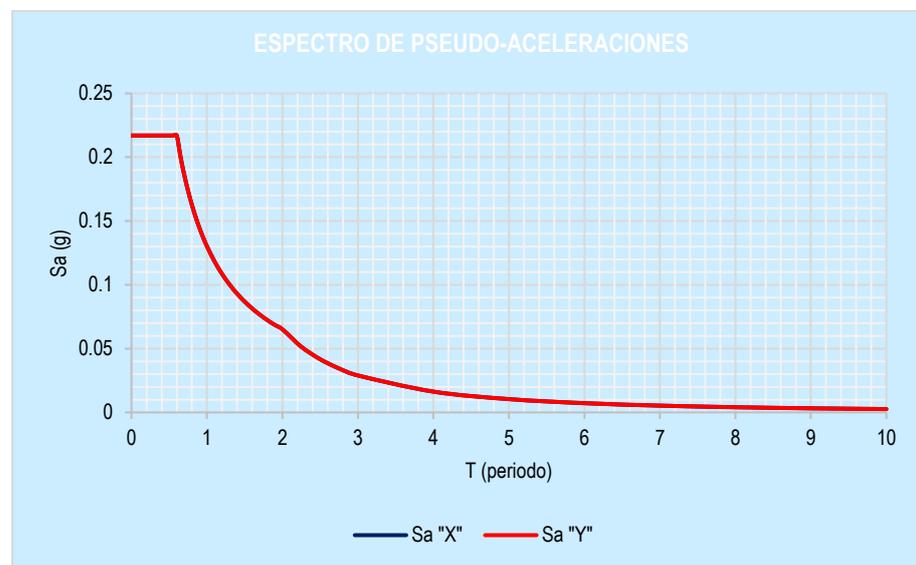
Nota. Tabulación de datos para elaboración de Espectro de Pseudo - aceleraciones.

Elaboración Propia.

Con los datos tabulados se graficó el Espectro de Pseudo – aceleraciones correspondiente:

Figura 14

Espectro de Pseudo - Aceleraciones



Nota. Espectro de pseudo – aceleraciones para las direcciones de análisis X e Y. Fuente:

Elaboración Propia.

4.3. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Para la evaluación de la variación de los esfuerzos en la cimentación de las edificaciones con sótano y sin sótano se modeló la estructura en estudio, variando la cantidad de sótanos existentes, partiendo de un modelo inicial sin sótano, continuando con los modelos con 1, 2, 3 y 4 sótanos, de los cuales se verificaron y compararon los resultados de esfuerzos en la cimentación correspondiente.

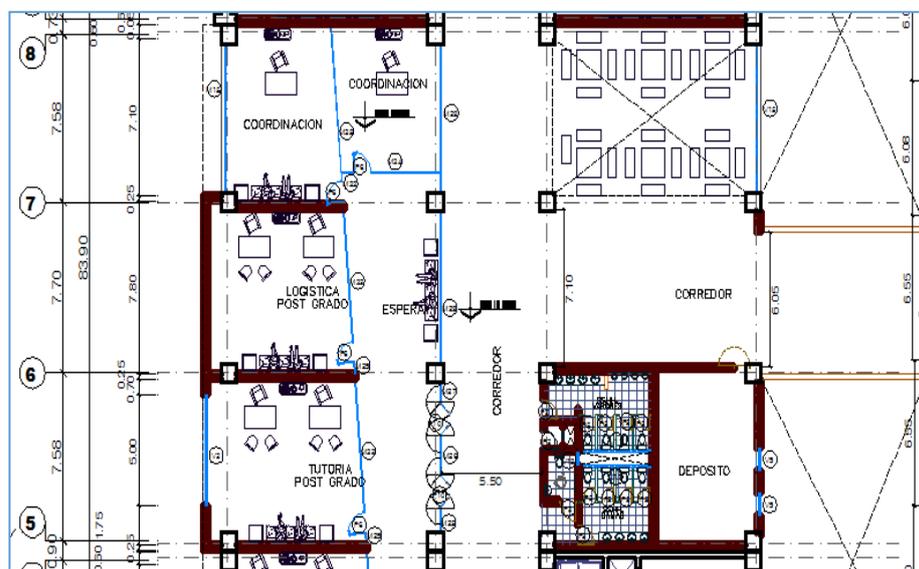
4.3.1. PROCEDIMIENTO DE MODELAMIENTO

4.3.1.1. GEOMETRÍA DE LA EDIFICACIÓN

La geometría de la edificación aportada que servirá de base en nuestro estudio, corresponde al Pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana los Andes.

Figura 15

Vista en planta del piso típico de la Edificación a modelar.

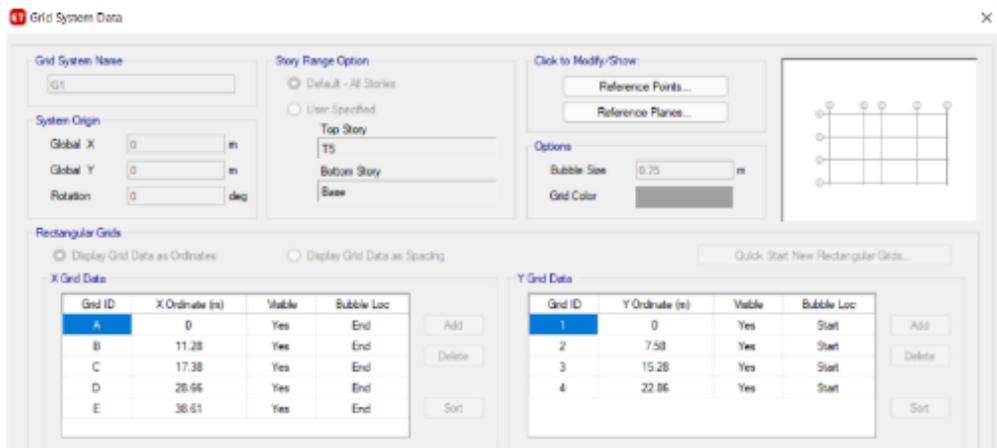


Nota. Módulo para estructuración del Pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes. Fuente: Expediente Técnico “Construcción de la Facultad de Medicina Humana - UPLA”.

En función de estos planos, definimos los ejes y niveles correspondientes a los modelos de Edificaciones.

Figura 16

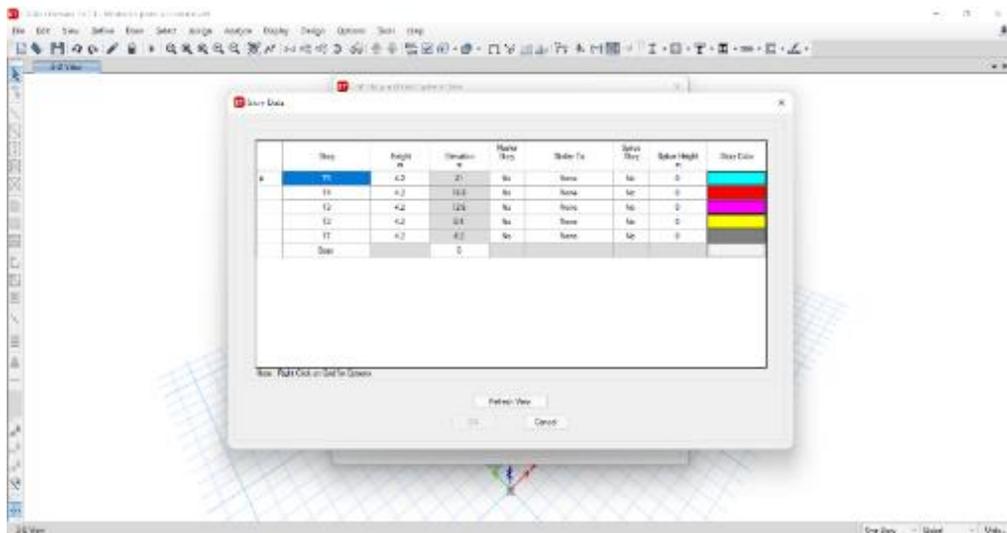
Ejes definidos para modelamiento de la estructura.



Nota. Definición de ejes para modelamiento de las edificaciones. Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 17

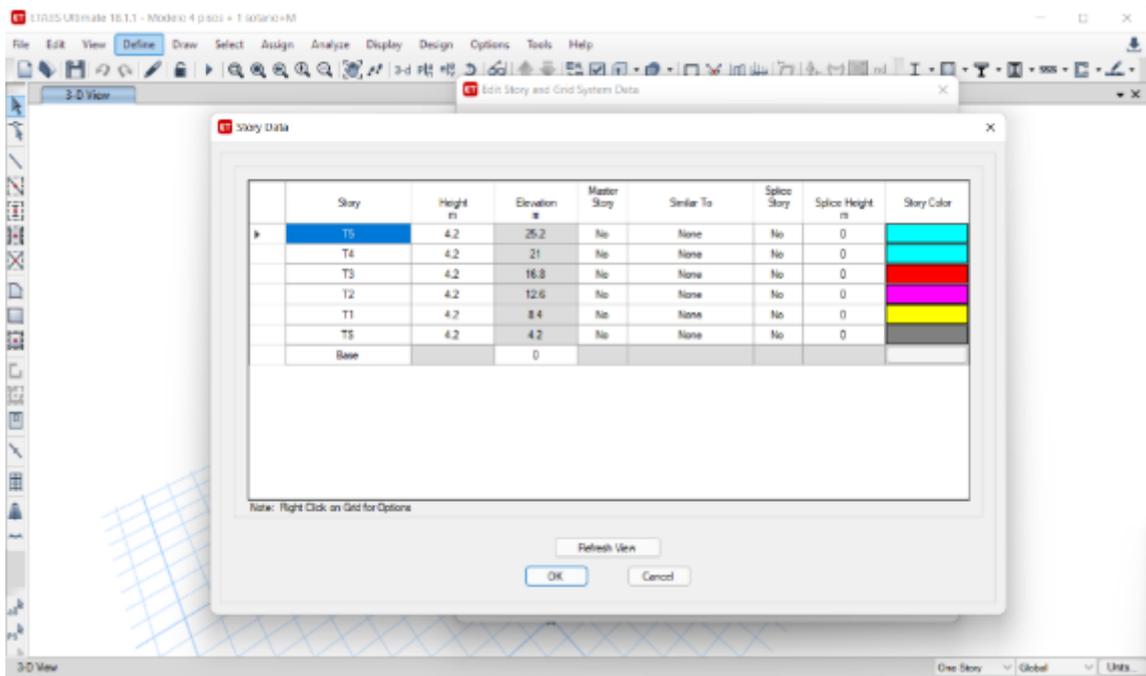
Niveles en la primera estructura a modelar.



Nota. Definición de niveles para modelamiento de la Edificación (Ejemplo sin considerar sótano). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 18

Niveles en la segunda estructura a modelar.



Nota. Definición de niveles para modelamiento de la Edificación (Ejemplo considerando un sótano). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Los otros modelos considerados solo presentan más niveles de sótano con la misma altura considerada en el modelo de edificación con un sótano.

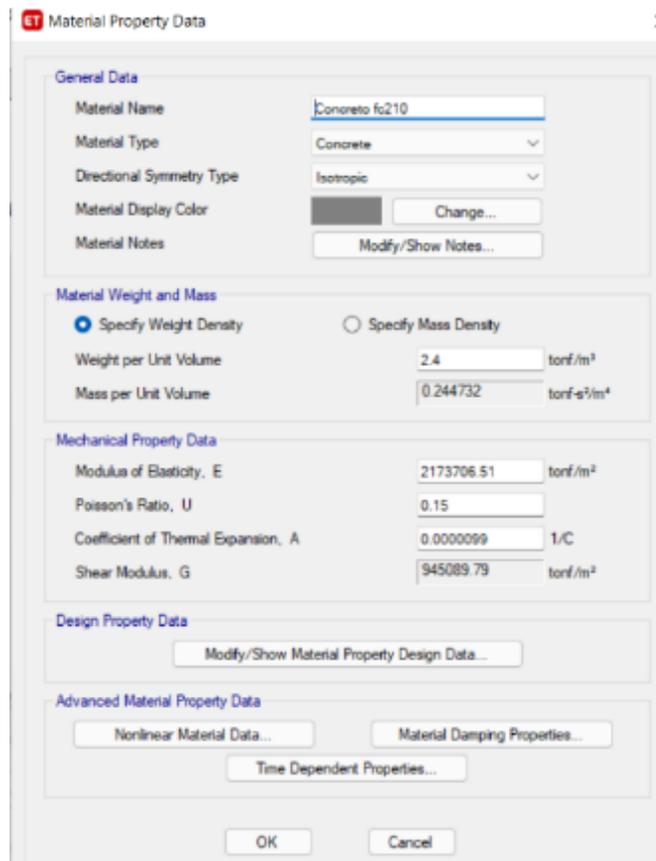
4.3.1.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Siendo una estructura existente la edificación tomada como base para el modelamiento, no es necesario realizar el predimensionamiento de la estructura. Sino se realizará el modelamiento en base a la estructura existente, cuyos planos están en el Expediente Técnico “Construcción de la Facultad de Medicina Humana - UPLA”, y se

adjuntan en los anexos de la presente investigación, además de que se obtuvieron los datos de materiales.

Figura 19

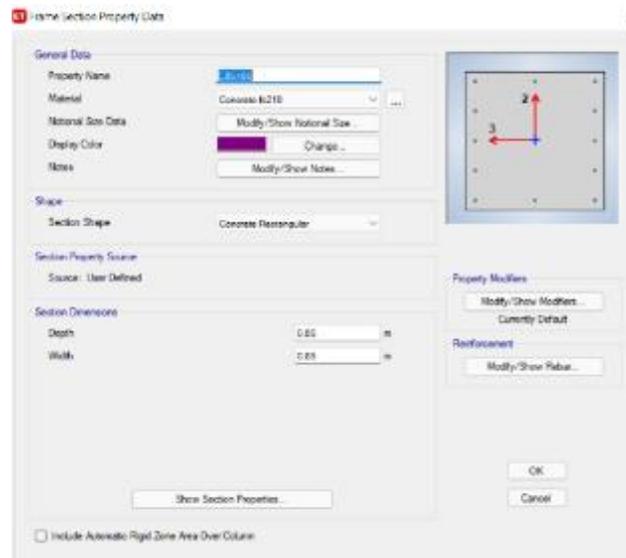
Definición de material para modelamiento.



Nota. Material (Concreto Armado $F'c=210$ kg/cm²). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 20

Definición de propiedades para la Columna de 0.85m x 0.85m.



Nota. Definición Secciones de concreto (Columna de 0.85m x 0.85m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 21

Definición de propiedades para la viga de 0.25m x 0.60m.



Nota. Definición Secciones de concreto (Viga de 0.25m x 0.60m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 22

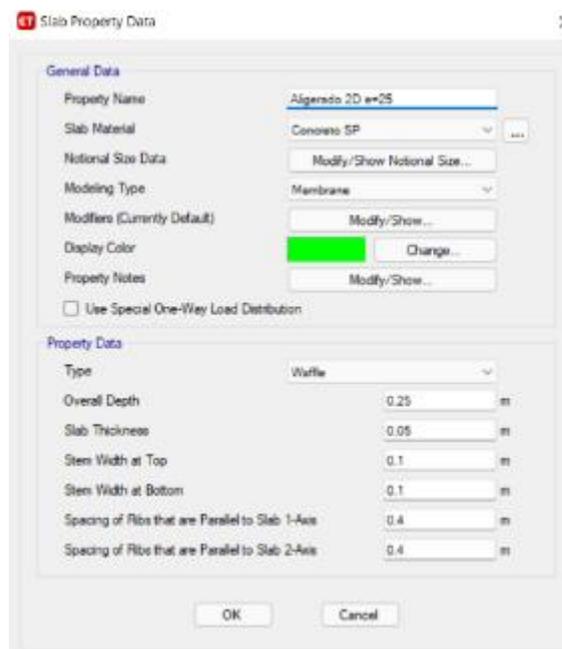
Definición de propiedades para la viga de 0.30m x 1.00m.



Nota. Definición Secciones de concreto (Viga de 0.30m x 1.00m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 23

Definición de propiedades para la losa aligerada (e=0.25m).



Nota. Definición Secciones de concreto (Losa Aligerada en dos Direcciones de espesor 0.25m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 24

Definición de propiedades para la losa maciza (e=0.20m)

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa maciza e=20cm

Slab Material: Concreto fc210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.2 m

OK Cancel

Nota. Definición Secciones de concreto (Losa maciza de espesor 0.20m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

Figura 25

Definición de propiedades para muro (e=0.25m)

Wall Property Data

General Data

Property Name: Muro

Property Type: Specified

Wall Material: Concreto fc210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.25 m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

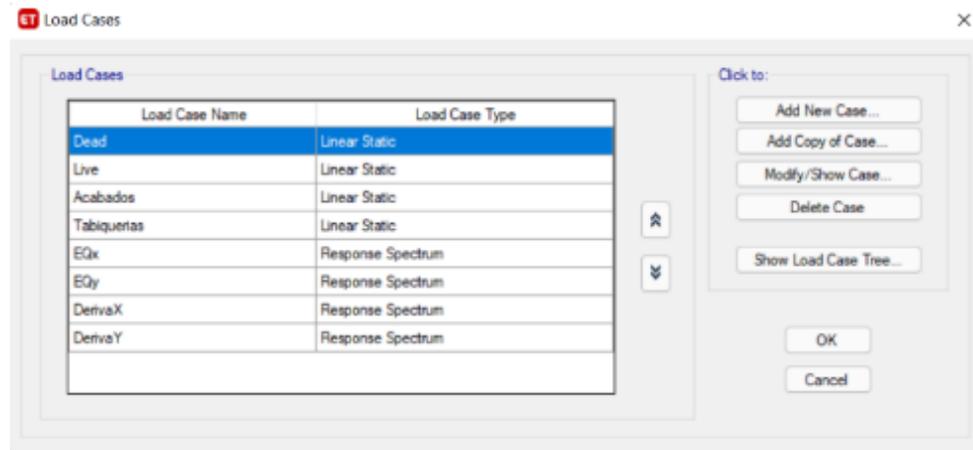
Nota. Definición Secciones de concreto (Muro de espesor de 0.25m). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

4.3.1.3. ESTADOS DE CARGA

De acuerdo a las Normas NTE. E.020, E060 y al reglamento ACI 318-08, se consideran los siguientes estados de Carga en la estructura según valores definidos.

Figura 26

Estados de carga.



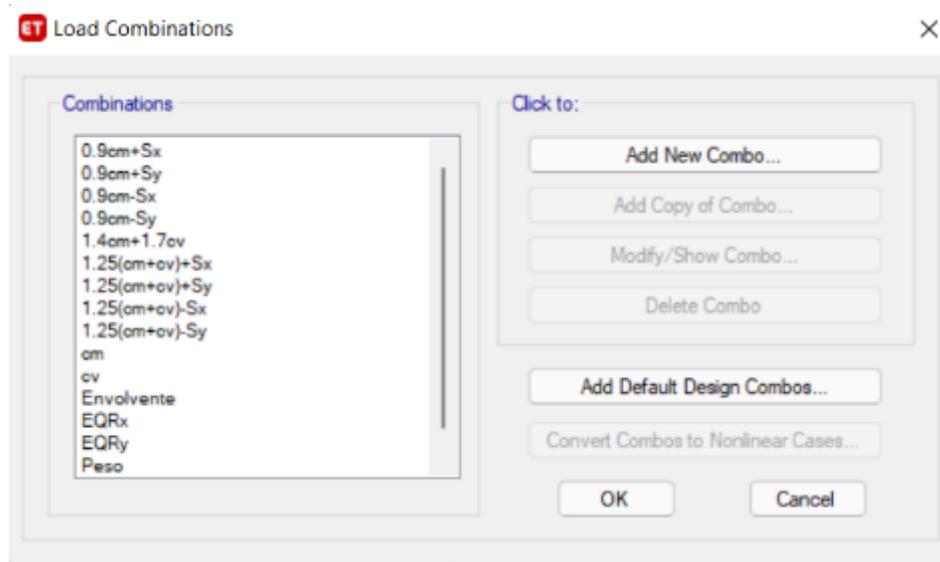
Nota. Definición de Estados de Carga (Igual en todos los modelos). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

4.3.1.4. COMBINACIONES DE CARGA

Definimos las combinaciones de carga para todos los modelos de Edificaciones planteadas, considerando las cargas de gravedad, cargas por sismo, y agrupando en una combinación Envolvente, que permitirá calcular los mayores esfuerzos a los cuales estará sometida la edificación.

Figura 27

Combinaciones de carga.



Nota. Definición de Combinaciones de Carga (Igual en todos los modelos). Fuente: Elaboración Propia en el programa Etabs.

4.3.1.5. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Para el Análisis Dinámico de la Estructura se utiliza un Espectro de respuesta según la NTE - E.030, para comparar la fuerza cortante mínima en la base y compararlos con los resultados de un análisis estático. Todo esto para cada dirección de la Edificación en planta (X e Y).

Ya en el apartado 4.2. de la presente investigación, se definen los parámetros de cálculo para el espectro de pseudo - aceleraciones, con lo mismo que se ha tabulado en la tabla n° 33, y graficado en la figura n°14.

4.3.1.6. ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se han asignado las cargas en todos los niveles, conforme a lo calculado en el apartado 4.1. de la presente investigación.

4.3.2. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y SIN SÓTANO

4.3.2.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

Verificamos que el máximo desplazamiento relativo, calculado según el artículo 31 de la Norma E.030 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 34

Límites para la Distorsión de Entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/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

Nota. Cuadro de límites de distorsión de entrepiso en base al material predominante en la Edificación. Tomado de la Tabla N°11 del artículo 32 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Teniendo en cuenta estos límites permisibles, procederemos a verificar si la edificación en estudio cumple o no estos parámetros.

Tabla 35

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0048	7	28.66		21	OK
T4	DerivaX	X	0.0077	7	28.66		16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	7	28.66		12.6	NO PASA

T2	DerivaX	X	0.0109	7	28.66	8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0071	7	28.66	4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección X. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 36

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0048	7			21	OK
T4	DerivaX	X	0.0077	11			16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	19			12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0109	19			8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0071	19			4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección Y. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como se comprueba en las Tablas N°35 y 36, en los niveles del 1 al 4, se supera la deriva de entrepiso máxima permisible, esto probablemente se debe a que el expediente técnico con el cual se ejecutó la construcción de esta edificación, se elaboró con la Norma E.030 del año 2003, la cual era menos conservadora que la norma E.030 vigente desde el 2018.

A pesar de que, al sobrepasar la deriva de entrepiso máxima, técnicamente debería de reestructurarse la edificación, agregando elementos que aumenten la rigidez en ambas direcciones, o buscar alguna otra solución alternativa; se dejará en esta ocasión tal como se encuentra, ya que la edificación en estudio es una estructura ya construida, además de que el objetivo principal del estudio es el determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de los modelos en estudio.

4.3.2.2. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En concordancia con lo establecido en el artículo 29.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se procede con el cálculo de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 37

Modos de Vibración de la Estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.71	0.72	0.04	0.00	0.72	0.04	0.00	0.01	0.18	0.06	0.01	0.18	0.06
Modal	2	0.67	0.08	0.62	0.00	0.80	0.66	0.00	0.15	0.02	0.12	0.16	0.20	0.18
Modal	3	0.58	0.02	0.16	0.00	0.82	0.82	0.00	0.04	0.00	0.64	0.20	0.20	0.82
Modal	4	0.21	0.10	0.01	0.00	0.91	0.83	0.00	0.04	0.52	0.01	0.23	0.72	0.83
Modal	5	0.21	0.01	0.08	0.00	0.93	0.91	0.00	0.46	0.07	0.01	0.69	0.79	0.84
Modal	6	0.18	0.00	0.02	0.00	0.93	0.93	0.00	0.12	0.01	0.09	0.81	0.80	0.93
Modal	7	0.11	0.03	0.01	0.00	0.96	0.94	0.00	0.02	0.07	0.01	0.82	0.87	0.94
Modal	8	0.11	0.01	0.03	0.00	0.97	0.97	0.00	0.06	0.03	0.00	0.88	0.90	0.94
Modal	9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.97	0.97	0.00	0.02	0.00	0.03	0.90	0.90	0.97
Modal	10	0.07	0.01	0.01	0.00	0.98	0.98	0.00	0.03	0.04	0.00	0.93	0.94	0.98
Modal	11	0.07	0.01	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.03	0.04	0.00	0.97	0.98	0.98
Modal	12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.00	0.01	0.00	0.02	0.98	0.98	0.99
PERIODOS DE VIBRACIÓN:									T"X" = 0.710 seg T"Y" = 0.672 seg					

Nota. Obtención de modos de Vibración en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia

en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.2.3. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

En función de la categoría a la que pertenece la Edificación en estudio, y acorde al artículo 26 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2018, considerando que la edificación es de categoría A2 (Edificaciones esenciales), se realizó la Estimación de Peso en la siguiente tabla:

Tabla 38*Estimación del Peso de la Estructura*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf.m	MY tonf.m	Peso ton
T5	Peso	Bottom	640.0	7315.6472	-9171.7606	640.0
T4	Peso	Bottom	1427.4	16146.1737	-20677.6147	787.3677
T3	Peso	Bottom	2245.0	25218.0605	-32386.9082	817.6363
T2	Peso	Bottom	3030.1	33684.3362	-43469.0853	785.0921
T1	Peso	Bottom	3817.4	42175.4309	-54601.248	787.2635
Peso de la Estructura de acuerdo a su Categoría =						3817.4

Nota. Estimación del Peso de la Estructura. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.2.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Del análisis dinámico obtenemos las Fuerzas Cortantes en la base, en cada una de las direcciones consideradas, como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 39*Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
T1	EQx	Bottom	0.00E+00	480.7081	89.4018	6808.7008	1308.1724	7022.5297
T1	EQy	Bottom	0.00E+00	89.4044	465.1712	8235.1916	6781.8657	1300.6716
CORTANTE EN LA BASE:						VX din=	480.7	ton
						VY din=	465.2	ton

Nota. Fuerza Cortante en la Base de la estructura de la Edificación. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.2.5. ANÁLISIS SÍSMICO Y FACTOR DE ESCALA

A continuación, se muestra el resumen de datos empleados para el análisis sísmico, y los factores de escala calculados:

PARÁMETROS SÍSMICOS - RNE E030-2018

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	El Tambo-Huancayo-Junín	Art.10
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio	Art.13
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg	Art.13
PERIODO "TL"	TL	2	seg	Art.13
FACTOR DE USO "U" (Art. 15)	U	1.5	Centro Educativo "A2"	
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos Regular	Art.18
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos Regular	Art.18

PERIODOS DE VIBRACIÓN:

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "X":	TX	0.71	segundos	Art.29.1
PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "Y":	TY	0.672	segundos	Art.29.1

PESO DE LA EDIFICACIÓN: [Art. 26 - RNE 2018]

PESO DE LA EDIFICACIÓN:	P	3817.3987 toneladas	Art.26
-------------------------	---	---------------------	--------

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) [Art. 14 - RNE 2018]

Art. 14 RNE.E030-2018	Cmin	Cmáx	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
CX= 2.113	0.88	2.5	USAR: CX= 2.113
CY= 2.232	0.88	2.5	USAR: CY= 2.232

FUERZA CORTANTE EN LA BASE - [Art. 28.2 RNE. E030-2018]

Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	608.65 toneladas
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	643.07 toneladas

FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Fuerza cortante Dinámica dirección "X":	Vx Din.=	480.71 toneladas
Fuerza cortante Dinámica dirección "Y":	Vy Din.=	465.17 toneladas

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN EL PRIMER ENTREPISO - [Art. 29.4 RNE. E030-2018]

Reducción por Irregularidad: Red. "X": 0.8 Red. "Y": 0.8

Escalar todos los resultados con el siguiente factor, excepto los desplazamientos:

$$\text{Esc. "X"} = 1.013 \quad \text{SDX}$$

$$\text{Esc. "Y"} = 1.106 \quad \text{SDY}$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11 - [Art. 28.2.2 RNE. E030-2018]

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Cx/Rx =	0.26	Cumple, es mayor = que 0.11
Cy/Ry =	0.28	Cumple, es mayor = que 0.11

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL (Base shear Coefficient, Cb)

Base shear Coefficient, Cbx: **Cb x = 0.159**

Base shear Coefficient, Cby: **Cb y = 0.168**

4.3.2.6. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Continuando con el análisis sísmico, es necesario verificar que la estructura tenga estabilidad, para lo cual calculamos y analizamos los momentos de volteo generados por las fuerzas sísmicas actuantes.

Tabla 40

Datos pre calculados

DIRECCIÓN "X"			
Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	608.65	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "X":	TX=	0.71	segundos
DIRECCIÓN "Y"			
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	643.07	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "Y":	TY=	0.672	segundos

Nota. Cuadro de datos pre calculados para verificación de Estabilidad de la estructura.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

En esta tabla, se muestran los datos de Fuerza cortante estática y Períodos de vibración calculados con anterioridad para el análisis sísmico.

Ahora, previo al cálculo de la distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura, es necesario calcular el **exponente relacionado con el período fundamental de la estructura**, conforme a lo indicado en el artículo 28.3.2. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que establece los siguientes criterios para el cálculo:

Si $T < 0.5$; $k = 1.0$

SI $T > 0.5$; $k = 0.75 + 0.5T \leq 2$

Por lo tanto, tenemos que, en Dirección “X”:

La Tabla N°40 indica que el período en la dirección X, “Tx” es igual a 0.71 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.105** para esta dirección.

Así también tenemos, en Dirección “Y”:

La Tabla N°40 indica que el período en la dirección Y, “Ty” es igual a 0.672 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.086** para esta dirección.

Habiendo calculado estos factores, en la siguiente tabla, calculamos la distribución de la fuerza sísmica en altura, empleando para ello las siguientes formulas, acorde al artículo 28.3.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, y k es el exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura, que ya calculamos.

Tabla 41

Distribución de Fuerza Sísmica en Altura

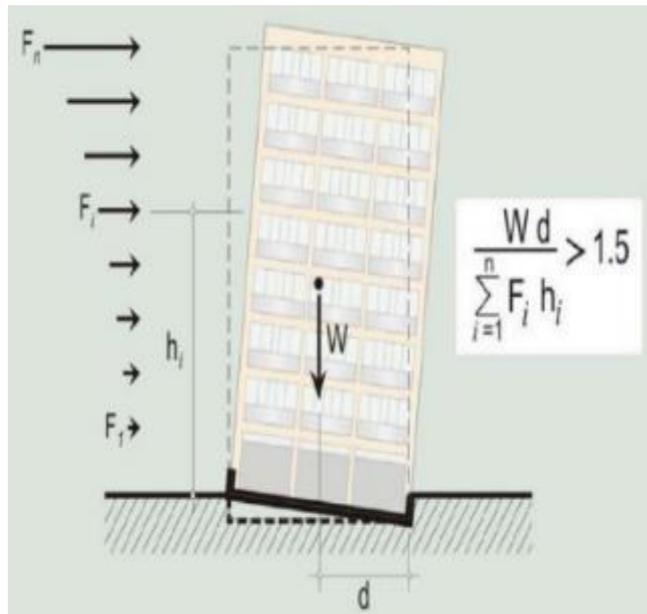
Nivel	DATOS		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y				
	Peso (ton)	hi	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FX	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FY
	Pi	m	m	m		tonf	m	m		tonf
T5	640.04	21	28.91	18503.71	0.299	182.16	22.81	14596.73	0.287	184.40
T4	787.37	16.8	22.59	17788.71	0.288	175.13	18.24	14365.37	0.282	181.48
T3	817.64	12.6	16.44	13442.18	0.217	132.33	13.68	11188.21	0.220	141.34
T2	785.09	8.4	10.50	8246.11	0.133	81.18	9.12	7161.92	0.141	90.48
T1	787.26	4.2	4.88	3844.24	0.062	37.85	4.56	3590.87	0.071	45.36
					61824.95 ton	50903.10 ton				

Nota. Verificación de Estabilidad de la estructura en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

Figura 28

Distribución de Fuerza Sísmica en Altura.



Nota. Ejemplo de Distribución de Fuerza Sísmica en Altura. Fuente: Estructuración, Modelamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Armado. (Trujillo, 2014).

La acción de estas fuerzas, generan momentos actuantes en la edificación, al cual se denomina como momento de volteo estático.

En la siguiente tabla se muestran los momentos generados en ambas direcciones de análisis:

Tabla 42

Momento de Volteo Estático

Nivel	Mx (ton-m)	My (ton-m)
T5	3825.45	3872.46
T4	2942.10	3048.87
T3	1667.42	1780.92
T2	681.92	760.01
T1	158.95	190.53
Mo=	9275.83	9652.79

Nota. Cálculo de Momentos de Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Habiendo calculado los momentos actuantes en la edificación, verificamos la estabilidad al volteo de la estructura (en ambas direcciones), que depende esencialmente de su peso propio.

Tabla 43

Verificación de Estabilidad al Volteo

PESO DE LA ESTRUCTURA (W): $100\%D + \alpha\%L =$	3817.3987	ton
	DIRECCIÓN "X"	DIRECCIÓN "Y"
Distancia al centro de Gravedad (d)=	19.725 m	11.85 m
Momento de Volcante=	9275.83 ton-m	9652.79 ton-m
Factor de Seguridad al Volteo=	8.12	4.69
> 1,5 ; ESTABLE AL VOLTEO en ambas direcciones		

Nota. Cuadro de verificación de Estabilidad al Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Observamos en la tabla, que la estructura resulta estable en ambas direcciones de análisis.

4.3.2.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

Acorde a lo establecido en el artículo 33 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizamos el cálculo de la distancia de separación entre edificios.

Como sabemos, el movimiento resultante de la estructura, como respuesta a la acción de las fuerzas sísmicas, originan desplazamientos, y para evitar el contacto entre las estructuras vecinas, se toma en cuenta esta distancia mínima de separación.

La distancia de separación no será menor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que: $S=0.006h \geq 0.03$ m. Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S.

Calculando la distancia de separación mínima, consideramos que la altura $h=2100$ cm, dando como resultado un valor de $S=12.6$ cm.

Continuando con la evaluación de esta separación, verificamos que el edificio se retire de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo (desplazamiento lateral máximo calculado), ni menor a $S/2$ si la edificación cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Considerando lo mencionado, verificamos que en la dirección X, el desplazamiento máximo real es de 16.90 cm, y en la dirección Y es de 17.10 cm.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, finalmente la junta sísmica de la edificación, considerada desde el límite de propiedad, corresponde a 11.27 cm en la dirección X, y 11.40 cm en la dirección Y, cuyos valores redondeados son de 12.00cm.

4.3.3. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y UN SÓTANO

4.3.3.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

Verificamos que el máximo desplazamiento relativo, calculado según el artículo 31 de la Norma E.030 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla n°34.

Teniendo en cuenta estos límites permisibles, procederemos a verificar si la edificación en estudio cumple o no estos parámetros.

Tabla 44

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	CONDICION
					m	m	m	
T5	DerivaX	X	0.0048	7	28.66		21	OK
T4	DerivaX	X	0.0077	7	28.66		16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0101	7	28.66		12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0110	7	28.66		8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0078	7	28.66		4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección X. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 45*Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y*

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	CONDICION
					m	m	m	
T5	DerivaX	X	0.0045	7			21	OK
T4	DerivaX	X	0.0075	11			16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	19			12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0114	19			8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0084	19			4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección Y. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como se comprueba en las Tablas N°44 y 45, en los niveles del 1 al 4, se supera la deriva de entrepiso máxima permisible, esto probablemente se debe a que el expediente técnico con el cual se ejecutó la construcción de esta edificación, se elaboró con la Norma E.030 del año 2003, la cual era menos conservadora que la norma E.030 vigente desde el 2018.

A pesar de que, al sobrepasar la deriva de entrepiso máxima, técnicamente debería de reestructurarse la edificación, agregando elementos que aumenten la rigidez en ambas direcciones, o buscar alguna otra solución alternativa; se dejará en esta ocasión tal como se encuentra, ya que la edificación en estudio es una estructura ya construida, además de que el objetivo principal del estudio es el determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de los modelos en estudio.

4.3.3.2. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En concordancia con lo establecido en el artículo 29.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se procede con el cálculo de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 46*Modos de Vibración de la Estructura*

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.72	0.73	0.04	0.00	0.73	0.04	0.00	0.03	0.58	0.05	0.03	0.58	0.05
Modal	2	0.69	0.08	0.64	0.00	0.81	0.68	0.00	0.49	0.06	0.07	0.53	0.64	0.11
Modal	3	0.59	0.02	0.15	0.00	0.83	0.83	0.00	0.12	0.01	0.72	0.64	0.65	0.83
Modal	4	0.22	0.09	0.01	0.00	0.92	0.84	0.00	0.02	0.24	0.01	0.66	0.89	0.84
Modal	5	0.21	0.01	0.08	0.00	0.93	0.92	0.00	0.22	0.03	0.01	0.88	0.93	0.84
Modal	6	0.18	0.00	0.02	0.00	0.93	0.94	0.00	0.05	0.01	0.09	0.94	0.93	0.94
Modal	7	0.11	0.03	0.01	0.00	0.96	0.95	0.00	0.01	0.02	0.00	0.94	0.95	0.94
Modal	8	0.11	0.01	0.03	0.00	0.98	0.97	0.00	0.02	0.01	0.00	0.96	0.96	0.94
Modal	9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.98	0.98	0.00	0.01	0.00	0.04	0.97	0.96	0.98
Modal	10	0.07	0.01	0.01	0.00	0.98	0.99	0.00	0.01	0.01	0.00	0.98	0.98	0.98
Modal	11	0.07	0.01	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.01	0.02	0.00	0.99	0.99	0.98
Modal	12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.99	0.99	1.00

PERIODOS DE VIBRACIÓN: T"X" = 0.724 seg T"Y" = 0.686 seg

Nota. Obtención de modos de Vibración en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia

en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.3.3. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

En función de la categoría a la que pertenece la Edificación en estudio, y acorde al artículo 26 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2018, considerando que la edificación es de categoría A2 (Edificaciones esenciales), se realizó la Estimación de Peso en la siguiente tabla:

Tabla 47*Estimación del Peso de la Estructura*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf.m	MY tonf.m	Peso ton
T5	Peso	Bottom	640.0	7315.6472	-9171.7606	640.0
T4	Peso	Bottom	1427.4	16146.1737	-20677.6147	787.3677
T3	Peso	Bottom	2245.0	25218.0605	-32386.9082	817.6363
T2	Peso	Bottom	3030.1	33684.3362	-43469.0853	785.0921
T1	Peso	Bottom	3817.4	42175.4309	-54601.248	787.2635
Peso de la Estructura de acuerdo a su Categoría =						3817.4

Nota. Estimación del Peso de la Estructura. Elaboración Propia en base a datos tomados

del programa Etabs.

4.3.3.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Del análisis dinámico obtenemos las Fuerzas Cortantes en la base, en cada una de las direcciones consideradas, como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 48

Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
T1	EQx	Bottom	0.00E+00	476.4793	87.3662	6732.8783	1270.2193	6929.3331
T1	EQy	Bottom	0.00E+00	87.3687	462.9882	8203.3575	6711.1581	1264.7046
CORTANTE EN LA BASE:						VX din=	476.5	ton
						VY din=	463.0	ton

Nota. Fuerza Cortante en la Base de la estructura de la Edificación. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.3.5. ANÁLISIS SÍSMICO Y FACTOR DE ESCALA

A continuación, se muestra el resumen de datos empleados para el análisis sísmico, y los factores de escala calculados:

PARÁMETROS SÍSMICOS - RNE E030-2018

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	El Tambo-Huancayo-Junín Art.10	
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio	Art.13
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg	Art.13
PERIODO "TL"	TL	2	seg	Art.13
FACTOR DE USO "U" (Art. 15)	U	1.5	Centro Educativo "A2"	
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos Regular	Art.18
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos Regular	Art.18

PERIODOS DE VIBRACIÓN:

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "X":	TX	0.724	segundos	Art.29.1
--------------------------------------	----	-------	----------	----------

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "Y": TY 0.686 segundos Art.29.1

PESO DE LA EDIFICACIÓN: [Art. 26 - RNE 2018]

PESO DE LA EDIFICACIÓN: P 3817.3987 toneladas Art.26

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) [Art. 14 - RNE 2018]

Art. 14 RNE.E030-2018	Cmin	Cmáx	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
CX= 2.072	0.88	2.5	USAR: CX= 2.072
CY= 2.187	0.88	2.5	USAR: CY= 2.187

FUERZA CORTANTE EN LA BASE - [Art. 28.2 RNE. E030-2018]

Fuerza cortante estática dirección "X": Vx Est.= 596.88 toneladas

Fuerza cortante estática dirección "Y": Vy Est.= 629.94 toneladas

FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Fuerza cortante Dinámica dirección "X": Vx Din.= 474.99 toneladas

Fuerza cortante Dinámica dirección "Y": Vy Din.= 462.99 toneladas

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN EL PRIMER ENTREPISO - [Art. 29.4 RNE. E030-2018]

Reducción por Irregularidad: Red. "X": 0.8 Red. "Y": 0.8

Escalar todos los resultados con el siguiente factor, excepto los desplazamientos:

$$\text{Esc. "X"} = 1.002 \quad \text{SDX}$$

$$\text{Esc. "Y"} = 1.088 \quad \text{SDY}$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11 - [Art. 28.2.2 RNE. E030-2018]

$\frac{C}{R} \geq 0.11$	Cx/Rx = 0.26	Cumple, es mayor = que 0.11
	Cy/Ry = 0.28	Cumple, es mayor = que 0.11

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL (Base shear Coefficiente, Cb)

Base shear Coefficiente, Cbx: Cb x = 0.156

Base shear Coefficiente, Cby: Cb y = 0.165

4.3.3.6. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Continuando con el análisis sísmico, es necesario verificar que la estructura tenga estabilidad, para lo cual calculamos y analizamos los momentos de volteo generados por las fuerzas sísmicas actuantes.

Tabla 49

Datos pre calculados

DIRECCIÓN "X"			
Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	596.88	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "X":	TX=	0.724	segundos
DIRECCIÓN "Y"			
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	629.94	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "Y":	TY=	0.686	segundos

Nota. Cuadro de datos pre calculados para verificación de Estabilidad de la estructura.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

En esta tabla, se muestran los datos de Fuerza cortante estática y Períodos de vibración calculados con anterioridad para el análisis sísmico.

Ahora, previo al cálculo de la distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura, es necesario calcular el **exponente relacionado con el período fundamental de la estructura**, conforme a lo indicado en el artículo 28.3.2. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que establece los siguientes criterios para el cálculo:

Si $T < 0.5$; $k = 1.0$

SI $T > 0.5$; $k = 0.75 + 0.5T \leq 2$

Por lo tanto, tenemos que, en Dirección "X":

La Tabla N°49 indica que el período en la dirección X, "Tx" es igual a 0.724 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.112** para esta dirección.

Así también tenemos, en Dirección "Y":

La Tabla N°49 indica que el período en la dirección Y, “Ty” es igual a 0.686 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.093** para esta dirección.

Habiendo calculado estos factores, en la siguiente tabla, calculamos la distribución de la fuerza sísmica en altura, empleando para ello las siguientes formulas, acorde al artículo 28.3.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, y k es el exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura, que ya calculamos.

Tabla 50

Distribución de Fuerza Sísmica en Altura

Nivel	DATOS		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y					
	Peso (ton)	hi	hi ^k	Pj(hi) ^k	oi	FX	hi ^k	Pj(hi) ^k	oi	FY	
	Pi	m	m	m		tonf	m	m		tonf	
T5	640.04	21	29.53	18902.29	0.300	179.14	22.95	14690.82	0.287	180.64	
T4	787.37	16.8	23.04	18143.52	0.288	171.95	18.36	14457.96	0.282	177.78	
T3	817.64	12.6	16.73	13682.71	0.217	129.67	13.77	11260.32	0.220	138.46	
T2	785.09	8.4	10.66	8369.88	0.133	79.32	9.18	7208.09	0.141	88.63	
T1	787.26	4.2	4.93	3883.05	0.062	36.80	4.59	3614.01	0.071	44.44	
						62981.45 ton					51231.20 ton

Nota. Verificación de Estabilidad de la estructura en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

La acción de estas fuerzas, generan momentos actuantes en la edificación, al cual se denomina como momento de volteo estático.

En la siguiente tabla se muestran los momentos generados en ambas direcciones de análisis:

Tabla 51*Momento de Volteo Estático*

Nivel	Mx (ton-m)	My (ton-m)
T5	3761.91	3793.43
T4	2888.72	2986.64
T3	1633.87	1744.57
T2	666.31	744.50
T1	154.56	186.64
Mo=	9105.37	9455.79

Nota. Cálculo de Momentos de Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Habiendo calculado los momentos actuantes en la edificación, verificamos la estabilidad al volteo de la estructura (en ambas direcciones), que depende esencialmente de su peso propio.

Tabla 52*Verificación de Estabilidad al Volteo*

PESO DE LA ESTRUCTURA (W): $100\%D+\alpha\%L=$	3817.3987	ton
	DIRECCIÓN "X"	DIRECCIÓN "Y"
Distancia al centro de Gravedad (d)=	19.725 m	11.85 m
Momento de Volcante=	9105.37 ton-m	9455.79 ton-m
Factor de Seguridad al Volteo=	8.27	4.78
> 1,5 ; ESTABLE AL VOLTEO en ambas direcciones		

Nota. Cuadro de verificación de Estabilidad al Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Observamos en la tabla, que la estructura resulta estable en ambas direcciones de análisis.

4.3.3.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

Acorde a los establecido en el artículo 33 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizamos el cálculo de la distancia de separación entre edificios.

Como sabemos, el movimiento resultante de la estructura, como respuesta a la acción de las fuerzas sísmicas, originan desplazamientos, y para evitar el contacto entre las estructuras vecinas, se toma en cuenta esta distancia mínima de separación.

La distancia de separación no será menor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que: $S=0.006h \geq 0.03$ m. Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S.

Calculando la distancia de separación mínima, consideramos que la altura $h=2100$ cm, dando como resultado un valor de $S=12.6$ cm.

Continuando con la evaluación de esta separación, verificamos que el edificio se retire de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo (desplazamiento lateral máximo calculado), ni menor a $S/2$ si la edificación cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Considerando lo mencionado, verificamos que en la dirección X, el desplazamiento máximo real es de 17.30 cm, y en la dirección Y es de 17.50 cm.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, finalmente la junta sísmica de la edificación, considerada desde el límite de propiedad, corresponde a 11.53 cm en la dirección X, y 11.67 cm en la dirección Y, cuyos valores redondeados son de 12.00cm.

4.3.4. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y DOS SÓTANOS

4.3.4.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

Verificamos que el máximo desplazamiento relativo, calculado según el artículo 31 de la Norma E.030 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla n°34.

Teniendo en cuenta estos límites permisibles, procederemos a verificar si la edificación en estudio cumple o no estos parámetros.

Tabla 53

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0049	7	28.66		21	OK
T4	DerivaX	X	0.0077	7	28.66		16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	7	28.66		12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0111	7	28.66		8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0078	7	28.66		4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección X. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 54

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0045	7			21	OK
T4	DerivaX	X	0.0075	11			16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	19			12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0114	19			8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0084	19			4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección Y. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como se comprueba en las Tablas N°53 y 54, en los niveles del 1 al 4, se supera la deriva de entrepiso máxima permisible, esto probablemente se debe a que el expediente técnico con el cual se ejecutó la construcción de esta edificación, se elaboró con la Norma E.030 del año 2003, la cual era menos conservadora que la norma E.030 vigente desde el 2018.

A pesar de que, al sobrepasar la deriva de entrepiso máxima, técnicamente debería de reestructurarse la edificación, agregando elementos que aumenten la rigidez en ambas direcciones, o buscar alguna otra solución alternativa; se dejará en esta ocasión tal como se encuentra, ya que la edificación en estudio es una estructura ya construida, además de que el objetivo principal del estudio es el determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de los modelos en estudio.

4.3.4.2. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En concordancia con lo establecido en el artículo 29.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se procede con el cálculo de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 55

Modos de Vibración de la Estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.73	0.74	0.04	0.00	0.74	0.04	0.00	0.04	0.80	0.04	0.04	0.80	0.04
Modal	2	0.69	0.07	0.64	0.00	0.81	0.68	0.00	0.68	0.08	0.04	0.72	0.87	0.08
Modal	3	0.59	0.02	0.15	0.00	0.83	0.83	0.00	0.16	0.01	0.75	0.88	0.89	0.83
Modal	4	0.22	0.09	0.01	0.00	0.92	0.84	0.00	0.01	0.08	0.00	0.89	0.97	0.84
Modal	5	0.21	0.01	0.08	0.00	0.93	0.92	0.00	0.08	0.01	0.00	0.97	0.98	0.84
Modal	6	0.18	0.00	0.02	0.00	0.94	0.94	0.00	0.02	0.00	0.10	0.98	0.98	0.94
Modal	7	0.11	0.03	0.01	0.00	0.96	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.94
Modal	8	0.11	0.01	0.03	0.00	0.98	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.94
Modal	9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.98	0.98	0.00	0.00	0.00	0.04	0.99	0.99	0.98
Modal	10	0.07	0.01	0.01	0.00	0.98	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.98
Modal	11	0.07	0.01	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.98
Modal	12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.00	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	1.00
PERIODOS DE VIBRACIÓN:									T"X" = 0.727 seg T"Y" = 0.688 seg					

Nota. Obtención de modos de Vibración en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.4.3. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

En función de la categoría a la que pertenece la Edificación en estudio, y acorde al artículo 26 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2018, considerando que la edificación es de categoría A2 (Edificaciones esenciales), se realizó la Estimación de Peso en la siguiente tabla:

Tabla 56

Estimación del Peso de la Estructura

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf.m	MY tonf.m	Peso ton
T5	Peso	Bottom	640.0	7315.6472	-9171.7606	640.0
T4	Peso	Bottom	1427.4	16146.1737	-20677.6147	787.3677
T3	Peso	Bottom	2245.0	25218.0605	-32386.9082	817.6363
T2	Peso	Bottom	3030.1	33684.3362	-43469.0853	785.0921
T1	Peso	Bottom	3817.4	42175.4309	-54601.248	787.2635
Peso de la Estructura de acuerdo a su Categoría =						3817.4

Nota. Estimación del Peso de la Estructura. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.4.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Del análisis dinámico obtenemos las Fuerzas Cortantes en la base, en cada una de las direcciones consideradas, como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 57

Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
T1	EQx	Bottom	0.00E+00	474.9949	85.948	6718.7958	1248.8845	6907.1489
T1	EQy	Bottom	0.00E+00	85.9505	462.3791	8199.4731	6700.9603	1243.4817
CORTANTE EN LA BASE:						VX din=	475.0	ton
						VY din=	462.4	ton

Nota. Fuerza Cortante en la Base de la estructura de la Edificación. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.4.5. ANÁLISIS SÍSMICO Y FACTOR DE ESCALA

A continuación, se muestra el resumen de datos empleados para el análisis sísmico, y los factores de escala calculados:

PARÁMETROS SÍSMICOS - RNE E030-2018

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	El Tambo-Huancayo-Junín		Art.10
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio		Art.13
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg		Art.13
PERIODO "TL"	TL	2	seg		Art.13
FACTOR DE USO "U" (Art. 15)	U	1.5	Centro Educativo "A2"		
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos	Regular	Art.18
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos	Regular	Art.18

PERIODOS DE VIBRACIÓN:

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "X":	TX	0.727	segundos	Art.29.1
PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "Y":	TY	0.688	segundos	Art.29.1

PESO DE LA EDIFICACIÓN: [Art. 26 - RNE 2018]

PESO DE LA EDIFICACIÓN:	P	3817.3987 toneladas	Art.26
-------------------------	---	---------------------	--------

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) [Art. 14 - RNE 2018]

Art. 14 RNE.E030-2018	Cmin	Cmáx	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	
CX=	2.063	0.88	2.5	USAR: CX= 2.063
CY=	2.180	0.88	2.5	USAR: CY= 2.180

FUERZA CORTANTE EN LA BASE - [Art. 28.2 RNE. E030-2018]

Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	594.42 toneladas
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	628.11 toneladas

FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Fuerza cortante Dinámica dirección "X":	Vx Din.=	474.99	toneladas
Fuerza cortante Dinámica dirección "Y":	Vy Din.=	462.38	toneladas

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN EL PRIMER ENTREPISO - [Art. 29.4 RNE. E030-2018]

Reducción por Irregularidad:	Red. "X":	0.8	Red. "Y":	0.8
------------------------------	-----------	-----	-----------	-----

Escalar todos los resultados con el siguiente factor, excepto los desplazamientos:

$$\text{Esc. "X"} = 1.001 \quad \text{SDX}$$

$$\text{Esc. "Y"} = 1.087 \quad \text{SDY}$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11 - [Art. 28.2.2 RNE. E030-2018]

$\frac{C}{R} \geq 0.11$	Cx/Rx =	0.26	Cumple, es mayor = que 0.11
	Cy/Ry =	0.27	Cumple, es mayor = que 0.11

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL (Base shear Coefficiente, Cb)

$$\text{Base shear Coefficiente, Cbx:} \quad \mathbf{Cb \ x = 0.156}$$

$$\text{Base shear Coefficiente, Cby:} \quad \mathbf{Cb \ y = 0.165}$$

4.3.4.6. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Continuando con el análisis sísmico, es necesario verificar que la estructura tenga estabilidad, para lo cual calculamos y analizamos los momentos de volteo generados por las fuerzas sísmicas actuantes.

Tabla 58

Datos pre calculados

DIRECCIÓN "X"			
Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	594.42	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "X":	TX=	0.727	segundos
DIRECCIÓN "Y"			
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	628.11	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "Y":	TY=	0.688	segundos

Nota. Cuadro de datos pre calculados para verificación de Estabilidad de la estructura.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

En esta tabla, se muestran los datos de Fuerza cortante estática y Períodos de vibración calculados con anterioridad para el análisis sísmico.

Ahora, previo al cálculo de la distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura, es necesario calcular el **exponente relacionado con el período fundamental de la estructura**, conforme a lo indicado en el artículo 28.3.2. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que establece los siguientes criterios para el cálculo:

Si $T < 0.5$; $k = 1.0$

SI $T > 0.5$; $k = 0.75 + 0.5T \leq 2$

Por lo tanto, tenemos que, en Dirección “X”:

La Tabla N°58 indica que el período en la dirección X, “Tx” es igual a 0.727 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.1135** para esta dirección.

Así también tenemos, en Dirección “Y”:

La Tabla N°58 indica que el período en la dirección Y, “Ty” es igual a 0.688 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.094** para esta dirección.

Habiendo calculado estos factores, en la siguiente tabla, calculamos la distribución de la fuerza sísmica en altura, empleando para ello las siguientes formulas, acorde al artículo 28.3.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, y k es el exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura, que ya calculamos.

Tabla 59

Distribución de Fuerza Sísmica en Altura

Nivel	DATOS		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y				
	Peso (ton)	h_i	h_i^k	$P_j(h_i)^k$	α_i	FX	h_i^k	$P_j(h_i)^k$	α_i	FY
	P_i	m	m	m		tonf	m	m		tonf
T5	640.04	21	29.67	18988.81	0.300	178.51	22.97	14704.26	0.287	180.11
T4	787.37	16.8	23.14	18220.47	0.288	171.28	18.38	14471.19	0.282	177.26
T3	817.64	12.6	16.80	13734.81	0.217	129.11	13.78	11270.63	0.220	138.06
T2	785.09	8.4	10.70	8396.64	0.133	78.93	9.19	7214.68	0.141	88.37
T1	787.26	4.2	4.94	3891.42	0.062	36.58	4.59	3617.32	0.071	44.31
				63232.15	ton			51278.07	ton	

Nota. Verificación de Estabilidad de la estructura en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

La acción de estas fuerzas, generan momentos actuantes en la edificación, al cual se denomina como momento de volteo estático.

En la siguiente tabla se muestran los momentos generados en ambas direcciones de análisis:

Tabla 60

Momento de Volteo Estático

Nivel	Mx (ton-m)	My (ton-m)
T5	3748.61	3782.41
T4	2877.55	2977.96
T3	1626.85	1739.50
T2	663.04	742.34
T1	153.64	186.10
Mo=	9069.69	9428.31

Nota. Cálculo de Momentos de Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Habiendo calculado los momentos actuantes en la edificación, verificamos la estabilidad al volteo de la estructura (en ambas direcciones), que depende esencialmente de su peso propio.

Tabla 61

Verificación de Estabilidad al Volteo

PESO DE LA ESTRUCTURA (W): $100\%D+\alpha\%L=$	3817.3987		ton	
	DIRECCIÓN "X"		DIRECCIÓN "Y"	
Distancia al centro de Gravedad (d)=	19.725	m	11.85	m
Momento de Volcante=	9069.69	ton-m	9428.31	ton-m
Factor de Seguridad al Volteo=	8.30		4.80	
> 1,5 ; ESTABLE AL VOLTEO en ambas direcciones				

Nota. Cuadro de verificación de Estabilidad al Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia.

Observamos en la tabla, que la estructura resulta estable en ambas direcciones de análisis.

4.3.4.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

Acorde a lo establecido en el artículo 33 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizamos el cálculo de la distancia de separación entre edificios.

Como sabemos, el movimiento resultante de la estructura, como respuesta a la acción de las fuerzas sísmicas, originan desplazamientos, y para evitar el contacto entre las estructuras vecinas, se toma en cuenta esta distancia mínima de separación.

La distancia de separación no será menor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que: $S=0.006h \geq 0.03$ m. Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S.

Calculando la distancia de separación mínima, consideramos que la altura $h=2100$ cm, dando como resultado un valor de $S=12.6$ cm.

Continuando con la evaluación de esta separación, verificamos que el edificio se retire de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo (desplazamiento lateral máximo calculado), ni menor a $S/2$ si la edificación cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Considerando lo mencionado, verificamos que en la dirección X, el desplazamiento máximo real es de 17.34 cm, y en la dirección Y es de 17.54 cm.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, finalmente la junta sísmica de la edificación, considerada desde el límite de propiedad, corresponde a 11.56 cm en la dirección X, y 11.69 cm en la dirección Y, cuyos valores redondeados son de 12.00cm.

4.3.5. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y TRES SÓTANOS

4.3.5.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

Verificamos que el máximo desplazamiento relativo, calculado según el artículo 31 de la Norma E.030 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla n°34.

Teniendo en cuenta estos límites permisibles, procederemos a verificar si la edificación en estudio cumple o no estos parámetros.

Tabla 62

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0049	7	28.66		21	OK
T4	DerivaX	X	0.0077	7	28.66		16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	7	28.66		12.6	NO PASA

T2	DerivaX	X	0.0111	7	28.66	8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0078	7	28.66	4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección X. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 63

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	CONDICION
T5	DerivaX	X	0.0045	7			21	OK
T4	DerivaX	X	0.0076	11			16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0103	19			12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0114	19			8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0084	19			4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección Y. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como se comprueba en las Tablas N°62 y 63, en los niveles del 1 al 4, se supera la deriva de entrepiso máxima permisible, esto probablemente se debe a que el expediente técnico con el cual se ejecutó la construcción de esta edificación, se elaboró con la Norma E.030 del año 2003, la cual era menos conservadora que la norma E.030 vigente desde el 2018.

A pesar de que, al sobrepasar la deriva de entrepiso máxima, técnicamente debería de reestructurarse la edificación, agregando elementos que aumenten la rigidez en ambas direcciones, o buscar alguna otra solución alternativa; se dejará en esta ocasión tal como se encuentra, ya que la edificación en estudio es una estructura ya construida, además de que el objetivo principal del estudio es el determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de los modelos en estudio.

4.3.5.2. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En concordancia con lo establecido en el artículo 29.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se procede con el cálculo de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 64

Modos de Vibración de la Estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.73	0.74	0.04	0.00	0.74	0.04	0.00	0.04	0.87	0.03	0.04	0.87	0.03
Modal	2	0.69	0.07	0.65	0.00	0.81	0.68	0.00	0.75	0.08	0.03	0.79	0.95	0.06
Modal	3	0.59	0.02	0.15	0.00	0.83	0.83	0.00	0.17	0.02	0.77	0.96	0.97	0.83
Modal	4	0.22	0.09	0.01	0.00	0.92	0.84	0.00	0.00	0.03	0.00	0.97	0.99	0.83
Modal	5	0.21	0.01	0.08	0.00	0.93	0.92	0.00	0.03	0.00	0.00	0.99	1.00	0.84
Modal	6	0.18	0.00	0.02	0.00	0.94	0.94	0.00	0.01	0.00	0.10	1.00	1.00	0.94
Modal	7	0.11	0.03	0.01	0.00	0.96	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94
Modal	8	0.11	0.01	0.03	0.00	0.98	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94
Modal	9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.98	0.98	0.00	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	0.98
Modal	10	0.07	0.01	0.01	0.00	0.98	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.98
Modal	11	0.07	0.01	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.98
Modal	12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.00	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	1.00
PERIODOS DE VIBRACIÓN:									T"X" = 0.729 seg T"Y" = 0.689 seg					

Nota. Obtención de modos de Vibración en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia

en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.5.3. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

En función de la categoría a la que pertenece la Edificación en estudio, y acorde al artículo 26 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2018, considerando que la edificación es de categoría A2 (Edificaciones esenciales), se realizó la Estimación de Peso en la siguiente tabla:

Tabla 65*Estimación del Peso de la Estructura*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf.m	MY tonf.m	Peso ton
T5	Peso	Bottom	640.0	7315.6472	-9171.7606	640.0
T4	Peso	Bottom	1427.4	16146.1737	-20677.6147	787.3677
T3	Peso	Bottom	2245.0	25218.0605	-32386.9082	817.6363
T2	Peso	Bottom	3030.1	33684.3362	-43469.0853	785.0921
T1	Peso	Bottom	3817.4	42175.4309	-54601.248	787.2635
Peso de la Estructura de acuerdo a su Categoría =						3817.4

Nota. Estimación del Peso de la Estructura. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.5.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Del análisis dinámico obtenemos las Fuerzas Cortantes en la base, en cada una de las direcciones consideradas, como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 66*Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
T1	EQx	Bottom	0.00E+00	473.945	84.6989	6709.7223	1230.4274	6892.2622
T1	EQy	Bottom	0.00E+00	84.7014	462.1977	8198.8712	6698.6498	1224.9668
CORTANTE EN LA BASE:						VX din=	473.9 ton	
						VY din=	462.2 ton	

Nota. Fuerza Cortante en la Base de la estructura de la Edificación. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.5.5. ANÁLISIS SÍSMICO Y FACTOR DE ESCALA

A continuación, se muestra el resumen de datos empleados para el análisis sísmico, y los factores de escala calculados:

PARÁMETROS SÍSMICOS - RNE E030-2018

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	El Tambo-Huancayo-Junín		Art.10
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio		Art.13
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg		Art.13
PERIODO "TL"	TL	2	seg		Art.13
FACTOR DE USO "U" (Art. 15)	U	1.5	Centro Educativo "A2"		
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos	Regular	Art.18
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos	Regular	Art.18

PERIODOS DE VIBRACIÓN:

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "X":	TX	0.729	segundos		Art.29.1
PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "Y":	TY	0.689	segundos		Art.29.1

PESO DE LA EDIFICACIÓN: [Art. 26 - RNE 2018]

PESO DE LA EDIFICACIÓN:	P	3817.3987	toneladas		Art.26
-------------------------	---	-----------	-----------	--	--------

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) [Art. 14 - RNE 2018]

Art. 14 RNE.E030-2018	Cmin	Cmáx	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA		
CX= 2.058	0.88	2.5	USAR: CX=	2.058	
CY= 2.177	0.88	2.5	USAR: CY=	2.177	

FUERZA CORTANTE EN LA BASE - [Art. 28.2 RNE. E030-2018]

Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	592.79 toneladas		
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	627.20 toneladas		

FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Fuerza cortante Dinámica dirección "X":	Vx Din.=	473.95 toneladas		
Fuerza cortante Dinámica dirección "Y":	Vy Din.=	462.20 toneladas		

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN EL PRIMER ENTREPISO - [Art. 29.4 RNE. E030-2018]

Reducción por Irregularidad: Red. "X": 0.8 Red. "Y": 0.8

Escalar todos los resultados con el siguiente factor, excepto los desplazamientos:

$$\text{Esc. "X"} = 1.001 \quad \text{SDX}$$

$$\text{Esc. "Y"} = 1.086 \quad \text{SDY}$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11 - [Art. 28.2.2 RNE. E030-2018]

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad \begin{array}{ll} Cx/Rx = 0.26 & \text{Cumple, es mayor = que 0.11} \\ Cy/Ry = 0.27 & \text{Cumple, es mayor = que 0.11} \end{array}$$

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL (Base shear Coefficiente, Cb)

$$\text{Base shear Coefficiente, Cbx: } \quad \mathbf{Cb \ x = 0.155}$$

$$\text{Base shear Coefficiente, Cby: } \quad \mathbf{Cb \ y = 0.164}$$

4.3.5.6. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Continuando con el análisis sísmico, es necesario verificar que la estructura tenga estabilidad, para lo cual calculamos y analizamos los momentos de volteo generados por las fuerzas sísmicas actuantes.

Tabla 67

Datos pre calculados

DIRECCIÓN "X"			
Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	592.79	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "X":	TX=	0.729	segundos
DIRECCIÓN "Y"			
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	627.20	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "Y":	TY=	0.689	segundos

Nota. Cuadro de datos pre calculados para verificación de Estabilidad de la estructura.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

En esta tabla, se muestran los datos de Fuerza cortante estática y Períodos de vibración calculados con anterioridad para el análisis sísmico.

Ahora, previo al cálculo de la distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura, es necesario calcular el **exponente relacionado con el período fundamental de la estructura**, conforme a lo indicado en el artículo 28.3.2. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que establece los siguientes criterios para el cálculo:

Si $T < 0.5$; $k = 1.0$

SI $T > 0.5$; $k = 0.75 + 0.5T \leq 2$

Por lo tanto, tenemos que, en Dirección “X”:

La Tabla N°67 indica que el período en la dirección X, “Tx” es igual a 0.729 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.1145** para esta dirección.

Así también tenemos, en Dirección “Y”:

La Tabla N°67 indica que el período en la dirección Y, “Ty” es igual a 0.689 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.0945** para esta dirección.

Habiendo calculado estos factores, en la siguiente tabla, calculamos la distribución de la fuerza sísmica en altura, empleando para ello las siguientes formulas, acorde al artículo 28.3.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, y k es el exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura, que ya calculamos.

Tabla 68*Distribución de Fuerza Sísmica en Altura*

Nivel	DATOS		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y				
	Peso (ton)	hi	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FX	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FY
	Pi	m	m	m		tonf	m	m		tonf
T5	640.04	21	29.76	19046.71	0.300	178.09	22.98	14710.98	0.287	179.85
T4	787.37	16.8	23.21	18271.95	0.288	170.84	18.39	14477.80	0.282	177.00
T3	817.64	12.6	16.84	13769.66	0.217	128.75	13.79	11275.78	0.220	137.86
T2	785.09	8.4	10.72	8414.53	0.133	78.68	9.19	7217.98	0.141	88.25
T1	787.26	4.2	4.95	3897.01	0.061	36.44	4.60	3618.97	0.071	44.24
					63399.85 ton	51301.51 ton				

Nota. Verificación de Estabilidad de la estructura en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

La acción de estas fuerzas, generan momentos actuantes en la edificación, al cual se denomina como momento de volteo estático.

En la siguiente tabla se muestran los momentos generados en ambas direcciones de análisis:

Tabla 69*Momento de Volteo Estático*

Nivel	Mx (ton-m)	My (ton-m)
T5	3739.81	3776.92
T4	2870.15	2973.64
T3	1622.20	1736.98
T2	660.88	741.26
T1	153.04	185.83
Mo=	9046.06	9414.62

Nota. Cálculo de Momentos de Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

Habiendo calculado los momentos actuantes en la edificación, verificamos la estabilidad al volteo de la estructura (en ambas direcciones), que depende esencialmente de su peso propio.

Tabla 70

Verificación de Estabilidad al Volteo

PESO DE LA ESTRUCTURA (W): 100%D+α%L=		3817.3987	ton
	DIRECCIÓN "X"	DIRECCIÓN "Y"	
Distancia al centro de Gravedad (d)=	19.725	m	11.85
Momento de Volcante=	9046.06	ton-m	9414.62
Factor de Seguridad al Volteo=	8.32		4.80
> 1,5 ; ESTABLE AL VOLTEO en ambas direcciones			

Nota. Cuadro de verificación de Estabilidad al Volteo Estático en las Direcciones X e

Y. Elaboración Propia.

Observamos en la tabla, que la estructura resulta estable en ambas direcciones de análisis.

4.3.5.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

Acorde a los establecido en el artículo 33 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizamos el cálculo de la distancia de separación entre edificios.

Como sabemos, el movimiento resultante de la estructura, como respuesta a la acción de las fuerzas sísmicas, originan desplazamientos, y para evitar el contacto entre las estructuras vecinas, se toma en cuenta esta distancia mínima de separación.

La distancia de separación no será menor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que: $S=0.006h \geq 0.03$ m. Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S.

Calculando la distancia de separación mínima, consideramos que la altura $h=2100$ cm, dando como resultado un valor de $S=12.6$ cm.

Continuando con la evaluación de esta separación, verificamos que el edificio se retire de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo (desplazamiento lateral máximo calculado), ni menor a $S/2$ si la edificación cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Considerando lo mencionado, verificamos que en la dirección X, el desplazamiento máximo real es de 17.40 cm, y en la dirección Y es de 17.60 cm.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, finalmente la junta sísmica de la edificación, considerada desde el límite de propiedad, corresponde a 11.60 cm en la dirección X, y 11.73 cm en la dirección Y, cuyos valores redondeados son de 12.00cm.

4.3.6. ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y CUATRO SÓTANOS

4.3.6.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

Verificamos que el máximo desplazamiento relativo, calculado según el artículo 31 de la Norma E.030 2018, del Reglamento Nacional de Edificaciones, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla n°34.

Teniendo en cuenta estos límites permisibles, procederemos a verificar si la edificación en estudio cumple o no estos parámetros.

Tabla 71

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección X

Story	Load	Item	Max	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	CONDICION
-------	------	------	-----	-------	-----------	-----------	-----------	-----------

Case/Combo		Drift			m	m	m	
T5	DerivaX	X	0.0049	7	28.66		21	OK
T4	DerivaX	X	0.0078	7	28.66		16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0102	7	28.66		12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0111	7	28.66		8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0079	7	28.66		4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección X. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Tabla 72

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles en Dirección Y

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	CONDICION
					m	m	m	
T5	DerivaX	X	0.0046	7			21	OK
T4	DerivaX	X	0.0076	11			16.8	NO PASA
T3	DerivaX	X	0.0103	19			12.6	NO PASA
T2	DerivaX	X	0.0114	19			8.4	NO PASA
T1	DerivaX	X	0.0084	19			4.2	NO PASA

Nota. Cálculo de Desplazamientos Laterales Relativos en Dirección Y. Elaboración

Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

Como se comprueba en las Tablas N°71 y 72, en los niveles del 1 al 4, se supera la deriva de entrepiso máxima permisible, esto probablemente se debe a que el expediente técnico con el cual se ejecutó la construcción de esta edificación, se elaboró con la Norma E.030 del año 2003, la cual era menos conservadora que la norma E.030 vigente desde el 2018.

A pesar de que, al sobrepasar la deriva de entrepiso máxima, técnicamente debería de reestructurarse la edificación, agregando elementos que aumenten la rigidez en ambas direcciones, o buscar alguna otra solución alternativa; se dejará en esta ocasión tal como se encuentra, ya que la edificación en estudio es una estructura ya construida, además de que el objetivo principal del estudio es el determinar las diferencias de esfuerzos por sismo en la cimentación de los modelos en estudio.

4.3.6.2. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En concordancia con lo establecido en el artículo 29.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se procede con el cálculo de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 73

Modos de Vibración de la Estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.73	0.75	0.03	0.00	0.75	0.03	0.00	0.04	0.90	0.03	0.04	0.90	0.03
Modal	2	0.69	0.06	0.65	0.00	0.81	0.68	0.00	0.77	0.08	0.02	0.81	0.98	0.05
Modal	3	0.59	0.02	0.15	0.00	0.83	0.83	0.00	0.18	0.02	0.78	0.99	0.99	0.83
Modal	4	0.22	0.09	0.01	0.00	0.92	0.84	0.00	0.00	0.01	0.00	0.99	1.00	0.83
Modal	5	0.21	0.01	0.08	0.00	0.93	0.92	0.00	0.01	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84
Modal	6	0.18	0.00	0.02	0.00	0.94	0.94	0.00	0.00	0.00	0.10	1.00	1.00	0.94
Modal	7	0.11	0.03	0.01	0.00	0.96	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94
Modal	8	0.11	0.01	0.03	0.00	0.98	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94
Modal	9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.98	0.98	0.00	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	0.98
Modal	10	0.07	0.01	0.01	0.00	0.98	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.98
Modal	11	0.07	0.01	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.98
Modal	12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.00	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	1.00
PERIODOS DE VIBRACIÓN:									T"X" = 0.730 seg T"Y" = 0.689 seg					

Nota. Obtención de modos de Vibración en las Direcciones X e Y. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.6.3. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

En función de la categoría a la que pertenece la Edificación en estudio, y acorde al artículo 26 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2018, considerando que la edificación es de categoría A2 (Edificaciones esenciales), se realizó la Estimación de Peso en la siguiente tabla:

Tabla 74*Estimación del Peso de la Estructura*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf.m	MY tonf.m	Peso ton
T5	Peso	Bottom	640.0	7315.6472	-9171.7606	640.0
T4	Peso	Bottom	1427.4	16146.1737	-20677.6147	787.3677
T3	Peso	Bottom	2245.0	25218.0605	-32386.9082	817.6363
T2	Peso	Bottom	3030.1	33684.3362	-43469.0853	785.0921
T1	Peso	Bottom	3817.4	42175.4309	-54601.248	787.2635
Peso de la Estructura de acuerdo a su Categoría =						3817.4

Nota. Estimación del Peso de la Estructura. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.6.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Del análisis dinámico obtenemos las Fuerzas Cortantes en la base, en cada una de las direcciones consideradas, como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 75*Fuerza cortante en la Base de la Estructura de Análisis Dinámico*

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
T1	EQx	Bottom	0.00E+00	473.1266	83.7058	6701.6018	1215.7693	6880.7014
T1	EQy	Bottom	0.00E+00	83.7082	462.0656	8199.1833	6697.0978	1210.2625
CORTANTE EN LA BASE:						VX din=	473.1	ton
						VY din=	462.1	ton

Nota. Fuerza Cortante en la Base de la estructura de la Edificación. Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.3.6.5. ANÁLISIS SÍSMICO Y FACTOR DE ESCALA

A continuación, se muestra el resumen de datos empleados para el análisis sísmico, y los factores de escala calculados:

PARÁMETROS SÍSMICOS - RNE E030-2018

FACTOR DE ZONA "Z"	Z3	0.35	El Tambo-Huancayo-Junín		Art.10
FACTOR DE SUELO "S"	S2	1.15	Suelo Intermedio		Art.13
PERIODO "TP"	TP	0.6	seg		Art.13
PERIODO "TL"	TL	2	seg		Art.13
FACTOR DE USO "U" (Art. 15)	U	1.5	Centro Educativo "A2"		
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Rx	8	Pórticos	Regular	Art.18
COEF. DE REDUCCIÓN SÍSMICA:	Ry	8	Pórticos	Regular	Art.18

PERIODOS DE VIBRACIÓN:

PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "X":	TX	0.73	segundos	Art.29.1
PERIODO DE VIBRACIÓN, dirección "Y":	TY	0.689	segundos	Art.29.1

PESO DE LA EDIFICACIÓN: [Art. 26 - RNE 2018]

PESO DE LA EDIFICACIÓN:	P	3817.3987	toneladas	Art.26
-------------------------	---	-----------	-----------	--------

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) [Art. 14 - RNE 2018]

Art. 14 RNE.E030-2018	Cmin	Cmáx	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA		
CX=	2.055	0.88	2.5	USAR: CX=	2.055
CY=	2.177	0.88	2.5	USAR: CY=	2.177

FUERZA CORTANTE EN LA BASE - [Art. 28.2 RNE. E030-2018]

Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	591.97	toneladas
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	627.20	toneladas

FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Fuerza cortante Dinámica dirección "X":	Vx Din.=	473.13	toneladas
Fuerza cortante Dinámica dirección "Y":	Vy Din.=	462.07	toneladas

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN EL PRIMER ENTREPISO - [Art. 29.4 RNE. E030-2018]

Reducción por Irregularidad: Red. "X": 0.8 Red. "Y": 0.8

Escalar todos los resultados con el siguiente factor, excepto los desplazamientos:

$$\text{Esc. "X"} = 1.001 \quad \text{SDX}$$

$$\text{Esc. "Y"} = 1.086 \quad \text{SDY}$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11 - [Art. 28.2.2 RNE. E030-2018]

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad \begin{array}{ll} Cx/Rx = 0.26 & \text{Cumple, es mayor = que 0.11} \\ Cy/Ry = 0.27 & \text{Cumple, es mayor = que 0.11} \end{array}$$

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL (Base shear Coefficient, Cb)

Base shear Coefficient, Cbx: **Cb x = 0.155**

Base shear Coefficient, Cby: **Cb y = 0.164**

4.3.6.6. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Continuando con el análisis sísmico, es necesario verificar que la estructura tenga estabilidad, para lo cual calculamos y analizamos los momentos de volteo generados por las fuerzas sísmicas actuantes.

Tabla 76

Datos pre calculados

DIRECCIÓN "X"			
Fuerza cortante estática dirección "X":	Vx Est.=	591.97	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "X":	TX=	0.73	segundos
DIRECCIÓN "Y"			
Fuerza cortante estática dirección "Y":	Vy Est.=	627.20	toneladas
Periodo de Vibración, dirección "Y":	TY=	0.689	segundos

Nota. Cuadro de datos pre calculados para verificación de Estabilidad de la estructura.

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

En esta tabla, se muestran los datos de Fuerza cortante estática y Períodos de vibración calculados con anterioridad para el análisis sísmico.

Ahora, previo al cálculo de la distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura, es necesario calcular el **exponente relacionado con el período fundamental de la estructura**, conforme a lo indicado en el artículo 28.3.2. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que establece los siguientes criterios para el cálculo:

Si $T < 0.5$; $k = 1.0$

SI $T > 0.5$; $k = 0.75 + 0.5T \leq 2$

Por lo tanto, tenemos que, en Dirección “X”:

La Tabla N°76 indica que el período en la dirección X, “Tx” es igual a 0.730 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.115** para esta dirección.

Así también tenemos, en Dirección “Y”:

La Tabla N°76 indica que el período en la dirección Y, “Ty” es igual a 0.689 segundos, por lo tanto, conforme a lo que indica la norma, empleamos el criterio b para el cálculo, obteniendo un factor **k = 1.0945** para esta dirección.

Habiendo calculado estos factores, en la siguiente tabla, calculamos la distribución de la fuerza sísmica en altura, empleando para ello las siguientes formulas, acorde al artículo 28.3.1. de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \qquad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, y k es el exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura, que ya calculamos.

Tabla 77*Distribución de Fuerza Sísmica en Altura*

Nivel	DATOS		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y					
	Peso (ton)	hi	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FX	hi ^k	Pj(hi) ^k	ai	FY	
	Pi	m	m	m		tonf	m	m		tonf	
T5	640.04	21	29.80	19075.72	0.300	177.88	22.98	14710.98	0.287	179.85	
T4	787.37	16.8	23.24	18297.74	0.288	170.62	18.39	14477.80	0.282	177.00	
T3	817.64	12.6	16.86	13787.11	0.217	128.56	13.79	11275.78	0.220	137.86	
T2	785.09	8.4	10.73	8423.49	0.133	78.55	9.19	7217.98	0.141	88.25	
T1	787.26	4.2	4.95	3899.81	0.061	36.36	4.60	3618.97	0.071	44.24	
						63483.87 ton					
						51301.51 ton					

Nota. Verificación de Estabilidad de la estructura en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

La acción de estas fuerzas, generan momentos actuantes en la edificación, al cual se denomina como momento de volteo estático.

En la siguiente tabla se muestran los momentos generados en ambas direcciones de análisis:

Tabla 78*Momento de Volteo Estático*

Nivel	Mx (ton-m)	My (ton-m)
T5	3735.42	3776.92
T4	2866.46	2973.64
T3	1619.88	1736.98
T2	659.80	741.26
T1	152.73	185.83
Mo=	9034.30	9414.62

Nota. Cálculo de Momentos de Volteo Estático en las Direcciones X e Y. Elaboración

Propia.

Habiendo calculado los momentos actuantes en la edificación, verificamos la estabilidad al volteo de la estructura (en ambas direcciones), que depende esencialmente de su peso propio.

Tabla 79

Verificación de Estabilidad al Volteo

PESO DE LA ESTRUCTURA (W): $100\%D+\alpha\%L=$		3817.3987	ton
	DIRECCIÓN "X"	DIRECCIÓN "Y"	
Distancia al centro de Gravedad (d)=	19.725	m	11.85
Momento de Volcante=	9034.30	ton-m	9414.62
Factor de Seguridad al Volteo=	8.33		4.80
> 1,5 ; ESTABLE AL VOLTEO en ambas direcciones			

Nota. Cuadro de verificación de Estabilidad al Volteo Estático en las Direcciones X e

Y. Elaboración Propia.

Observamos en la tabla, que la estructura resulta estable en ambas direcciones de análisis.

4.3.6.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

Acorde a los establecido en el artículo 33 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizamos el cálculo de la distancia de separación entre edificios.

Como sabemos, el movimiento resultante de la estructura, como respuesta a la acción de las fuerzas sísmicas, originan desplazamientos, y para evitar el contacto entre las estructuras vecinas, se toma en cuenta esta distancia mínima de separación.

La distancia de separación no será menor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que: $S=0.006h \geq 0.03$ m. Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S.

Calculando la distancia de separación mínima, consideramos que la altura $h=2100$ cm, dando como resultado un valor de $S=12.6$ cm.

Continuando con la evaluación de esta separación, verificamos que el edificio se retire de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo (desplazamiento lateral máximo calculado), ni menor a $S/2$ si la edificación cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Considerando lo mencionado, verificamos que en la dirección X, el desplazamiento máximo real es de 17.45 cm, y en la dirección Y es de 17.60 cm.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, finalmente la junta sísmica de la edificación, considerada desde el límite de propiedad, corresponde a 11.63 cm en la dirección X, y 11.73 cm en la dirección Y, cuyos valores redondeados son de 12.00cm.

4.4. FUERZAS Y ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Del análisis sísmico obtenemos los resultados de las fuerzas resultantes a los que estará sometida nuestra cimentación en cada uno de los casos modelados, a fin de comprobar las diferencias resultantes de la variación del número de sótanos en la edificación.

4.4.1. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y SIN SÓTANO

Tabla 80

Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y sin sótanos

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	MÁXIMOS			MÍNIMOS		
					FZ	MX	MY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	1	Envolvente	Combination	254.4351	74.1291	99.1803	45.8824	-67.8784	-83.4111
Base	2	4	Envolvente	Combination	408.5691	85.7392	99.4856	127.3254	-81.6871	-73.8306
Base	3	6	Envolvente	Combination	433.205	83.6986	90.5156	140.4187	-83.8481	-67.879
Base	4	8	Envolvente	Combination	302.7619	68.5561	79.8441	48.9522	-77.0693	-64.3567
Base	5	10	Envolvente	Combination	360.0534	82.1405	106.6258	51.6147	-72.0251	-115.813
Base	6	12	Envolvente	Combination	367.0379	91.9433	118.7265	50.9125	-81.735	-105.8587
Base	7	14	Envolvente	Combination	290.6337	113.8869	84.0212	16.0359	-108.2157	-98.7316
Base	9	18	Envolvente	Combination	543.9855	88.172	95.4575	125.4832	-87.4109	-113.1819
Base	10	20	Envolvente	Combination	551.0945	99.6359	116.8947	124.5736	-98.8215	-94.5427
Base	11	22	Envolvente	Combination	376.9596	128.84	73.8504	115.382	-128.6293	-100.442
Base	13	26	Envolvente	Combination	537.7386	87.4738	87.3609	132.0026	-88.129	-104.7318
Base	14	28	Envolvente	Combination	589.3367	99.6607	112.5313	130.8727	-99.2161	-86.2932
Base	15	30	Envolvente	Combination	423.5676	129.2598	67.3058	119.0147	-128.9112	-97.4408
Base	17	34	Envolvente	Combination	373.872	72.0771	82.6949	43.8985	-82.0726	-92.1992
Base	18	36	Envolvente	Combination	386.9486	81.687	98.7375	64.986	-93.7255	-81.4908
Base	19	38	Envolvente	Combination	327.8898	107.9841	64.7135	23.7359	-116.1899	-82.4887

Nota. Cuadro de Fuerzas actuantes en la base de la Edificación (5 niveles y dos sótanos). Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.4.2. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y UN SÓTANO

Tabla 81

Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y un sótano

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	MÁXIMOS			MÍNIMOS		
					FZ	MX	MY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	61	Envolvente	Combination	121.3071	2.9463	2.7297	32.6848	-4.757	-5.9713
Base	2	62	Envolvente	Combination	217.3978	2.783	43.4272	71.3858	-2.5337	-15.9726
Base	3	63	Envolvente	Combination	228.16	2.5786	42.2981	76.8794	-2.7853	-13.8779
Base	4	64	Envolvente	Combination	141.2524	5.3902	2.0564	34.5915	-2.9494	-5.9008

Base	5	65	Envolvente	Combination	186.9223	29.0306	4.5651	39.113	-18.1756	-3.0876
Base	6	66	Envolvente	Combination	192.3758	33.1869	3.103	39.1336	-20.7996	-4.4898
Base	7	67	Envolvente	Combination	156.8622	39.6884	2.7686	19.7565	-27.5001	-2.4489
Base	8	68	Envolvente	Combination	17.7814	0.6496	-0.2563	9.2124	0.2425	-0.8712
Base	9	69	Envolvente	Combination	638.4517	23.0823	19.6879	165.0329	-21.2061	-37.9347
Base	10	70	Envolvente	Combination	660.7407	25.8672	39.0246	164.9914	-23.8646	-19.8057
Base	11	71	Envolvente	Combination	509.1889	32.7219	22.0004	160.4481	-31.0466	-23.089
Base	12	72	Envolvente	Combination	33.0288	0.0659	-8.0633	13.6413	0.0148	-30.2505
Base	13	73	Envolvente	Combination	634.7009	21.1823	17.6418	171.0167	-22.9949	-36.2577
Base	14	74	Envolvente	Combination	704.9453	23.9116	40.7016	170.7778	-25.2313	-17.801
Base	15	75	Envolvente	Combination	566.0905	32.2063	20.0065	163.6617	-31.9656	-24.879
Base	16	76	Envolvente	Combination	33.0024	-0.0145	-8.1751	13.6782	-0.0656	-30.2397
Base	17	77	Envolvente	Combination	195.814	18.1519	3.9168	33.6672	-28.9268	-2.3393
Base	18	78	Envolvente	Combination	202.9769	20.8468	2.3431	44.9117	-33.568	-3.7974
Base	19	79	Envolvente	Combination	176.2978	27.5781	2.2377	23.1718	-41.1433	-1.8998
Base	20	80	Envolvente	Combination	17.8291	-0.2425	-0.2602	9.2259	-0.6506	-0.9171
		Muros de sótano	Envolvente	Combination	2766.13	-82.79	-96.76	665.39	76.93	67.86

Nota. Cuadro de Fuerzas actuantes en la base de la Edificación (5 niveles y un sótano).

Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.4.3. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y DOS SÓTANOS

Tabla 82

Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y dos sótanos

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	MÁXIMOS			MÍNIMOS		
					FZ	MX	MY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	3948	Envolvente	Combination	122.7809	3.28	1.8725	41.2439	1.1643	0.4855
Base	2	3949	Envolvente	Combination	194.3593	0.7887	24.9609	68.8854	0.1647	0.9862
Base	3	3950	Envolvente	Combination	201.4582	-0.0935	24.3985	71.5798	-0.6099	1.4491
Base	4	3951	Envolvente	Combination	135.9861	-1.1682	1.9038	42.268	-3.4108	0.513
Base	5	3952	Envolvente	Combination	166.0312	13.0059	1.1485	47.4043	-2.0658	0.1649
Base	6	3953	Envolvente	Combination	172.1874	14.8643	-0.1587	48.8444	-2.7402	-1.0002
Base	7	3954	Envolvente	Combination	133.3583	15.4125	-0.0216	31.5905	-4.5241	-0.6142
Base	8	3955	Envolvente	Combination	46.6973	1.1429	-0.5198	20.9287	0.4708	-1.7679
Base	9	3956	Envolvente	Combination	725.8106	6.1191	-0.7118	207.1779	-3.8892	-17.5624
Base	10	3957	Envolvente	Combination	763.3062	6.978	18.965	208.625	-4.5504	0.8401
Base	11	3958	Envolvente	Combination	633.0205	8.286	3.1778	203.322	-6.0995	-11.7529
Base	12	3959	Envolvente	Combination	61.1402	0.1635	-3.9146	26.2357	0.0414	-14.4854
Base	13	3960	Envolvente	Combination	724.4643	3.9148	-1.0846	212.2314	-6.1513	-17.3263

Base	14	3961	Envolvente	Combination	812.3778	4.5159	22.3123	213.5316	-6.1987	1.2177
Base	15	3962	Envolvente	Combination	698.4206	6.6993	2.7259	206.1833	-7.3311	-14.9913
Base	16	3963	Envolvente	Combination	61.2333	-0.0417	-3.9615	26.2379	-0.1553	-14.4306
Base	17	3964	Envolvente	Combination	173.3339	2.0901	1.2575	44.4445	-13.0403	0.1579
Base	18	3965	Envolvente	Combination	185.9314	2.7061	-0.164	51.1992	-15.6701	-0.8921
Base	19	3966	Envolvente	Combination	148.2215	4.4912	-0.0562	33.845	-17.1266	-0.6912
Base	20	3967	Envolvente	Combination	47.9455	-0.4705	-0.5402	21.1076	-1.1375	-1.9315
Muros de sótano			Envolvente	Combination	4057.03	0.00	0.00	1301.11	0.00	0.00

Nota. Cuadro de Fuerzas actuantes en la base de la Edificación (5 niveles y dos sótanos). Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.4.4. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y TRES SÓTANOS

Tabla 83

Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y tres sótanos

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	MÁXIMOS			MÍNIMOS		
					FZ	MX	MY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	5874	Envolvente	Combination	152.8317	4.08	2.9841	57.3522	1.5127	1.0232
Base	2	5875	Envolvente	Combination	207.5684	0.8614	22.4077	77.2037	0.0797	5.9416
Base	3	5876	Envolvente	Combination	212.9471	-0.0177	22.6194	78.5868	-0.7065	6.0817
Base	4	5877	Envolvente	Combination	163.1907	-1.5429	3.1194	57.9396	-4.2201	1.0065
Base	5	5878	Envolvente	Combination	183.5029	9.5132	0.8666	59.2541	1.8984	-0.0535
Base	6	5879	Envolvente	Combination	188.758	11.0818	0.0347	59.2865	1.7507	-0.7371
Base	7	5880	Envolvente	Combination	145.1735	10.382	-0.1751	44.8738	1.3503	-0.74
Base	8	5881	Envolvente	Combination	80.4644	1.7414	-0.8107	33.9907	0.7373	-2.5181
Base	9	5882	Envolvente	Combination	808.4077	2.8044	-3.7526	246.0042	-0.3058	-14.8632
Base	10	5883	Envolvente	Combination	860.0416	3.11	17.1299	249.0642	-0.3711	3.8558
Base	11	5884	Envolvente	Combination	750.3111	3.2834	-0.7853	243.9246	-0.7284	-5.9351
Base	12	5885	Envolvente	Combination	90.383	0.1685	-5.6381	38.958	0.0097	-19.0144
Base	13	5886	Envolvente	Combination	809.4187	0.2828	-3.8815	250.2971	-2.7531	-15.061
Base	14	5887	Envolvente	Combination	913.1413	0.401	21.2086	253.2467	-2.3989	3.9839
Base	15	5888	Envolvente	Combination	822.8228	1.2781	-0.8893	246.5026	-2.1808	-9.5595
Base	16	5889	Envolvente	Combination	90.8618	-0.0113	-5.6615	38.898	-0.1397	-19.0191
Base	17	5890	Envolvente	Combination	190.6234	-1.9212	0.9455	57.9068	-9.4917	-0.0596
Base	18	5891	Envolvente	Combination	202.0847	-1.7199	0.0209	60.8113	-11.8467	-0.6036
Base	19	5892	Envolvente	Combination	162.3758	-1.328	-0.1864	46.6886	-12.0908	-0.8706
Base	20	5893	Envolvente	Combination	83.4866	-0.7382	-0.8358	34.3703	-1.7412	-2.738
Muros de sótano			Envolvente	Combination	5124.80	0.00	0.00	1775.80	0.00	0.00

Nota. Cuadro de Fuerzas actuantes en la base de la Edificación (5 niveles y tres sótanos). Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

4.4.5. FUERZAS EN LA EDIFICACIÓN CON 5 NIVELES Y CUATRO SÓTANOS

Tabla 84

Fuerzas en la base del modelo de Edificación con 5 niveles y cuatro sótanos

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	MÁXIMOS			MÍNIMOS		
					FZ	MX	MY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	7800	Envolvente	Combination	186.2745	4.6076	3.8661	73.5528	1.7632	1.39
Base	2	7801	Envolvente	Combination	228.2608	0.7533	22.3419	87.8799	0.0543	7.035
Base	3	7802	Envolvente	Combination	232.5101	-0.0093	22.4845	88.6461	-0.6193	7.0721
Base	4	7803	Envolvente	Combination	195.0394	-1.781	4.0347	73.7418	-4.7236	1.3778
Base	5	7804	Envolvente	Combination	208.0039	9.6671	0.5692	72.5669	3.0702	-0.0955
Base	6	7805	Envolvente	Combination	211.8727	11.2491	0.0397	71.5349	3.0404	-0.4997
Base	7	7806	Envolvente	Combination	171.1855	10.2478	-0.1973	58.9641	2.9429	-0.7955
Base	8	7807	Envolvente	Combination	115.3837	2.4071	-1.1074	47.9776	1.0207	-3.1875
Base	9	7808	Envolvente	Combination	886.5284	2.2655	-5.137	282.6363	0.6638	-14.7654
Base	10	7809	Envolvente	Combination	950.8998	2.5899	17.2511	287.3334	0.6154	5.3173
Base	11	7810	Envolvente	Combination	860.3952	2.4901	-1.8298	282.3154	0.532	-6.0998
Base	12	7811	Envolvente	Combination	121.8752	0.1782	-5.5322	52.3338	-0.0213	-17.8343
Base	13	7812	Envolvente	Combination	889.7485	-0.6449	-5.15	286.2465	-2.2334	-14.9374
Base	14	7813	Envolvente	Combination	1007.349	-0.6433	21.336	290.8603	-1.7852	5.3315
Base	15	7814	Envolvente	Combination	938.7876	-0.1884	-1.8638	284.6155	-1.0704	-10.1603
Base	16	7815	Envolvente	Combination	122.8599	0.0191	-5.5346	52.2345	-0.1272	-17.8296
Base	17	7816	Envolvente	Combination	216.7421	-3.0474	0.6504	71.964	-9.6593	-0.1121
Base	18	7817	Envolvente	Combination	225.6777	-3.0657	0.0359	72.6091	-12.0633	-0.3774
Base	19	7818	Envolvente	Combination	187.9943	-2.9617	-0.2062	60.4943	-12.1383	-0.9353
Base	20	7819	Envolvente	Combination	119.9259	-1.0193	-1.1326	48.5084	-2.4198	-3.4317
		Muros de sótano	Envolvente	Combination	6161.80	0.00	0.00	2249.34	0.00	0.00

Nota. Cuadro de Fuerzas actuantes en la base de la Edificación (5 niveles y cuatro sótanos). Elaboración Propia en base a datos tomados del programa Etabs.

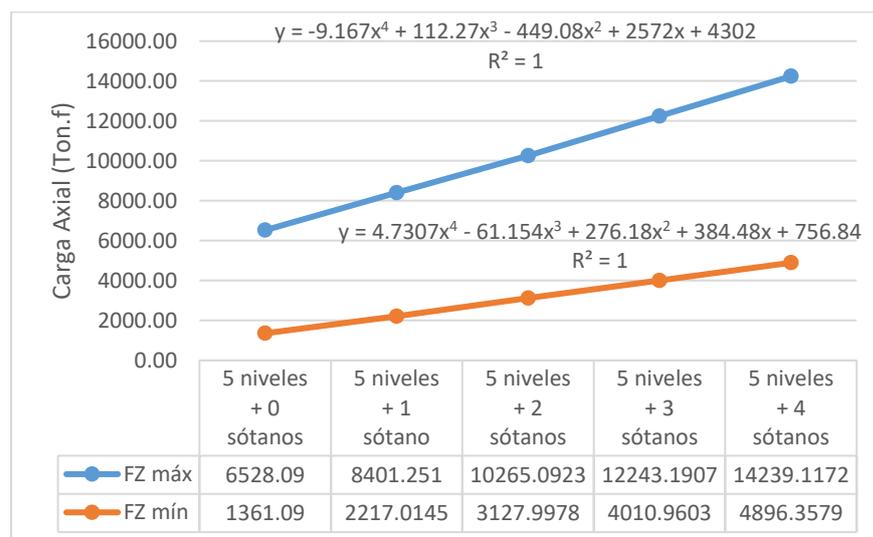
4.4.6. COMPARACIÓN DE FUERZAS ACTUANTES EN LA BASE DE LAS EDIFICACIONES

4.4.6.1. FUERZAS AXIALES EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Para la evaluación comparativa de las cargas axiales actuantes en la cimentación de las edificaciones, tomamos en cuenta la suma total de las fuerzas axiales actuantes en cada una de las bases de las columnas de la edificación, dándonos como resultado el siguiente gráfico.

Figura 29

Cargas Axiales Máximas por Envolvente.



Nota. Cargas Axiales Máximas Positivas y Negativas por Envolvente en la Edificación.

Fuente: Elaboración Propia.

Como observamos en la figura 29, existe una tendencia creciente cuya variación de la carga axial total en las edificaciones se ajusta a una función polinómica

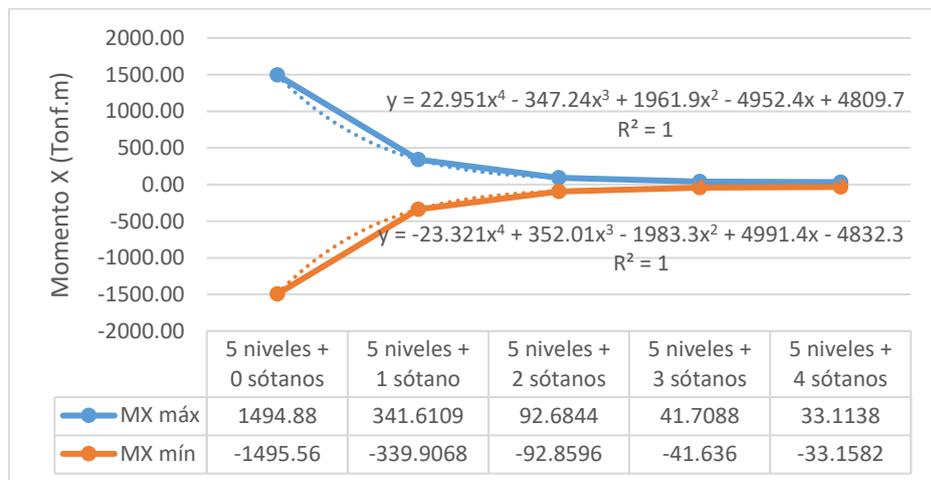
de grado cuatro, que resulta coherente, pues conforme se aumenta un nivel más de sótano, las cargas por gravedad aumentan.

4.4.6.2. MOMENTOS EN EL EJE X EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Continuando con la evaluación comparativa de los momentos actuantes en la cimentación de las edificaciones, iniciamos con los momentos en la dirección X, y para ello tomamos en cuenta la suma total de momentos de dirección X actuantes en cada una de las bases de las columnas de la edificación, dándonos como resultado el siguiente gráfico.

Figura 30

Momentos máximos en el Eje X, por Envolvente.



Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje X, por Envolvente en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

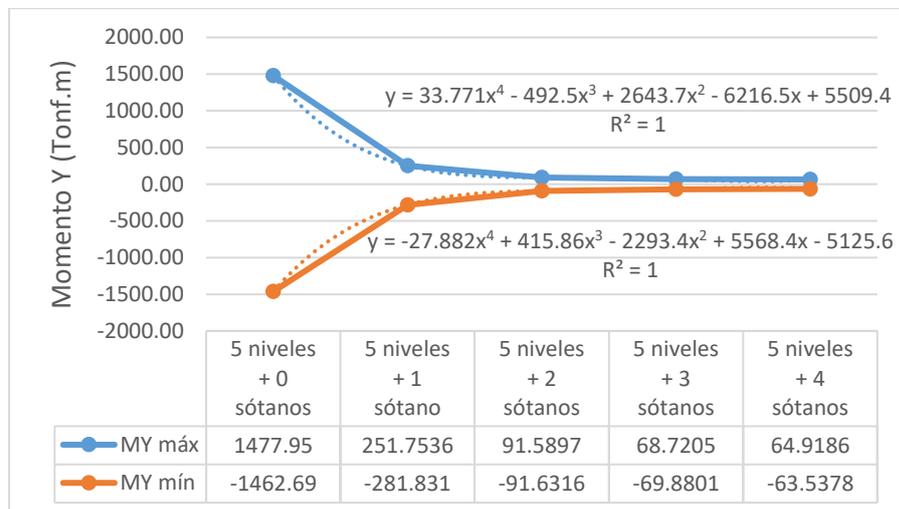
Como observamos en la figura 30, existe una tendencia decreciente en los momentos del eje X, conforme aumentan la cantidad de sótanos, cuya variación se acerca al comportamiento de una función polinómica de grado cuatro.

4.4.6.3. MOMENTOS EN EL EJE Y EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Continuando con la evaluación comparativa de los momentos actuantes en la cimentación de las edificaciones, seguimos con los momentos en la dirección Y, y para ello tomamos en cuenta la suma total de momentos de dirección y actuantes en cada una de las bases de las columnas de la edificación, dándonos como resultado el siguiente gráfico.

Figura 31

Momentos máximos en el Eje Y, por Envolvente.



Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje Y, por Envolvente en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

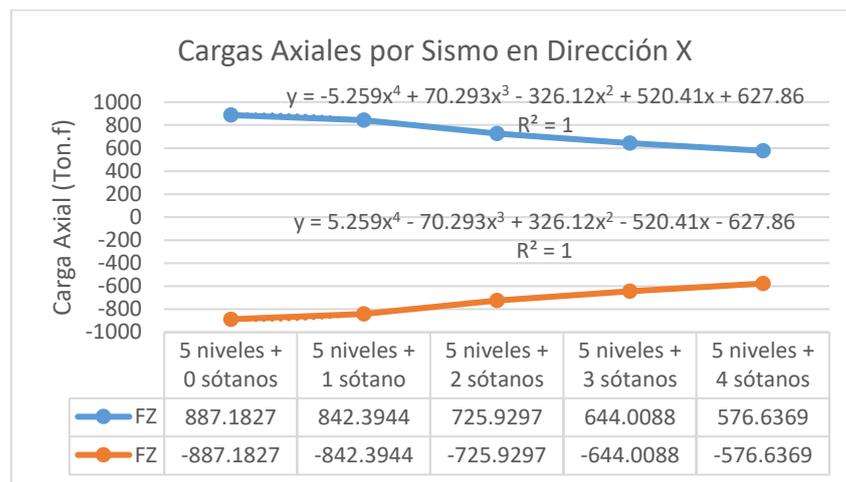
Como observamos en la figura 31, existe una tendencia decreciente en los momentos del eje Y, conforme aumentan la cantidad de sótanos, cuya variación se acerca al comportamiento de una función polinómica de grado cuatro.

4.4.6.4. FUERZAS AXIALES DEBIDO AL SISMO, EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Ahora analizamos los resultados procedentes del análisis sísmico, que es el enfoque del estudio.

Figura 32

Cargas Axiales Máximas por Sismo en Dirección X.

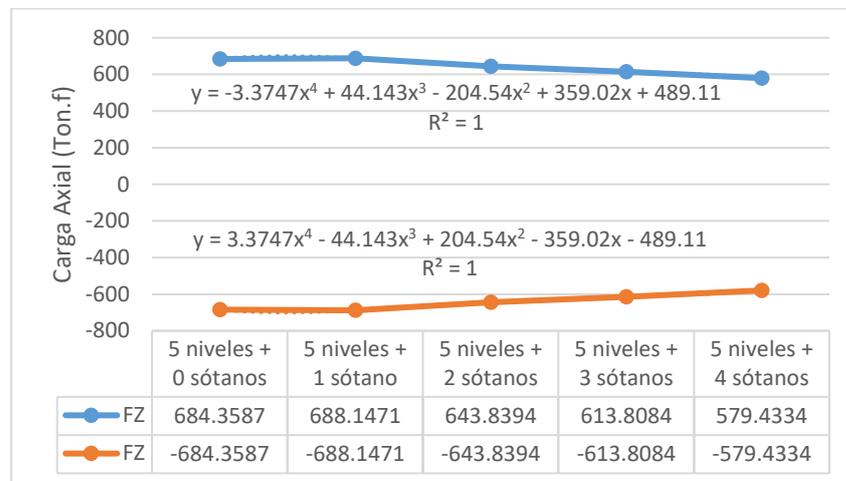


Nota. Cargas Axiales Máximas Positivas y Negativas por Sismo en Dirección X en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 32, que existe una tendencia decreciente de las cargas axiales debido al sismo producido en Dirección X, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

Figura 33

Cargas Axiales Máximas por Sismo en Dirección Y.



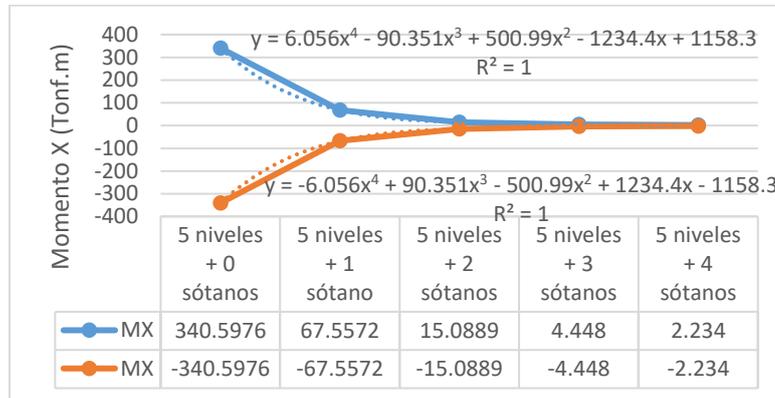
Nota. Cargas Axiales Máximas Positivas y Negativas por Sismo en Dirección Y en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 33, que existe una tendencia decreciente de las cargas axiales debido al sismo producido en Dirección Y, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

4.4.6.5. MOMENTOS POR SISMO EN DIRECCIÓN X, EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Figura 34

Momentos máximos en el Eje X, por Sismo en Dirección X.

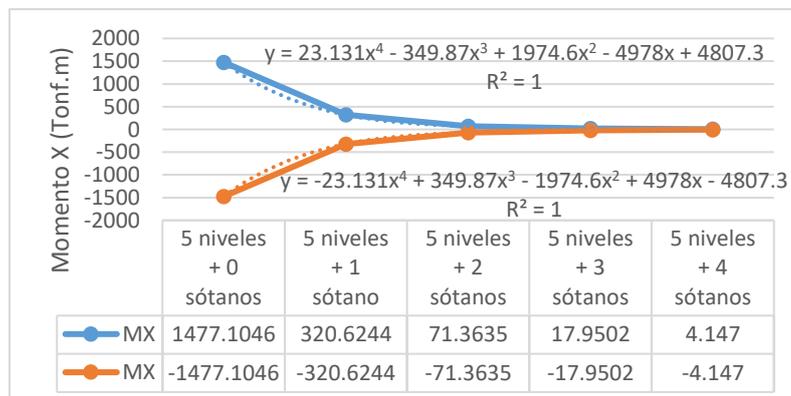


Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje X, por Sismo en Dirección X en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 34, que existe una tendencia decreciente de los momentos en el Eje X, debido al sismo producido en Dirección X, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

Figura 35

Momentos máximos en el Eje X, por Sismo en Dirección Y.



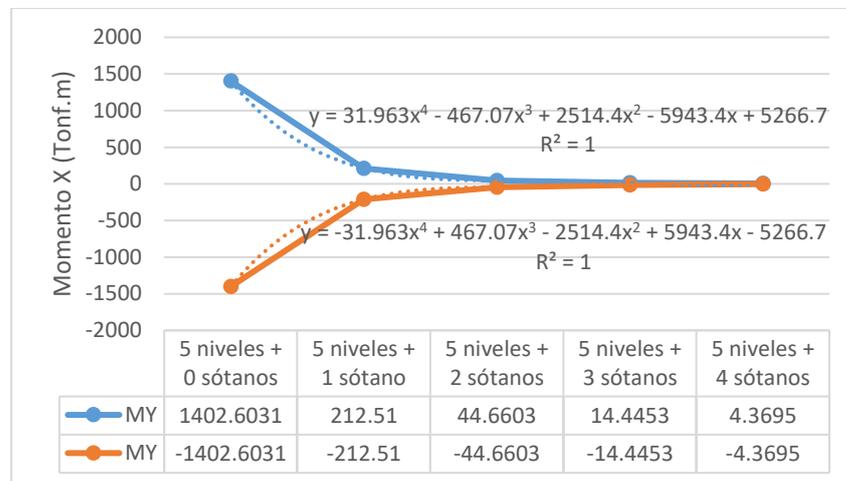
Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje X, por Sismo en Dirección Y en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 26, que existe una tendencia decreciente de los momentos en el Eje X, debido al sismo producido en Dirección Y, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

4.4.6.6. MOMENTOS POR SISMO EN DIRECCIÓN Y, EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN

Figura 36

Momentos máximos en el Eje Y, por Sismo en Dirección X.

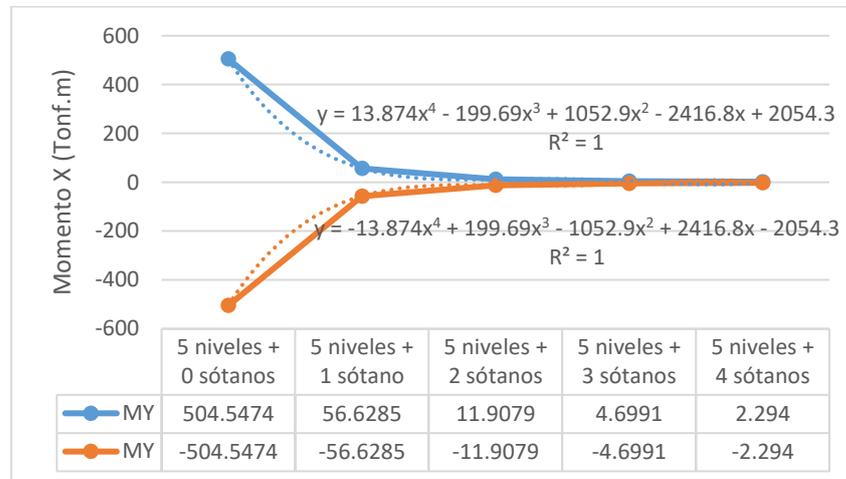


Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje Y, por Sismo en Dirección X en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 36, que existe una tendencia decreciente de los momentos en el Eje Y, debido al sismo producido en Dirección X, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

Figura 37

Momentos máximos en el Eje Y, por Sismo en Dirección Y.



Nota. Momentos Máximos Positivos y Negativos en el Eje Y, por Sismo en Dirección Y en la Edificación. Fuente: Elaboración Propia.

Podemos ver en la figura 37, que existe una tendencia decreciente de los momentos en el Eje Y, debido al sismo producido en Dirección Y, conforme aumentan los niveles de sótanos en la edificación.

4.4.7. EVALUACIÓN DE ESFUERZOS PROYECTADOS EN LA CIMENTACIÓN

Del análisis de las fuerzas actuantes, que incluyen las cargas axiales y los momentos de los Ejes X e Y, y teniendo en cuenta que las variables de influencia para determinar el esfuerzo son tanto el área de cimentación, como las características del suelo sobre el cual se va a cimentar la edificación, a fin de evaluar el comportamiento de los esfuerzos se mantienen constantes a las variables mencionadas.

4.4.7.1. ESFUERZOS POR CARGAS TOTALES EN LA EDIFICACIÓN

Habiendo analizado la tendencia de cambio de las fuerzas, y teniendo ya definido que las variables de análisis (área de cimentación y parámetros de suelo), se mantendrán constantes, se puede deducir que la variación de los esfuerzos tendrá la misma tendencia de cambio que las fuerzas existentes (cargas axiales y momentos) en la cimentación de las edificaciones con y sin sótano.

La tendencia de cambio de las fuerzas actuantes en la base de la edificación, es expresada mediante las siguientes funciones:

Carga axial total (Pg):

$$Pg = -9.167(x)^4 + 112.27(x)^3 - 449.08(x)^2 + 2572(X) + 4302$$

Momentos Totales en el eje X-X (Mgxx):

$$Mg_{x-x} = 22.951(x)^4 - 347.24(x)^3 + 1961.9(x)^2 - 4952.4(X) + 4809.7$$

Momentos Totales en el eje Y-Y (Mgyy):

$$Mgy-y = 33.771(x)^4 - 492.5(x)^3 + 2643.7(x)^2 - 6216.5(X) + 5509.4$$

4.4.7.2. ESFUERZOS POR CARGAS SÍSMICAS EN LA EDIFICACIÓN

Con el mismo criterio de lo mencionado en el análisis de esfuerzos por cargas totales, evaluamos las tendencias de cambio de las fuerzas actuantes debido al sismo, que están expresadas mediante las siguientes funciones:

Carga axial por Sismo en la Dirección X-X (Psx):

$$Psx = -5.259(x)^4 + 70.293(x)^3 - 326.12(x)^2 + 520.41(X) + 627.86$$

Carga axial por Sismo en la Dirección Y-Y (Psy):

$$Psy = -3.3747(x)^4 + 44.143(x)^3 - 204.54(x)^2 + 359.02(X) + 489.11$$

Momentos máximos por sismo en el eje X-X (Msx):

$$Msx = 23.131(x)^4 - 349.87(x)^3 + 1974.6(x)^2 - 4978(X) + 4807.3$$

Momentos máximos por sismo en el eje Y-Y (Msy):

$$Msy = 31.963(x)^4 - 467.07(x)^3 + 2514.4(x)^2 - 5943.4(X) + 5266.7$$

Teniendo en cuenta la siguiente fórmula para el cálculo del esfuerzo en la cimentación:

$$\sigma = \frac{P_{total}}{A} \pm \frac{6xM}{BxL^2}$$

Dónde:

σ : Esfuerzo sobre el suelo por debajo de la cimentación

P_{total} : Carga vertical total en la cimentación

A : Área de la cimentación

M : Momentos actuantes en la cimentación

B : Dimensión en el eje contrario de análisis de la cimentación

L : Dimensión en el eje de análisis de la cimentación

Tomando esa fórmula general, evaluamos y disgregamos esta, para el cálculo de los esfuerzos en los ejes x e y.

Esfuerzo en la dirección del eje X-X y en la dirección del eje Y-Y:

$$\sigma_x = \frac{Pg + Psx}{A} \pm \frac{6(Mgxx + Msx)}{Ly \cdot Lx^2}$$

$$\sigma_y = \frac{Pg + Psy}{A} \pm \frac{6(Mgyy + Msy)}{Lx \cdot Ly^2}$$

Dónde:

σ_x, σ_y : Esfuerzo en el eje de análisis X-X e Y-Y.

Pg : Carga vertical total por gravedad.

A : Área de la cimentación.

Mgxx, Mgyy: Momentos por gravedad actuantes en la cimentación.

Msx, Msy : Momentos por sismo actuantes en la cimentación.

Lx, Ly : Dimensión de la cimentación en los ejes X-X e Y-Y.

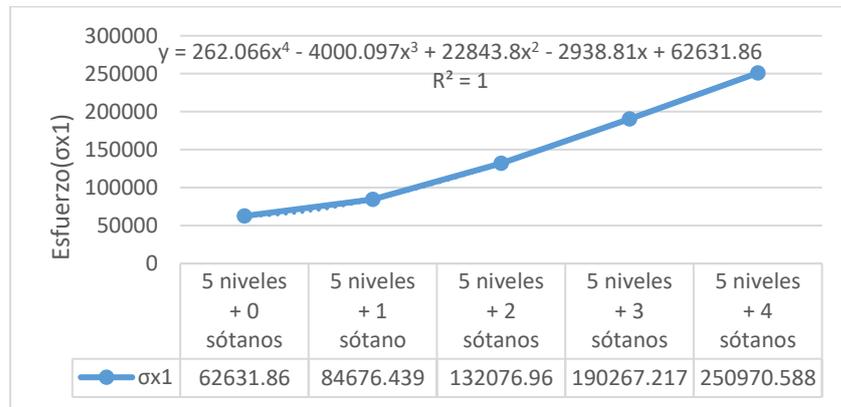
Reemplazando las funciones obtenidas en las ecuaciones generales, obtenemos las siguientes ecuaciones:

Esfuerzos en la cimentación en dirección X-X (σ_x):

$$\sigma_{x1} = 262.066(x)^4 - 4000.097(x)^3 + 22843.8(x)^2 + 2938.81(x) + 62631.86$$

Figura 38

Esfuerzo en el Eje X-X sobre la cimentación (σ_{x1}).



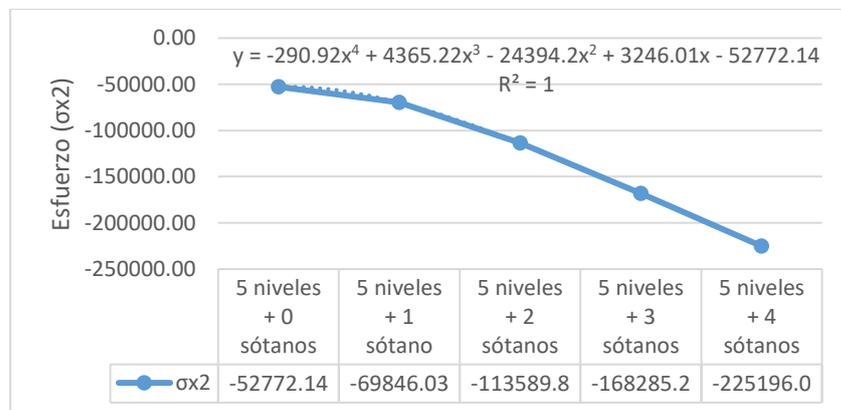
Nota. Esfuerzos (σ_{x1}) en el eje X-X de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

Elaboración propia.

$$\sigma_{x2} = -290.918(x)^4 + 4365.223(x)^3 - 24394.2(x)^2 + 3246.01(x) - 52772.14$$

Figura 39

Esfuerzo en el Eje X-X sobre la cimentación (σ_{x2}).



Nota. Esfuerzos (σ_{x2}) en el eje X-X de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

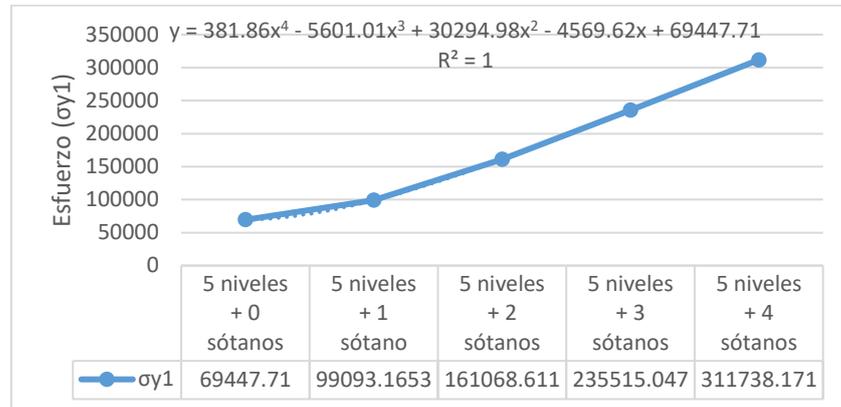
Elaboración propia.

Esfuerzos en la cimentación en dirección Y-Y (σ_y):

$$\sigma_{y1} = 381.862(x)^4 - 5601.007(x)^3 + 30294.98(x)^2 + 4569.62(x) + 69447.71$$

Figura 40

Esfuerzo en el Eje Y-Y sobre la cimentación (σ_{y1}).

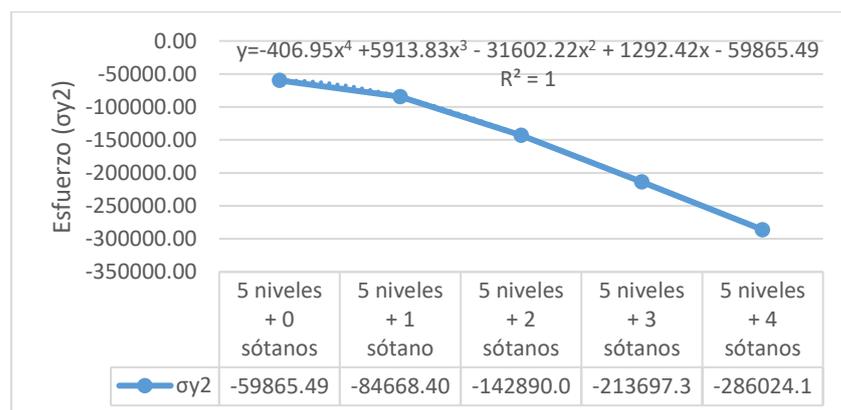


Nota. Esfuerzos (σ_{y1}) en el eje Y-Y de la cimentación de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma_{y2} = -406.946(x)^4 + 5913.833(x)^3 - 31602.22(x)^2 + 1292.42(x) - 59865.49$$

Figura 41

Esfuerzo en el Eje Y-Y sobre la cimentación (σ_{y2}).



Nota. Esfuerzos (σ_{y2}) en el eje Y-Y de la cimentación de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.

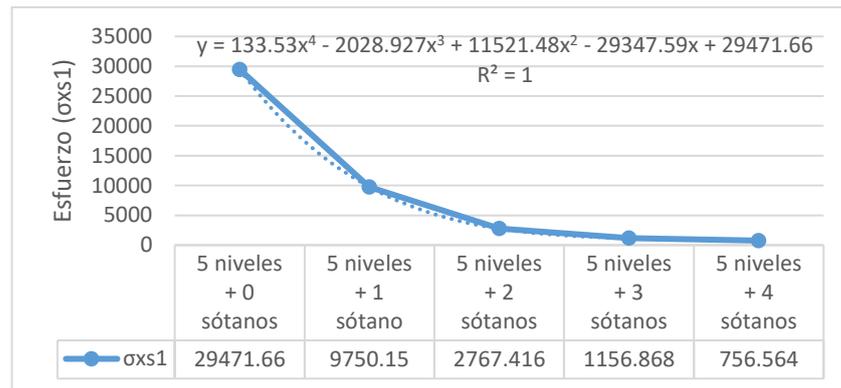
Teniendo en cuenta solo las cargas actuantes debidas al sismo, tendremos las siguientes ecuaciones de los esfuerzos generados en la cimentación:

Esfuerzos por sismo, en la cimentación en dirección X-X (σ_{xs}):

$$\sigma_{xs1} = 133.527(x)^4 - 2028.927(x)^3 + 11521.48(x)^2 - 29347.59(x) + 29471.66$$

Figura 42

Esfuerzo en el Eje X-X por sismo, sobre la cimentación (σ_{xs1}).



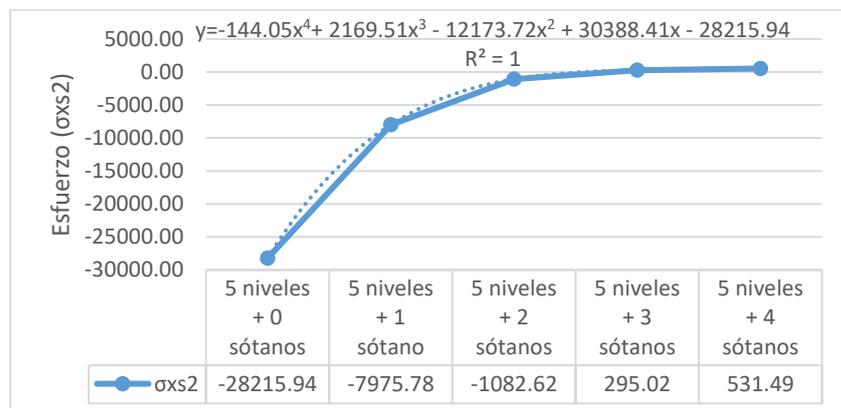
Nota. Esfuerzos (σ_{xs1}) en el eje X-X de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

Elaboración propia.

$$\sigma_{xs2} = -144.045(x)^4 + 2169.513(x)^3 - 12173.72(x)^2 + 30388.41(x) - 28215.94$$

Figura 43

Esfuerzo en el Eje X-X por sismo, sobre la cimentación (σ_{xs2}).



Nota. Esfuerzos (σ_{xs2}) en el eje X-X de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

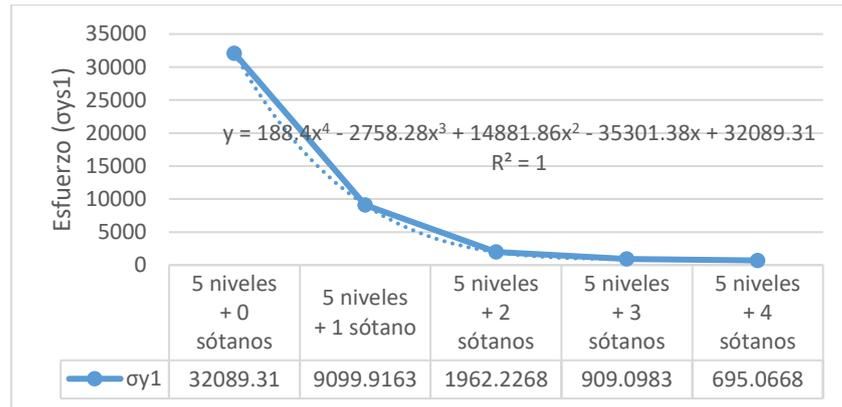
Elaboración propia.

Esfuerzos en la cimentación en dirección Y-Y (σ_{ys}):

$$\sigma_{ys1} = 188.403(x)^4 - 2758.277(x)^3 + 14881.86(x)^2 - 35301.38(X) + 32089.31$$

Figura 44

Esfuerzo en el Eje Y-Y por sismo, sobre la cimentación (σ_{ys1}).



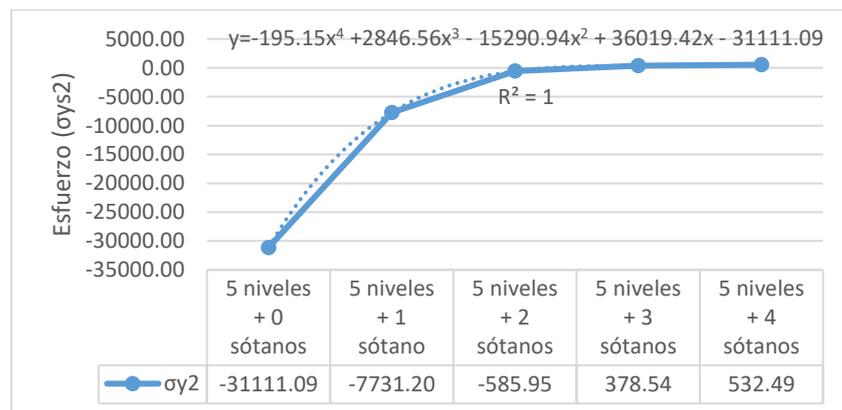
Nota. Esfuerzos (σ_{ys1}) en el eje Y-Y de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

Elaboración propia.

$$\sigma_{ys2} = -195.153(x)^4 + 2846.563(x)^3 - 15290.94(x)^2 + 36019.42(X) - 31111.09$$

Figura 45

Esfuerzo en el Eje Y-Y por sismo, sobre la cimentación (σ_{ys2}).



Nota. Esfuerzos (σ_{ys2}) en el eje Y-Y de la cimentación de las edificaciones. Fuente:

Elaboración propia.

4.5. PRUEBA DE HIPÓTESIS

Existen dos tipos de análisis estadístico para probar las hipótesis: los análisis paramétricos y los no paramétricos (Hernández et. al, 2018), por tanto, es necesario realizar la prueba de normalidad a nuestras variables, a fin de identificar el tipo de análisis estadístico a emplear para el análisis de las variables en esta investigación:

4.5.1. PRUEBA DE NORMALIDAD

Para pruebas de normalidad se emplean comúnmente dos tipos de análisis de acuerdo al número de datos que se tengan en la investigación, se recomienda que para más de 50 datos se aplique la prueba Kolmorov-Smirnov, y para datos menores o iguales a 50, se aplique la prueba Shapiro-Wilk. Después de haber realizado el análisis correspondiente, se identifica la significancia que arrojan las variables de estudio; según esto, empleamos pruebas paramétricas para las variables cuyo nivel de significancia sea mayor a 0.05, y no paramétricas para niveles de significancia menores a 0.05 (Garrilla et. al, 2010).

Acorde a lo mencionado, se realizó la prueba de normalidad de nuestras variables de estudio, siendo los resultados los siguientes:

Tabla 85

Prueba de Normalidad para las variables en estudio

	Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	,987	5	,967
Carga Axial por Sismo en Dirección X	,949	5	,730
Carga Axial por Sismo en Dirección Y	,923	5	,549
Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje X-X	,688	5	,007
Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje X-X	,703	5	,010
Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje Y-Y	,658	5	,003
Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje Y-Y	,629	5	,001

Esfuerzo1 en el eje X-X por Sismo	,762	5	,038
Esfuerzo2 en el eje X-X por Sismo	,748	5	,028
Esfuerzo1 en el eje Y-Y por Sismo	,728	5	,018
Esfuerzo2 en el eje Y-Y por Sismo	,722	5	,016

Nota: Elaboración Propia. (basado en datos extraídos del SPSS versión 25)

Con los datos obtenidos podemos observar que las variables de Carga Axial son mayores a 0.05, por lo que haremos uso de la prueba paramétrica del Coeficiente de Correlación de Pearson; así mismo observamos que para las variables correspondientes a los Momentos en el eje X-X, a los Momentos en el eje Y-Y y a los Esfuerzos en ambas direcciones de análisis, la significancia está por debajo de 0.05, por lo que emplearemos la prueba no paramétrica Rho de Spearman.

Tabla 86

Coefficientes de Correlación de Pearson

COEFICIENTE DE CORRELACIÓN PEARSON	
- 1.00	Correlación negativa perfecta.
- 0.90	Correlación negativa muy fuerte.
- 0.75	Correlación negativa considerable.
- 0.50	Correlación negativa media.
- 0.25	Correlación negativa débil.
- 0.10	Correlación negativa muy débil.
0.00	No existe correlación alguna entre las variables.
+ 0.10	Correlación positiva muy débil.
+ 0.25	Correlación positiva débil.
+ 0.50	Correlación positiva media.
+ 0.75	Correlación positiva considerable.
+ 0.90	Correlación positiva muy fuerte.
+ 1.00	Correlación positiva perfecta.

Nota. De la Tabla 911, Coeficientes de correlación de Pearson, también conocido como “coeficiente producto - momento”. Tomada de *Metodología de la Investigación*, por Hernández et al., 2018 (6ta ed.), p. 305.

Tabla 87*Valores de la Rho de Spearman*

Valores	Relación
-1	Correlación Negativa grande y perfecta.
-0.9 a -0.99	Correlación negativa muy alta.
-0.7 a -0.89	Correlación negativa alta.
-0.4 a -0.69	Correlación negativa moderada.
-0.2 a -0.39	Correlación negativa baja.
-0.01 a -0.19	Correlación negativa muy baja.
0	Correlación nula.
0.01 a 0.19	Correlación positiva muy baja.
0.2 a 0.39	Correlación positiva baja.
0.4 a 0.69	Correlación positiva moderada.
0.7 a 0.89	Correlación positiva alta.
0.9 a 0.99	Correlación positiva muy alta.
1	Correlación positiva grande y perfecta.

Nota. Elaboración Propia. En base a *la gráfica de Gárriga, Lubin, Merino, Padilla & Suarez (2010).*

4.5.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECIFICA 1.

HIPÓTESIS NULA (H_{01})

Las cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se incrementan conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

HIPÓTESIS ALTERNA (H_{11})

Las cargas axiales, resultantes del análisis sísmico en una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

Tabla 88

Análisis del Coeficiente de Correlación Pearson de la Hipótesis Específica 1 en la Dirección X-X

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Carga Axial por Sismo en Dirección X
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Correlación de Pearson	1	-,993**
	Sig. (bilateral)		,001
	N	5	5
Carga Axial por Sismo en Dirección X	Correlación de Pearson	-,993**	1
	Sig. (bilateral)	,001	
	N	5	5

Nota. * La correlacion de la hipótesis específica 1 en Dirección X-X es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 89

Análisis del Coeficiente de Correlación Pearson de la Hipótesis Específica 1 en la Dirección Y-Y

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Carga Axial por Sismo en Dirección Y
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Correlación de Pearson	1	-,967**
	Sig. (bilateral)		,007
	N	5	5
Carga Axial por Sismo en Dirección Y	Correlación de Pearson	-,967**	1
	Sig. (bilateral)	,007	
	N	5	5

Nota. * La correlacion de la hipótesis específica 1 en Dirección Y-Y es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

CONCLUSIÓN ESTADÍSTICA

De acuerdo a las Tablas 88 y 89, con respecto a la correlación de la Carga Axial debida al Sismo y el Número de Sótanos en Edificaciones Aporticadas, fueron interpretados según Hernández et al (2018) como sigue: las variables tienen una correlación de -0.993 en la dirección X-X y -0.967 en la dirección Y-Y, lo que indica una correlación negativa muy fuerte en ambos casos y tienen una significancia o probabilidad de error de 0.001 y 0.007 respectivamente, siendo este valor menor que 0.01, por lo tanto se acepta la hipótesis de investigación.

CONCLUSIÓN TÉCNICA

En base a los resultados del modelamiento de la edificación aporticada, considerando los modelos sin sótanos, y con 1, 2, 3 y 4 sótanos, además de tener en cuenta la correlación existente entre las variables se concluye que: Las cargas axiales, resultantes del análisis sísmico en una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

4.5.3. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2.

HIPÓTESIS NULA (H_{02})

Los momentos en el Eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se incrementan conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

HIPÓTESIS ALTERNA (H_{12})

Los momentos en el Eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

Tabla 90

Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 2 en la Dirección X-X

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje X-X
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje X-X	Coeficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlación de la hipótesis específica 2 por sismo en Dirección X-X es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 91

Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 2 en la Dirección Y-Y

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje X-X
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje X-X	Coeficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.

Nota. * La correlación de la hipótesis específica 2 por sismo en Dirección Y-Y es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

CONCLUSIÓN ESTADÍSTICA

De acuerdo a las Tablas 90 y 91, con respecto a la correlación de los momentos en el eje X-X debidos al Sismo y el Número de Sótanos en Edificaciones Aporticadas, fueron interpretados según Hernández et al (2018) como sigue: las variables tienen una correlación de -1.000 para el sismo en Dirección X-X y -1.00 para el sismo en la Dirección Y-Y, lo que indica una correlación negativa grande y perfecta en ambos casos, además ambas tienen una significancia o probabilidad de error de 0.000 respectivamente, siendo este valor menor que 0.01, por lo tanto se acepta la hipótesis de investigación.

CONCLUSIÓN TÉCNICA

En base a los resultados del modelamiento de la edificación aporticada, considerando los modelos sin sótanos, y con 1, 2, 3 y 4 sótanos, además de tener en cuenta la correlación existente entre las variables se concluye que: Los momentos en el Eje X-X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

4.5.4. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3.

HIPÓTESIS NULA (H_{03})

Los momentos en el Eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se incrementan conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

HIPÓTESIS ALTERNA (H_{13})

Los momentos en el Eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

Tabla 92

Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 3 en la Dirección X-X

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje Y-Y
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Momentos por Sismo en Dirección X, en el Eje Y-Y	Coeficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlación de la hipótesis específica 3 por sismo en Dirección X-X es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 93

Análisis del Coeficiente de Correlación Spearman de la Hipótesis Específica 3 en la Dirección Y-Y

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje Y-Y
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coefficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Momentos por Sismo en Dirección Y, en el Eje Y-Y	Coefficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlación de la hipótesis específica 2 por sismo en Dirección Y-Y es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

CONCLUSIÓN ESTADÍSTICA

De acuerdo a las Tablas 92 y 93, con respecto a la correlación de los momentos en el eje Y-Y debidos al Sismo y el Número de Sótanos en Edificaciones Aporticadas, fueron interpretados según Hernández et al (2018) como sigue: las variables tienen una correlación de -1.000 para el sismo en Dirección X-X y -1.00 para el sismo en la Dirección Y-Y, lo que indica una correlación negativa grande y perfecta en ambos casos, además ambas tienen una significancia o probabilidad de error de 0.000 respectivamente, siendo este valor menor que 0.01, por lo tanto se acepta la hipótesis de investigación.

CONCLUSIÓN TÉCNICA

En base a los resultados del modelamiento de la edificación aporticada, considerando los modelos sin sótanos, y con 1, 2, 3 y 4 sótanos, además de tener en

cuenta la correlación existente entre las variables se concluye que: Los momentos en el Eje Y-Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.

4.5.5. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.

HIPÓTESIS NULA (H_0)

Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se incrementan conforme aumenta la cantidad de sótanos.

HIPÓTESIS ALTERNA (H_1)

Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta la cantidad de sótanos.

Tabla 94

Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General

(Esfuerzo1 el eje X-X debido al sismo)

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Esfuerzo1 en el eje X-X por sismo
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coefficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Esfuerzo1 en el eje X-X por sismo	Coefficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlación de la hipótesis general (esfuerzo 1 en el eje X-X debido al sismo) es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 95*Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General**(Esfuerzo2 el eje X-X debido al sismo)*

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Esfuerzo2 en el eje X-X por sismo
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Esfuerzo2 en el eje X-X por sismo	Coeficiente de correlación	1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlacion de la hipótesis general (esfuerzo 2 en el eje X-X debido al sismo) es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 96*Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis Específica**(Esfuerzo1 el eje Y-Y debido al sismo)*

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Esfuerzo1 en el eje Y-Y por sismo
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	-1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Esfuerzo1 en el eje Y-Y por sismo	Coeficiente de correlación	-1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlacion de la hipótesis general (esfuerzo 1 en el eje Y-Y debido al sismo) es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

Tabla 97*Análisis del Coeficiente de Correlación de Spearman de la Hipótesis General**(Esfuerzo2 el eje Y-Y debido al sismo)*

		Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Esfuerzo2 en el eje Y-Y por sismo
Sótanos en Edificaciones Aporticadas	Coeficiente de correlación	1,000	1,000**
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5
Esfuerzo2 en el eje Y-Y por sismo	Coeficiente de correlación	1,000**	1,000
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	5	5

Nota. * La correlacion de la hipótesis general (esfuerzo 2 en el eje Y-Y debido al sismo) es significativa en el nivel 0.01 (bilateral). Elaboración propia.

CONCLUSIÓN ESTADÍSTICA

De acuerdo a las Tablas 94, 95, 96 y 97, con respecto a la correlación de los Esfuerzos en la cimentación debidos al Sismo y el Número de Sótanos en Edificaciones Aporticadas, fueron interpretados según Hernández et al (2018) como sigue: las variables tienen una correlación de -1.000 para los esfuerzos positivos en el eje X-X y en el eje Y-Y; y 1.00 para los esfuerzos negativos en el eje X-X y en el eje Y-Y, lo que indica una correlación negativa grande y perfecta en los esfuerzos positivos, y una correlación positiva grande y perfecta en los momentos negativos, además ambas tienen una significancia o probabilidad de error de 0.000 respectivamente, siendo este valor menor que 0.01, por lo tanto se acepta la hipótesis de investigación.

CONCLUSIÓN TÉCNICA

En base a los resultados del modelamiento de la edificación aporticada, considerando los modelos sin sótanos, y con 1, 2, 3 y 4 sótanos, además de tener en cuenta la correlación existente entre las variables se concluye que: Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, disminuyen conforme aumenta la cantidad de sótanos.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De la investigación “Análisis de Esfuerzos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano” de acuerdo a Bernedo, (2018), obtuvo los siguientes resultados donde los esfuerzos, momentos y fuerzas cortantes varían en forma proporcional al número de sótanos de la edificación, sugiriendo que se pueden establecer ecuaciones lineales que permitan obtener fácilmente los esfuerzos en la cimentación, concluyendo además en su investigación que los esfuerzos aumentaron en una razón de 3.3 tn/m² por cada piso aumentado y 3.35 tn/m² por cada nivel de sótano aproximadamente, correspondiendo estos ratios a cimentaciones sin vigas de conexión. De acuerdo a la presente investigación se ha podido demostrar que efectivamente las fuerzas, momentos y esfuerzos en la cimentación de las edificaciones varían de tal forma que se han podido formular ecuaciones que determinan estas variaciones en función del número de sótanos con el que se proyecta cada modelo de edificación, mediante lo cual se ha analizado y demostrado de al tener en cuenta la totalidad de las fuerzas intervinientes para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación, resulta que

estos aumentan conforme va aumentando también la cantidad de niveles de sótanos que se consideran en la edificación, y que por el contrario, ocurre que al considerar solamente los esfuerzos debidos a la acción sísmica, estos disminuyen conforme va en aumento la cantidad de niveles de sótano considerados.

En la realización de la tesis “Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas” de Meza y Valderrama (2014) se ha concluido que la implementación Suelo-Estructura en el análisis de una edificación aporticada con zapatas aisladas, se han obtenido aumento en los desplazamientos en los sentidos X-X y Y-Y, además de que los esfuerzos internos se han visto disminuidos con respecto a los modelos que no consideran la interacción suelo- estructura, debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura es absorbida por el suelo de fundación, ya que este trabaja como un resorte en las bases. De acuerdo a la presente investigación se ha considerado no implementar la interacción suelo-estructura en el análisis de las edificaciones aporticadas a fin de evitar que los esfuerzos obtenidos en la cimentación como resultado del sismo, no se vean afectados por la influencia de esta implementación, por lo tanto se puede afirmar que los datos obtenidos en esta investigación se han obtenido directamente de la relación existente entre las variables de estudio Sótanos en Edificaciones Aporticadas y Esfuerzos por cargas sísmicas en la cimentación.

En el trabajo de investigación “Consideraciones para el Análisis, Diseño y Evaluación de Muros de Sótano de Concreto Reforzado” de Hernández, (2009) se obtuvo que para la evaluación de muros de sótano se emplea básicamente el mismo procedimiento que en cualquier estructura de concreto reforzado, además de que es

importante considerar las cargas externas adyacentes al muro, así como la presión hidrostática presente en el suelo, puesto que de lo contrario se estaría sub-diseñando la estructura, poniendo en riesgo la misma durante o posteriormente a su construcción. De acuerdo a la presente investigación se puede afirmar que, en efecto, el análisis de los muros no difiere del análisis básico empleado para cualquier estructura de concreto armado, además de que, a fin de evitar la influencia de cargas externas en el análisis de las cargas actuantes sobre la cimentación, se optó convenientemente por mantener constantes estos factores de influencia y se obtuvieron los resultados de las cargas actuantes y esfuerzos solo por los factores de sismo analizados.

Según la tesis de investigación “Diseño de Cimentación y Proceso constructivo para un edificio de once niveles, planta baja y seis sótanos, en zona de Lomas” Durán (2014), obtuvo como resultado el diseño final de una edificación que contempla seis sótanos, demostrando en el proceso de diseño la utilidad de estos espacios, y por tanto la importancia del estudio del diseño y efectos que tenga sobre el suelo sobre el cual se pretende cimentar, a fin de elegir el tipo de cimentación acorde a las solicitudes presentadas, así como las características del suelo, la geometría de la edificación y las edificaciones adyacentes. De acuerdo a la presente investigación se ha demostrado la relación directa entre las variables de análisis Sótanos en Edificaciones Aporticadas y los Esfuerzos por cargas sísmicas en la cimentación, mostrando la relevancia que tiene el número de niveles de sótanos que se contemplen en una edificación aporticada, y como los esfuerzos en la cimentación debidos al sismo varían en relación inversa, lo cual llega a ser un factor a tener en cuenta para el mejor entendimiento durante el análisis de este tipo de edificaciones.

CONCLUSIONES

1. En función de los resultados obtenidos del análisis sísmico de las edificaciones modeladas, se concluye que, los esfuerzos por sismo en la cimentación de edificaciones aporticadas disminuyen conforme aumentan los niveles de sótano presentes en la edificación, y que se puede proyectar esta variación ya que responde a una función general. Además, se ha verificado que, al considerar también las cargas por gravedad, los esfuerzos en la cimentación aumentan conforme se incrementan los niveles de sótano, siendo mínima la reducción de esfuerzos presente por el sismo.
2. Del análisis realizado se ha concluido que las cargas axiales debidas al sismo en la cimentación se van reduciendo cuando se aumentan los niveles de sótano en la edificación aporticada, pero de forma no considerable. Ocurre también, que al evaluar las cargas axiales totales actuantes sobre la cimentación, estas van en aumento principalmente por el peso muerto de la estructura de los sótanos que se van considerando, y resultan mucho más considerables que la disminución de cargas axiales por sismo.

3. Podemos concluir que los momentos del eje X, resultantes debidas al sismo, se van reduciendo mientras van en aumento los niveles de sótano considerados en la edificación aporticada, así mismo, al considerar los momentos totales del eje x en la cimentación, podemos evidenciar que estos también van reduciéndose mientras van aumentando los niveles de sótano. Del mismo análisis, verificamos que esta reducción de momentos, se produce debido a que los muros de sótanos absorben estos momentos generados.
4. Podemos concluir que los momentos del eje Y, resultantes debidas al sismo, se van reduciendo mientras van en aumento los niveles de sótano considerados en la edificación aporticada, así mismo, al considerar los momentos totales del eje x en la cimentación, podemos evidenciar que estos también van reduciéndose mientras van aumentando los niveles de sótano. Del mismo análisis, verificamos que esta reducción de momentos, se produce debido a que los muros de sótanos absorben estos momentos generados.

RECOMENDACIONES

1. Acorde a los resultados obtenidos, se recomienda que durante el diseño y análisis de edificaciones, además de tener en cuenta la reducción de esfuerzos por sismo, podría considerarse también la interacción suelo-estructura para el estudio de edificaciones de grandes dimensiones, y ver como ambos parámetros que han demostrado reducción de esfuerzos en la cimentación interactúan en el cálculo total de los esfuerzos mencionados.
2. Se recomienda realizar una evaluación de la predominancia de las cargas axiales y los momentos, en el cálculo del área de necesaria de cimentación. Además, luego de haber demostrado que las cargas axiales totales van en aumento, se puede realizar un análisis de la variación de la capacidad portante del terreno sobre el cual se pretende cimentar la edificación.
3. Habiendo comprobado que la reducción de los momentos actuantes en el eje X sobre la cimentación es debido a que los muros de sótano absorben estos momentos, se recomienda analizar las posibles excentricidades que se podrían presentar precisamente en la cimentación perimetral correspondiente a estos muros de sótano.

4. Habiendo comprobado que la reducción de los momentos actuantes en el eje Y sobre la cimentación, es debido a que los muros de sótano absorben estos momentos, se recomienda analizar las posibles excentricidades que se podrían presentar precisamente en la cimentación perimetral correspondiente a estos muros de sótano.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército. 1ra Edición.
- BAZÁN, E. y MELI, R. (2016). *Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial Limusa.
<https://www.libreriaingeniero.com/2020/01/disenio-sismico-de-edificios-enrique-bazan-roberto-meli.html>
- BERNEDO, D. (2018). *Análisis de Efectos de las Cargas Excéntricas en la Cimentación de Edificios con Sótano*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13155>
- BIOESTADÍSTICO OFICIAL (2019). *Curso de estadística: correlación como prueba de hipótesis*. Lima, Perú: Canal oficial.
- BLANCO, A. (2007). *Estructuración y diseño de Edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Capítulo de Ingeniería civil.
- BONO, R. (2018). *Diseños Cuasi-Experimentales y Longitudinales*. Barcelona, España: Universidad de Barcelona.
- BRAJA, M. (2012). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. D.F. México, México: Thompson Editores. 7ma Edición.
- BRAJA, M. (2010). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. D.F. México, México: Thompson Editores. 7ma Edición.
- CALAVERA, J. (2015). *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. Madrid, España. 5ta Edición.
- CALAVERA, J. (2001). *Muros de Contención y muros de sótano*. Madrid, España. 3ra Edición.

- CANALES, C. (2006). *Edificio de Sótano y 12 pisos de Oficinas*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/970>
- CUTIPA, S. (2018). *Análisis comparativo de la Respuesta Sísmica de un Edificio de Concreto Armado Aplicando la Norma de Diseño Sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio UNAP. http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/8014/Cutipa_Quispe_Susan_Elisa.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- DURÁN, J. (2014). *Diseño de Cimentación y Proceso Constructivo para un Edificio de once niveles, planta baja y seis Sótanos, en Zona de Lomas*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio UNAM. <http://132.248.9.195/ptd2014/septiembre/0719039/0719039.pdf>
- GARAY, R. (2017). *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento Sísmico de un Edificio de 7 Niveles del Proyecto Multifamiliar Los Balcones del Valle – Barrio Columbo - Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio UNC. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1022?show=full>
- GARZA, L. (s/f) *Diseño de Estructuras de Cimentación*. Medellín, Colombia: Editorial de la Universidad Nacional de Colombia.
- GÓMES, F. (2019). *Resistencia de Materiales y Cálculo de Estructuras*. Murcia, España: Universidad de Murcia.
- HERNÁNDEZ et al. (2018). *Metodología de la Investigación*. D.F. México, México: McGRAW W-HILL (6ta ed.).

- HERNÁNDEZ, D. (2009). *Consideraciones para el Análisis, Diseño y Evaluación de Muros de Sótano de Concreto Reforzado*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Biblioteca USAC.
- http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3070_C.pdf
- LOPEZ, J., LOPEZ, L. y MORENO, A. (2011). *Muros de Contención y de sótano*. Castilla-La Mancha, España: Universidad de Castilla – La Mancha. 5ta Edición.
- MEZA, J. y VALDERRAMA, C. (2014). *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada con Zapatas Aisladas*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC.
- https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/346266/Tesis%20VALDERRAMA_CC.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). *Norma Técnica de Edificaciones E.060 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- OCHOA, J. (2017). *Diseño Estructural de un Edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo*. [Tesis de grado, Universidad Continental]. Repositorio Institucional Continental. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/3829>

- PEÑA, A. (2004). *Proyectos de Muro de Sótano, sometidos a cargas Verticales originadas por pilares de Fachada*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso]. Archivo Digital UPM.
- https://oa.upm.es/9159/1/ALVARO_RODRIGO_PE%C3%91A_FRITZ.pdf
- SILVA, D. e IPAÑAQUE, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificios Aporticados*. Piura, Perú: Universidad Nacional de Piura.
- TRUJILLO, E. (2016). *Estructuración, Modelamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- VILLARREAL, G. (2020). *Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones con zapatas aisladas*. Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.
- VILLARREAL, G. (2009). *Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos*. Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.

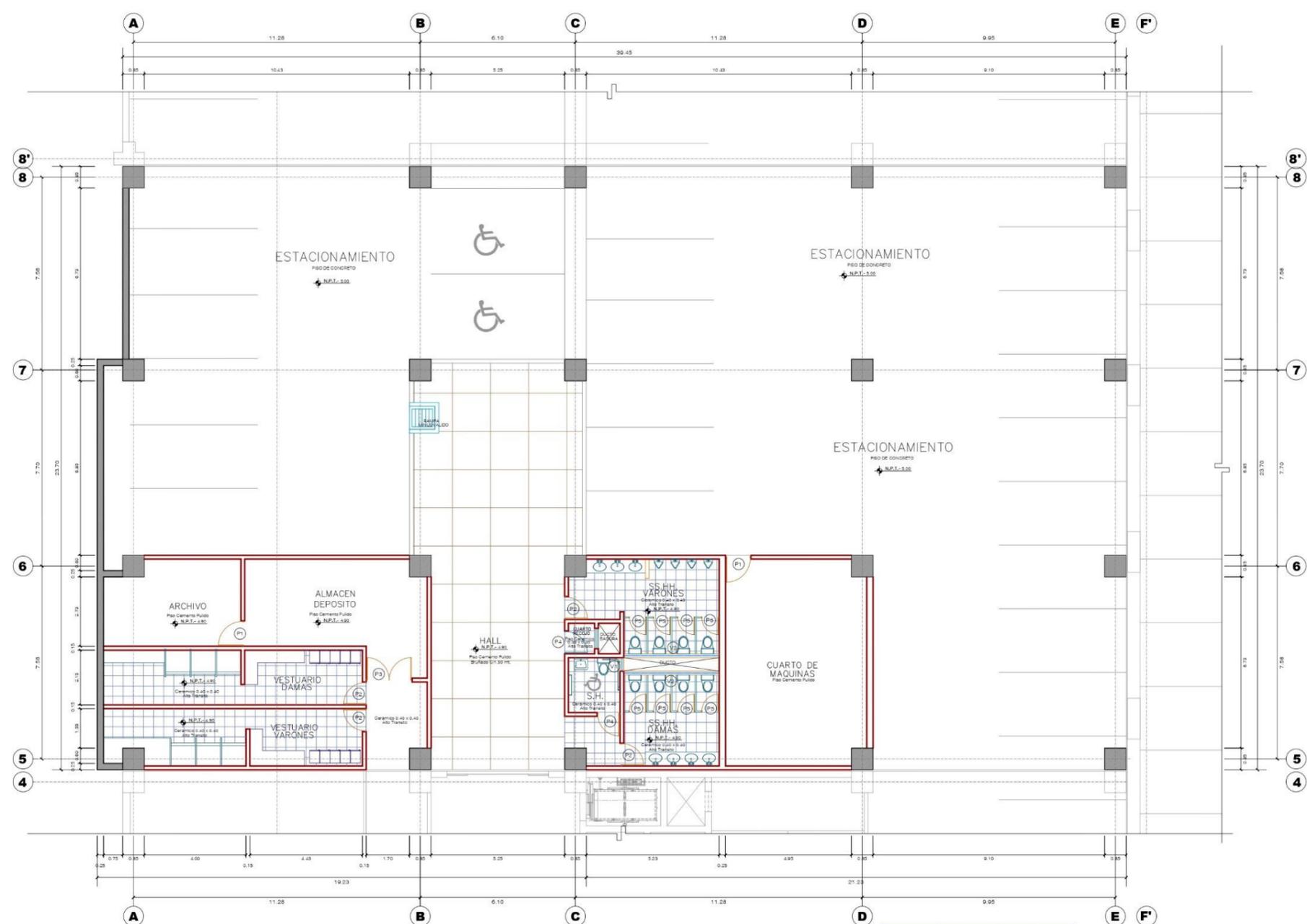
ANEXOS

Anexo N° 01: Matriz de consistencia

ANÁLISIS DE ESFUERZOS POR SISMO EN LA CIMENTACIÓN DE EDIFICACIONES APORTICADAS CON SÓTANO Y SIN SÓTANO

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<p>Problema General: ¿Cuál es la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?</p> <p>Problemas Específicos:</p> <p>a) ¿Cuál es la variación en las cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?</p> <p>b) ¿Cuál es la variación en los momentos del eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?</p> <p>c) ¿Cuál es la variación en los momentos del eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano?</p>	<p>Objetivo General: Determinar la variación de esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano.</p> <p>Objetivos Específicos:</p> <p>a) Determinar la variación de cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano.</p> <p>b) Determinar la variación de momentos en el eje X, resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano.</p> <p>c) Determinar la variación de momentos en el eje Y, resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano.</p>	<p>Hipótesis General: Los esfuerzos por sismo en la cimentación de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, disminuyen conforme aumenta la cantidad de sótanos.</p> <p>Hipótesis Específicas:</p> <p>a) Las cargas axiales resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.</p> <p>b) Los momentos en el Eje X resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.</p> <p>c) Los momentos en el Eje Y resultantes del análisis sísmico de una edificación aporticada con sótano y sin sótano, se reducen conforme aumenta el número de sótanos de esta edificación.</p>	<p>Variable Independiente: Sótanos en Edificaciones Aporticadas.</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mecánica de Suelos. - Cimentación. - Interacción Suelo – Estructura. <p>Variable Dependiente: Esfuerzos por cargas sísmicas en la cimentación.</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas Actuantes. - Análisis Sísmico. 	<p>Método: Método científico.</p> <p>Tipo: Aplicada.</p> <p>Nivel: Descriptivo-Correlacional.</p> <p>Diseño: Cuasi-Experimental.</p> <p>Población: Las edificaciones aporticadas presentes en el Distrito y Provincia de Huancayo, de la región Junín.</p> <p>Muestra: Se empleó el método no probabilístico o dirigido de carácter intencional considerando únicamente el pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes, del Distrito y Provincia de Huancayo, de la región Junín.</p>

**Anexo N° 02: Planos de Arquitectura “Pabellón B – Facultad de Medicina
Humana de la Universidad Peruana Los Andes”**

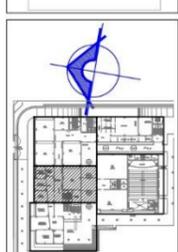


Sotano

ESCALA 1/100

CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2
	ANCHO	0.93	3.83
ALTO	1.00	1.00	
ALFEIZAR	2.00	2.00	
MATERIAL	ALUMINIO VORNO DE ALUM VORNO DE ALUM		
CANTIDAD	01	02	

CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5
	ANCHO	1.00	0.90	1.00	0.90	0.70
ALTO	2.00	2.00	2.00	2.00	1.80	
MATERIAL	MADERA CONTRAFLOJADA	MADERA APANELADA	MADERA CONTRAFLOJADA	METALICA	ALUMINIO MELANINE	
CANTIDAD	01	04	01	02	08	



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA:
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO:
HUANCAYO

PROVINCIA:
HUANCAYO

REGION:
JUNIN

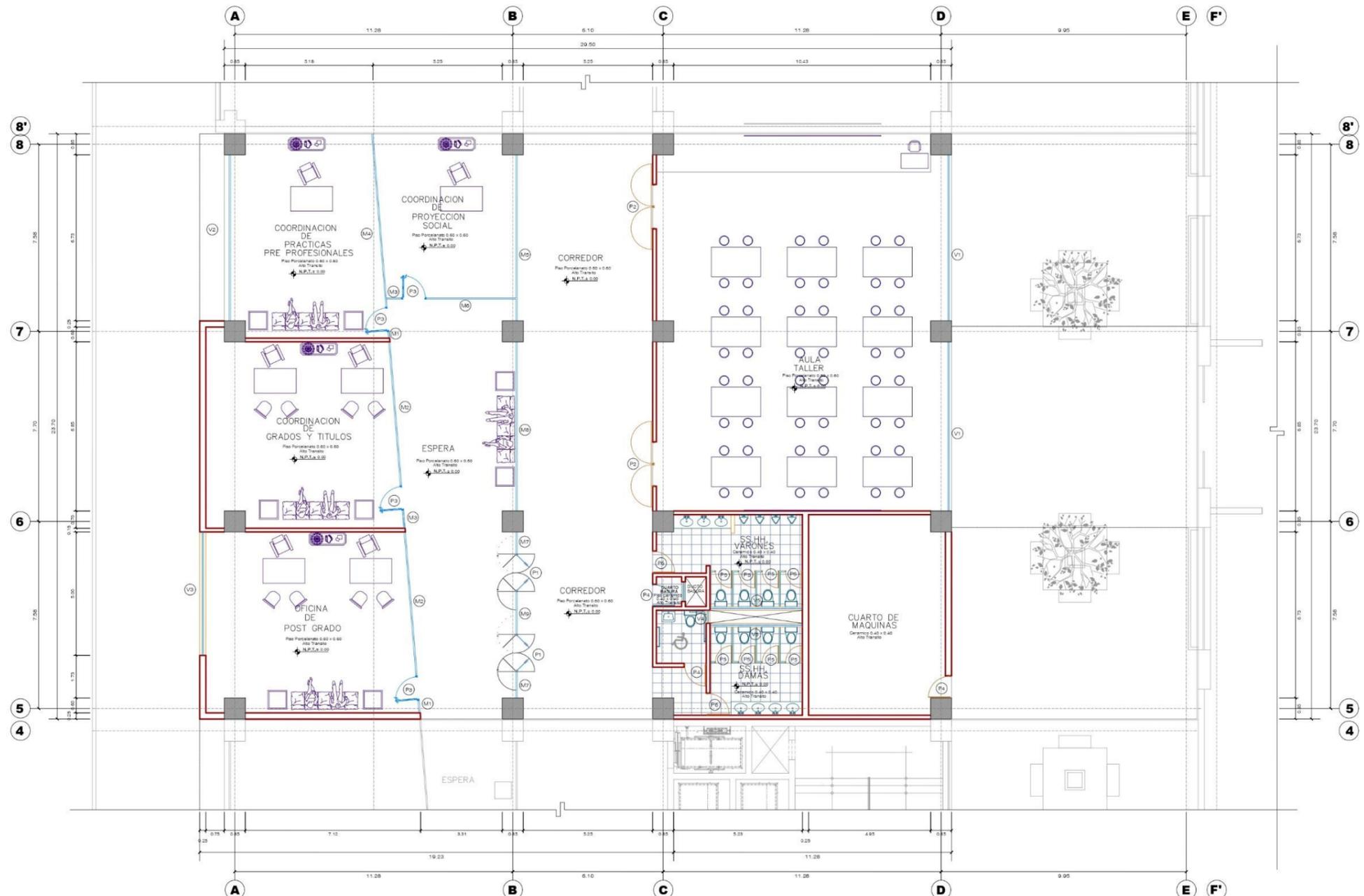
FECHA:
AGOSTO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
BLOQUE B
ARQUITECTURA
SOTANO

LAMINA:
A-07

BLOQUE B



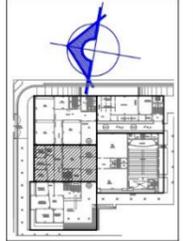
Primera Planta

ESCALA 1/100

CUADRO DE MAMPARA	TIPO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
	ANCHO	0.50	5.85	0.75	7.05	6.75	3.65	1.05	6.85	1.75
	ALTO	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MARU								
CANTIDAD	02	02	02	01	01	01	01	01	01	01

CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5	P6
	ANCHO	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00
	ALTO	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MARU	MADERA APUNZADA	ALUMINIO VIDRO DE MARU	METALICA	ALUMINIO NEUMANE	MADERA APUNZADA
CANTIDAD	02	01	04	03	08	02	

CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2	V3	V4	V5
	ANCHO	7.10	6.75	6.00	2.40	2.85
	ALTO	4.20	4.20	1.00	1.00	1.00
	ALFEIZAR	0.00	0.00	VARIABLE	VARIABLE	VARIABLE
MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MARU					
CANTIDAD	02	01	01	01	01	



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA:
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO:
HUANCAYO

PROVINCIA:
HUANCAYO

REGION:
JUNIN

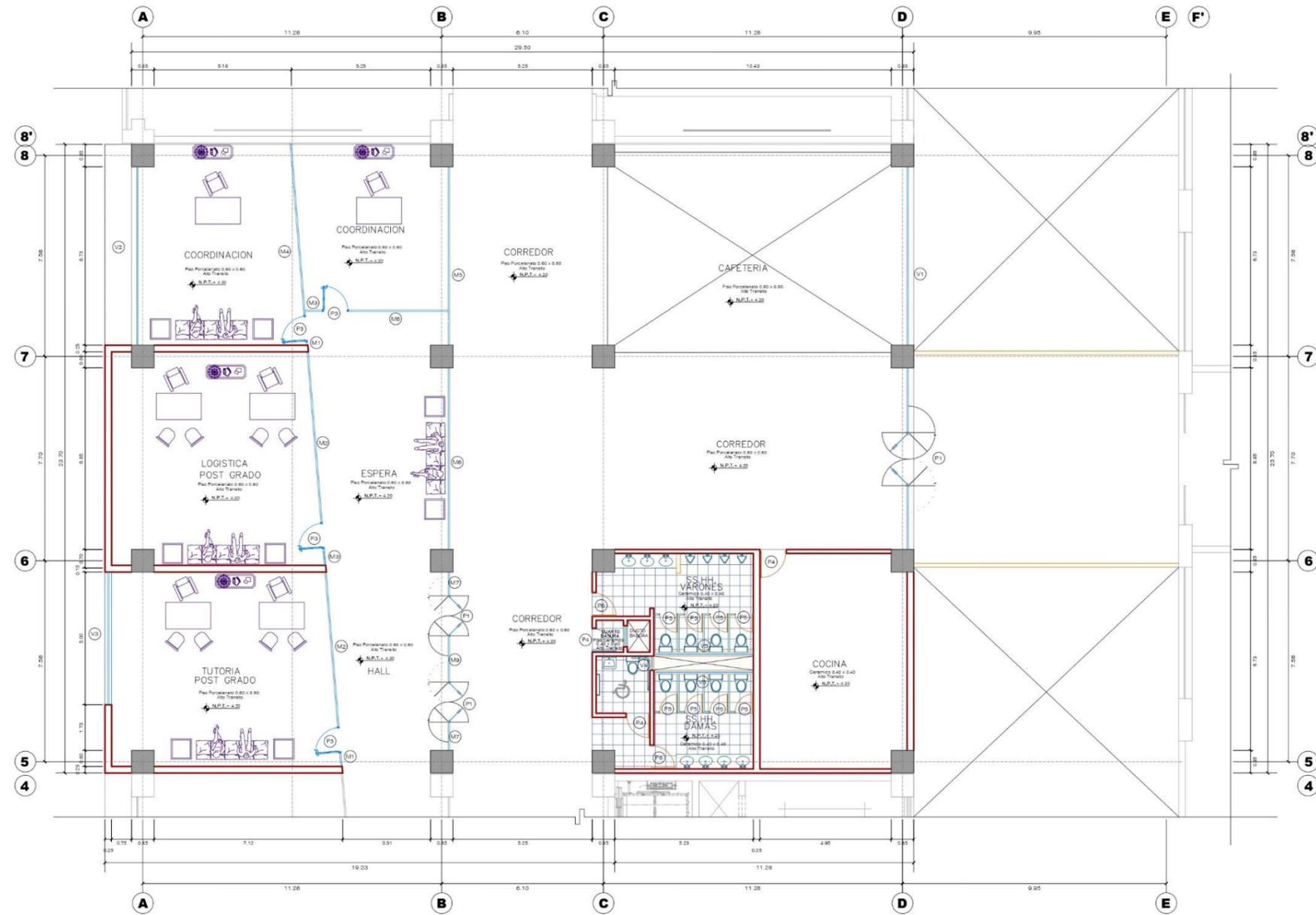
FECHA:
AGOSTO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
BLOQUE B
ARQUITECTURA
1RA PLANTA

LAMINA:
A-08

BLOQUE B



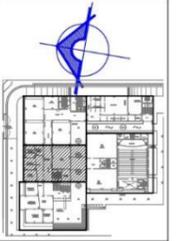
Segunda Planta

ESCALA 1/100

CUADRO DE MAMPARA	TIPO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
	ANCHO	0.50	0.85	0.75	0.55	0.75	0.65	1.05	0.85	1.15
ALTO	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MAR									
CANTIDAD	02	02	02	01	01	01	01	01	01	01

CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
	ANCHO	1.50	1.50	1.00	0.80	1.00	1.00	0.85
ALTO	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	
MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MAR	MADERA APANELADA	ALUMINIO VIDRO DE MAR	METALICA	ALUMINIO METALVIBE	MADERA APANELADA	ALUMINIO VIDRO DE MAR	
CANTIDAD	02	01	04	03	08	02	02	

CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2	V3	V4	V5
	ANCHO	1.10	0.73	0.00	0.00	0.00
ALTO	4.20	4.20	1.00	1.00	1.00	
ALFEIZAR	0.00	0.00	VARIABLE	VARIABLE	VARIABLE	
MATERIAL	ALUMINIO VIDRO DE MAR					
CANTIDAD	01	01	02	01	02	



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLON SUAREZ

DISTRITO
HUANCAYO

PROVINCIA
HUANCAYO

REGION
JUNIN

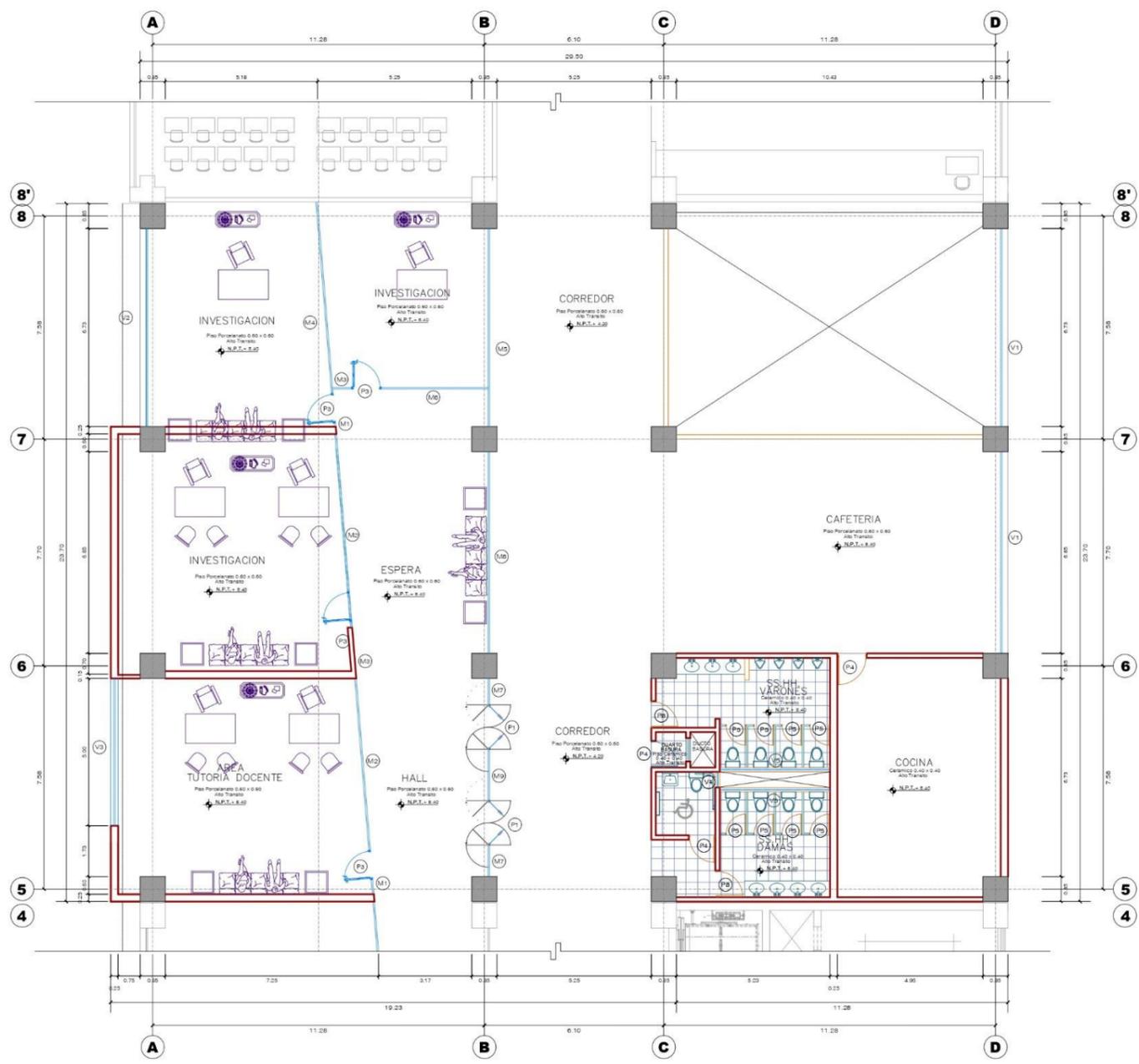
FECHA:
AGOSTO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
BLOQUE B
ARQUITECTURA
2DA PLANTA

LAMINA:
A-09

BLOQUE B

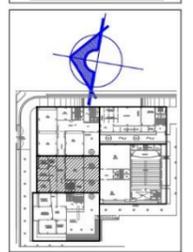


CUADRO DE MAMPARA	TIPO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
ANCHO		3.00	3.00	3.75	1.00	3.75	3.00	1.25	3.00	1.75
ALTO		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
MATERIAL		ALUMINIO VORIO DE BIAN								
CANTIDAD		00	00	00	01	01	01	01	01	01

CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2	V3	V4	V5
ANCHO		1.10	3.75	3.00	3.00	3.00
ALTO		4.20	4.20	1.00	1.20	1.00
ALFEIZAR		0.00	0.00	VARIABLE	VARIABLE	VARIABLE
MATERIAL		ALUMINIO VORIO DE BIAN				
CANTIDAD		00	01	00	01	00

CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
ANCHO		1.50	1.80	1.00	0.90	1.00	1.00	0.85
ALTO		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
MATERIAL		ALUMINIO VORIO DE BIAN	MADERA APANELADA	ALUMINIO VORIO DE BIAN	METALICA	ALUMINIO MELANFIE	MADERA APANELADA	ALUMINIO VORIO DE BIAN
CANTIDAD		00	01	04	03	00	10	00

Tercera Planta  ESCALA 1/100



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIMÉ ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA:
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLON SUAREZ

DISTRITO:
HUANCAYO

PROVINCIA:
HUANCAYO

REGION:
JUNIN

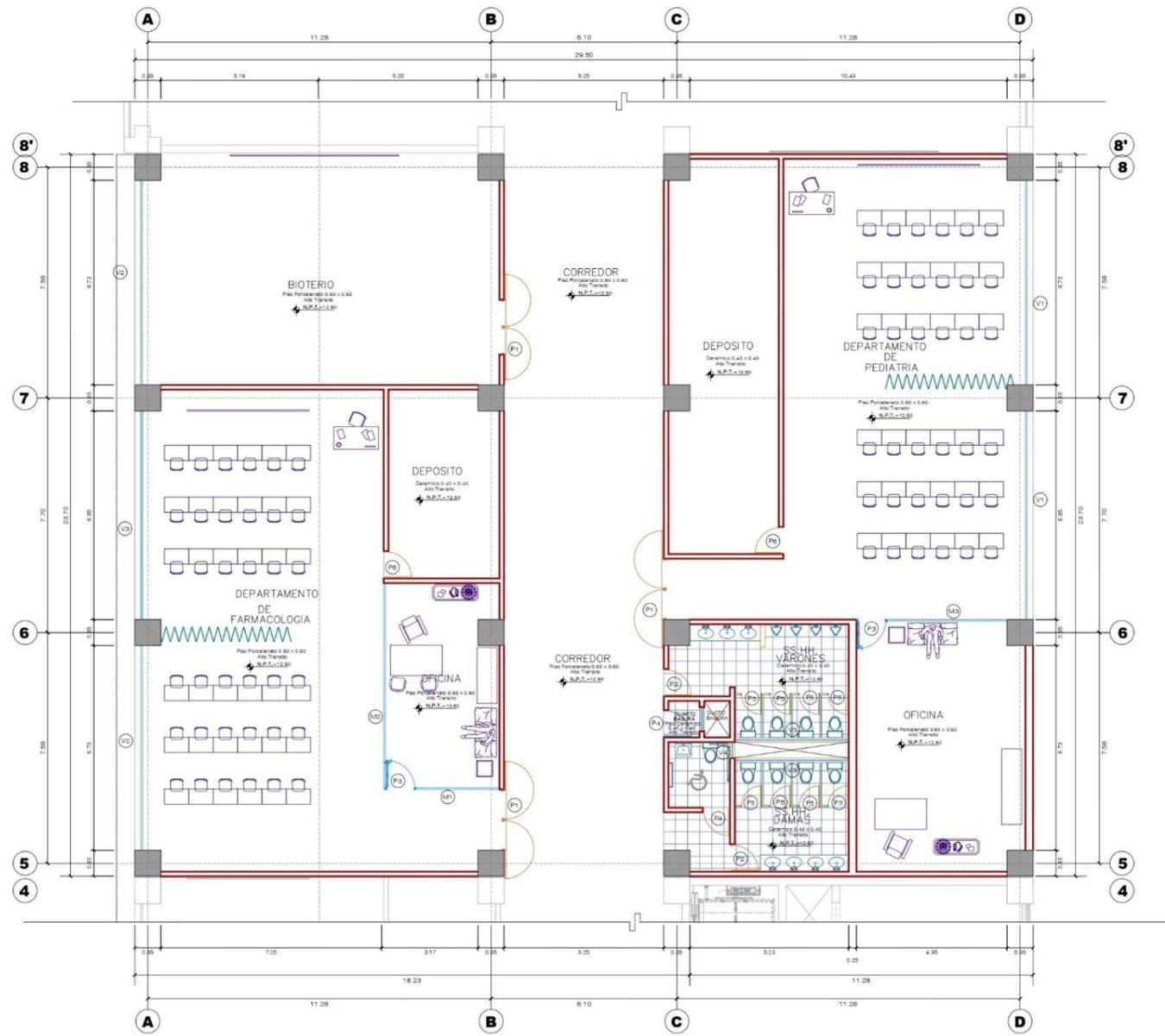
FECHA:
AGOSTO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
BLOQUE B
ARQUITECTURA
3RA PLANTA

LAMINA:
A-10

BLOQUE B



CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2	V3	V4	V5
ANCHO		6.85	6.72	6.85	5.80	3.83
ALTO		4.20	4.20	1.00	1.00	1.00
ALFEIZAR		6.00	6.00	VARIABLE	VARIABLE	VARIABLE
MATERIAL		ALUMINIO VIDRIO DE MAR				
CANTIDAD		02	02	01	01	02

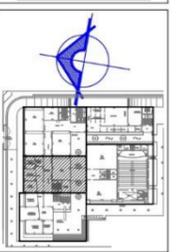
CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5	P6
ANCHO		2.00	0.90	1.00	0.90	1.70	0.90
ALTO		2.00	2.00	2.00	2.00	1.80	2.00
MATERIAL		MADERA CONTRAPLACAJA	MADERA APANELADA	ALUMINIO VIDRIO DE MAR	METALICA	ALUMINIO MELAMINE	MADERA CONTRAPLACAJA
CANTIDAD		02	02	02	02	04	02

CUADRO DE MAMPARA	TIPO	M1	M2	M3
ANCHO		2.74	6.74	3.94
ALTO		2.00	2.00	2.00
MATERIAL		ALUMINIO VIDRIO DE MAR	ALUMINIO VIDRIO DE MAR	ALUMINIO VIDRIO DE MAR
CANTIDAD		01	01	01

Cuarta Planta

ESCALA 1/100

BLOQUE B



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA:
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLON SUAREZ

DISTRITO:
HUANCAYO

PROVINCIA:
HUANCAYO

REGION:
JUNIN

FECHA:
AGOSTO 2014

BOCALA:
INDICADA

PLANO:
BLOQUE B
ARQUITECTURA
4TA PLANTA

LAMINA:
A-11

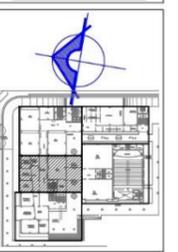


CUADRO DE VENTANAS	TIPO	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
	ANCHO	0.80	2.00	1.00	0.80	0.50	0.80	0.80
	ALTO	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20
	ALFEIZAR	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
MATERIAL	ALUMINO VORNO DE BUN							
CANTIDAD	01	02	02	02	02	01	02	

CUADRO DE PUERTAS	TIPO	P1	P2	P3	P4	P5	P6
	ANCHO	0.90	0.70	1.00	1.20	1.80	0.20
	ALTO	2.00	1.80	2.00	2.00	2.00	2.00
	MATERIAL	MADERA PINTADA	ALUMINO VORNO DE BUN	ALUMINO VORNO DE BUN	MADERA PINTADA	MADERA PINTADA	ALUMINO VORNO DE BUN
CANTIDAD	02	08	02	04	04	01	

CUADRO DE MAMPARA	TIPO	M1
	ANCHO	0.70
	ALTO	2.00
	MATERIAL	ALUMINO VORNO DE BUN
CANTIDAD	01	

Azotea  ESCALA 1/100



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ARQUITECTURA:
ARQ. CARLOS F. GUICH CORDOVA

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO: HUANCAYO

PROVINCIA: HUANCAYO

REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B
ARQUITECTURA
AZOTEA

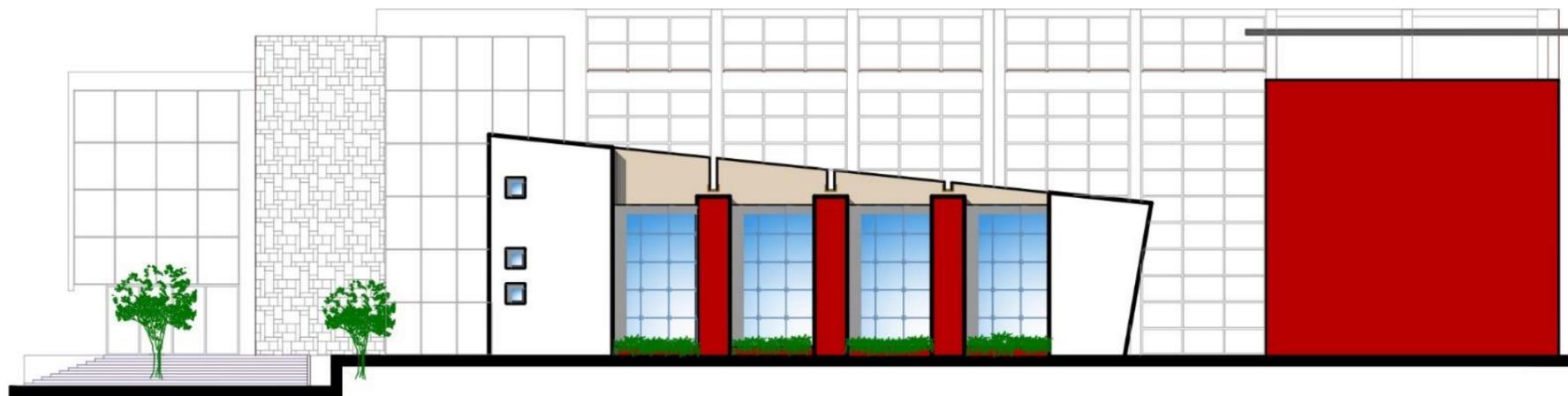
LAMINA:
A-12

BLOQUE B



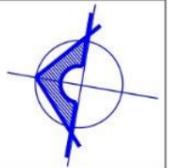
Elevación Principal

ESCALA 1/200



Elevación Lateral 1

ESCALA 1/250



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA



REVISADO:

DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

DISEÑO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

FECHA:
JUNIO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
ELEVACIONES

LAMINA:
A-08



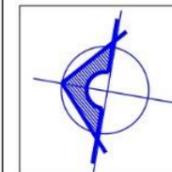
Elevacion Posterior

ESCALA 1/200



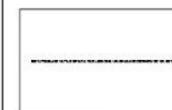
Elevacion Lateral 2

ESCALA 1/250



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD
PERUANA
LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION
DEL LOCAL
DE LA
FACULTAD
DE
MEDICINA
HUMANA



REVISADO:

DISTRITO
HUANCAYO
PROVINCIA
HUANCAYO
REGION
JUNIN

DISENO:
ARQ. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

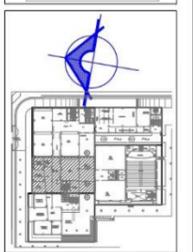
FECHA:
JUNIO 2014

ESCALA:
INDICADA

PLANO:
ELEVACIONES

LAMINA:
A-09

**Anexo N° 03: Planos de Estructuras “Pabellón B – Facultad de Medicina
Humana de la Universidad Peruana Los Andes”**



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO: HUANCAYO

PROVINCIA: HUANCAYO

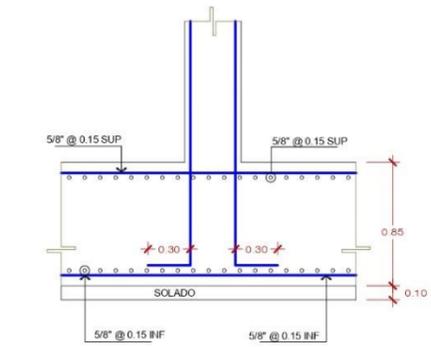
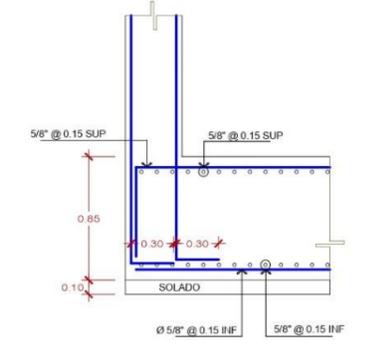
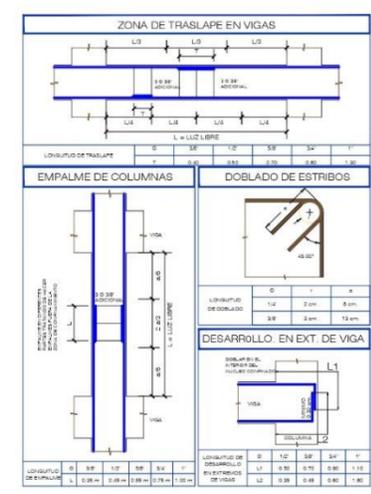
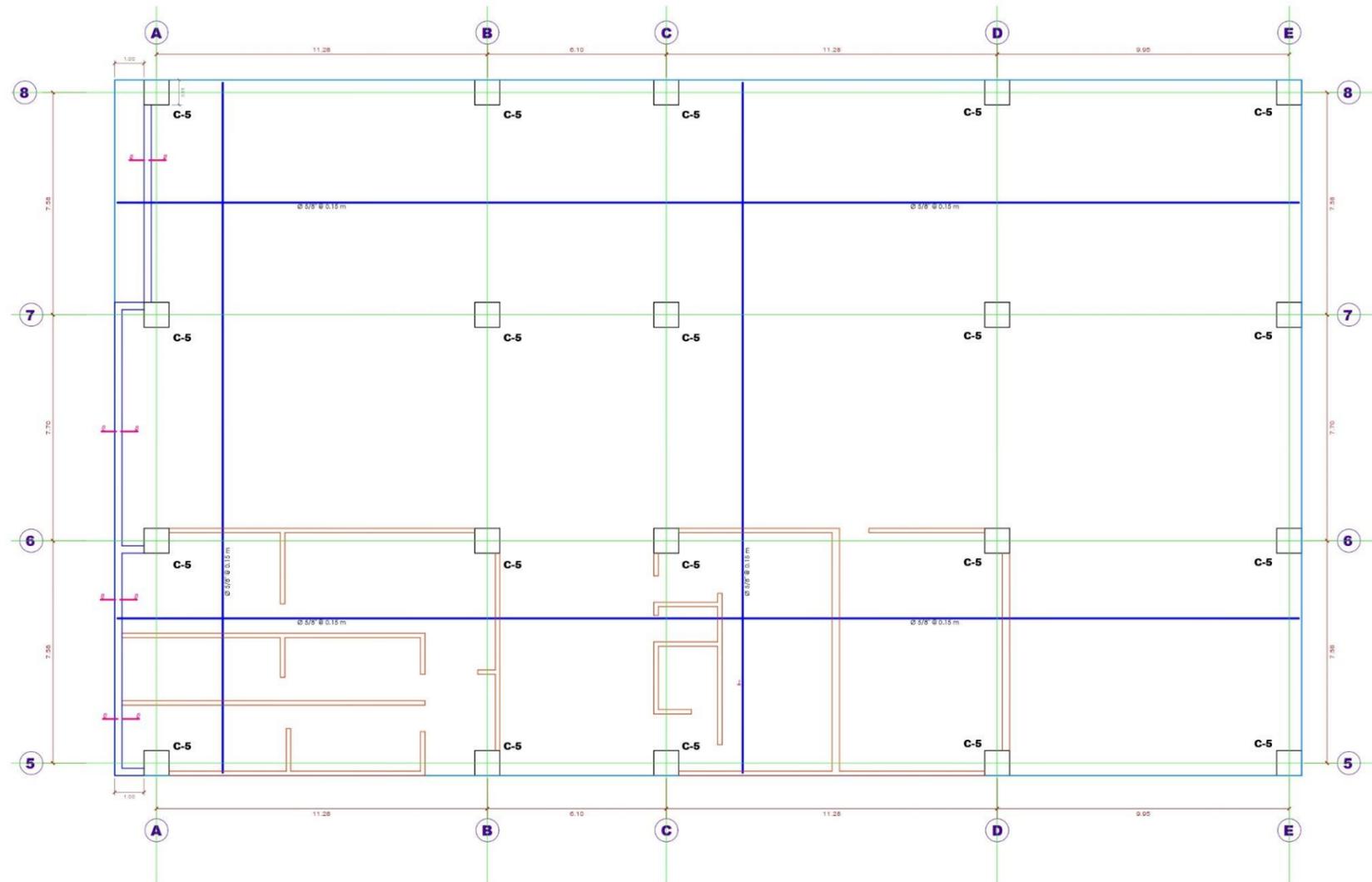
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA CIMENTACION

LAMINA: E-13

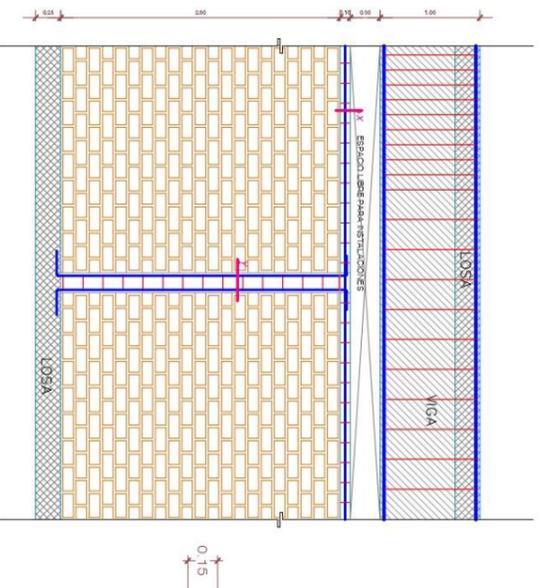
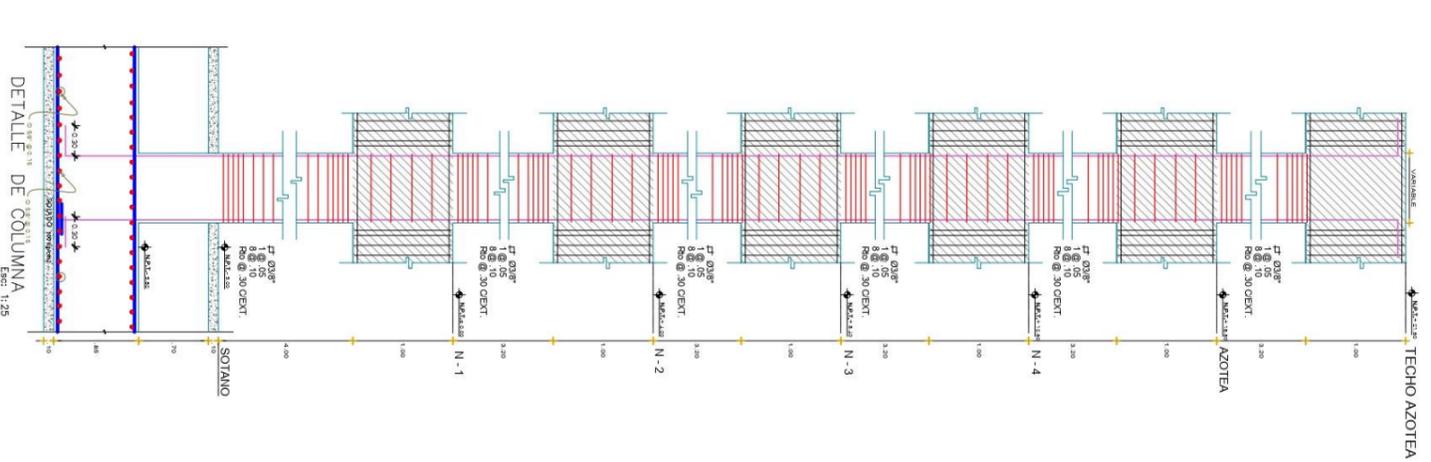


DETALLE DE ZAPATA
ESCALA 1/25

Cimentación
ESCALA 1/100

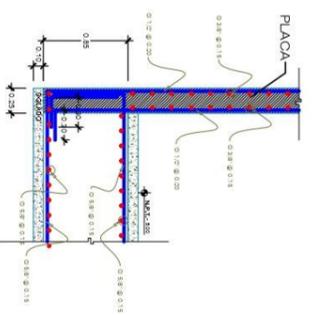
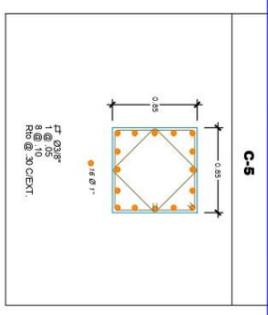
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO	VARIOS DE CORTE, VIGAS ALIGERADAS F _c = 210 kg/cm ²
CONCRETO CICLOPE	GRANULOS F _c = 140 x 280 kg/cm ² max. CIMENTOS F _c = 170 x 320 kg/cm ² max. SOPRECARGAS F _c = 140 x 280 kg/cm ² max.
ACERO	F _y = 4200 kg/cm ²
RECLUBRIMIENTOS	COLUMNAS 3.0 mm ESCALERAS 3.0 mm VIGAS PRELIMINARES 2.0 mm VIGAS DEFINITIVAS 2.0 mm ALBERGADOS 2.0 mm
TRASLAPES	Ø 3/8" x 35 cm Ø 5/8" x 85 cm Ø 1/2" x 45 cm Ø 3/4" x 75 cm
SOPRECARGAS	AULAS = 250 kg/m ² CORRIDORES = 400 kg/m ² HALL PASADIZOS ESCALERA = 400 kg/m ²
ALBAÑILERIA	SE REALIZA CON LADRILLO x 20 x 40 CM DE LA ZONA - PROCESO CONSTRUCTIVO LOS MUROS DE ALBAÑILERIA SE CONSTRUJERAN DESPUES DE LOS DETALLES INDICADOS EN LAS VIGAS Y COLUMNAS - SE CONSTRUYERAN DESPUES DE HACER LOS TECHOS VIGAS Y COLUMNAS MORTERO 1:3:6 ESPESOR DE JUNTAS x x 1.5 cm maximo
Capacidad Portante del Terreno = 1.85 kg/cm ²	

DESENCOFRADO	
Columnas	24 horas minimo
Fondo de vigas y losas	20 días minimo
Lateral de vigas y losas	24 horas minimo
Armaduras	no deben soltarse
Zapatas	20 y cemento corido (o) Manoflocamente

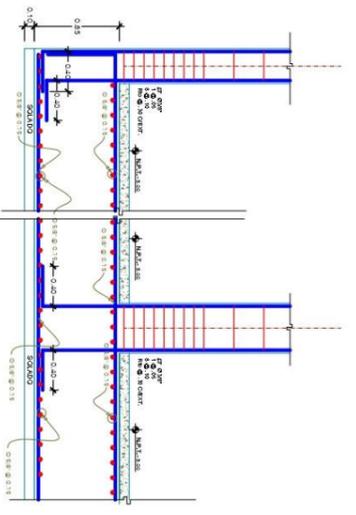


DETALLE DE TABIQUERIA
CON VIGUETA Y COLUMNETA
TPO 1
ESCALA 1/25

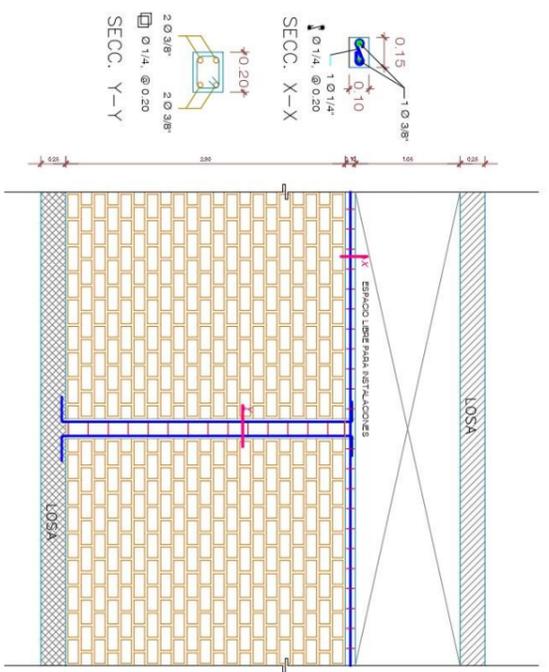
COLUMNAS PROYECTADAS



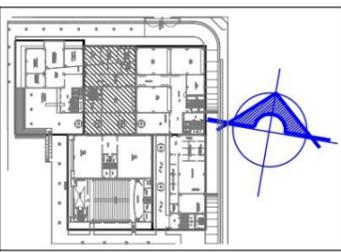
CORTE B - B
ESCALA 1/25



Detalle de Losa de Cimentación
ESCALA 1/50



DETALLE DE TABIQUERIA
CON VIGUETA Y COLUMNETA
TPO 2
ESCALA 1/25



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

REVISADO:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO: ARQUIDIS HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO: HUANCAYO

PROVINCIA: HUANCAYO

REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA DETALLES

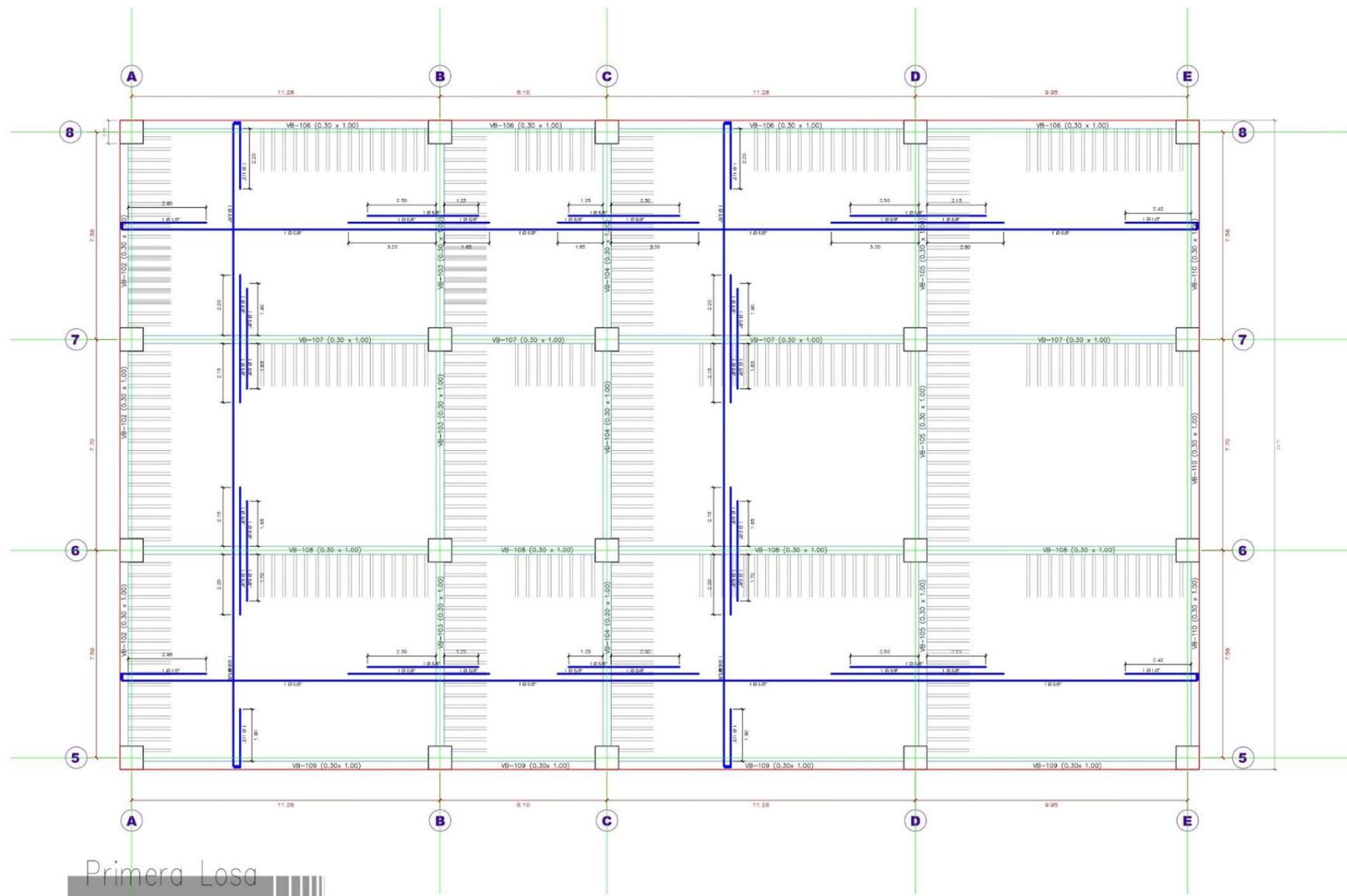
LAMINA: E-14

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO

VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO

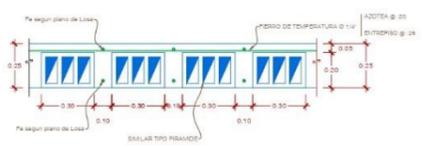
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ

JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIMÉ ORTIZ FERNANDEZ



Primera Losa

$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $S/C = 300 \text{ Kg/m}^2$
 $\phi = 0.25 \text{ m}$



DETALLE TIPICO LOSA ALIGERADA
SISTEMA CONSTRUCTIVO 890/100

ESPECIFICACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCRETO
 En las columnas de concreto se empleará concreto cuya resistencia mínima será $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 El concreto tendrá un alto asentamiento (se recomienda un slump de 75) que se use homogéneo con poca segregación y se trabajará con una buena técnica de colocación. Cuidado extremo en la formación de conglomerados.
 La compactación recomendada entre cada columna será máximo de 3 cm para facilitar que el concreto penetre bajo los dardes de la aljataria.

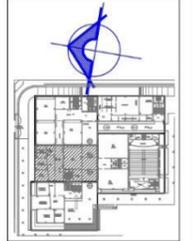
ACERO DE REFUERZO
 El acero a utilizar debe ser concurado y con un escalon de fuerza definido, permitiendo el uso de acero liso para los estribos de D 10.
 A fin de evitar que los ganchos de los estribos alteren el peso del concreto formando conglomerados en las columnas de confinamiento, se recomienda adoptar el uso de estribos con 1.5 de curlo.

EMPALMES EN EL REFUERZO
 * Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
 * Las barras longitudinales de columna se empalmarán de preferencia dentro de las 95 centésimas de la altura del elemento con una longitud menor o igual a $0.20 l$ y no menor a 30 cm.
 * Las barras que deban resistir fuerzas de acero deberán cumplir con lo indicado en este artículo para el refuerzo al dardo de acero longitudinal.
 * La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado AHR (235/275 MPa a 2200 kg/cm²).
 * La carga axial (Pu) no deberá exceder de 0.1 Fy. En caso contrario, el elemento deberá haberse como elemento de flexocompresión.
 * Los detalles de empalmes de barras se detallarán en el rubro dentro de una zona localizada a 1/4 de la altura de la columna.
 * Los empalmes de barras de refuerzo en zonas de momento de esfuerzos deberán estar controlados por estribos con ganchos espaciados a no más de 15 veces el diámetro de las barras longitudinales en un ancho de 30 cm.
 * Los empalmes deberán hacerse a lo largo de la columna o permitir los planos de diseño, las especificaciones técnicas o como lo indique el diseñador.
 * Los empalmes serán unidireccionales.
 * El Puro traspase.

UNIDADES DE ALJATARIA
 Las unidades de aljataria se emplearán según el tipo K-41 de escala (ver especificaciones). Se deberán retirar las unidades por lo menos durante 24 horas antes de usarlas en el sitio de construcción. La Norma S-070 especifica que las unidades de ancho industrial deben suministrar un mantenimiento al vertido.

MORTERO
 El mortero a emplear debe ser trabajable, para lo cual deberá usarse la mínima cantidad de agua posible (se recomienda un slump de 5" medido en el cono de Abrams evitando la segregación, de lo contrario, que no se trabaje con el peso de las hebras sueltas).

NOTA IMPORTANTE:
 1. La Mano de Obra calificada deberá ser especializada para este tipo de edificaciones habitacionales.
 2. De respetarse estrictamente los detalles y las especificaciones consignadas en los planos.
 3. Para la Obra Constructiva se deberá contar con un Supervisor de Obra.
 4. Cualquier omisión de estas notas es de responsabilidad el Ingeniero Estructural.



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
 DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
 VICERECTOR ACADÉMICO:
 DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
 VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
 DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
 JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
 MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
 MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
 ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
 ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
 ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

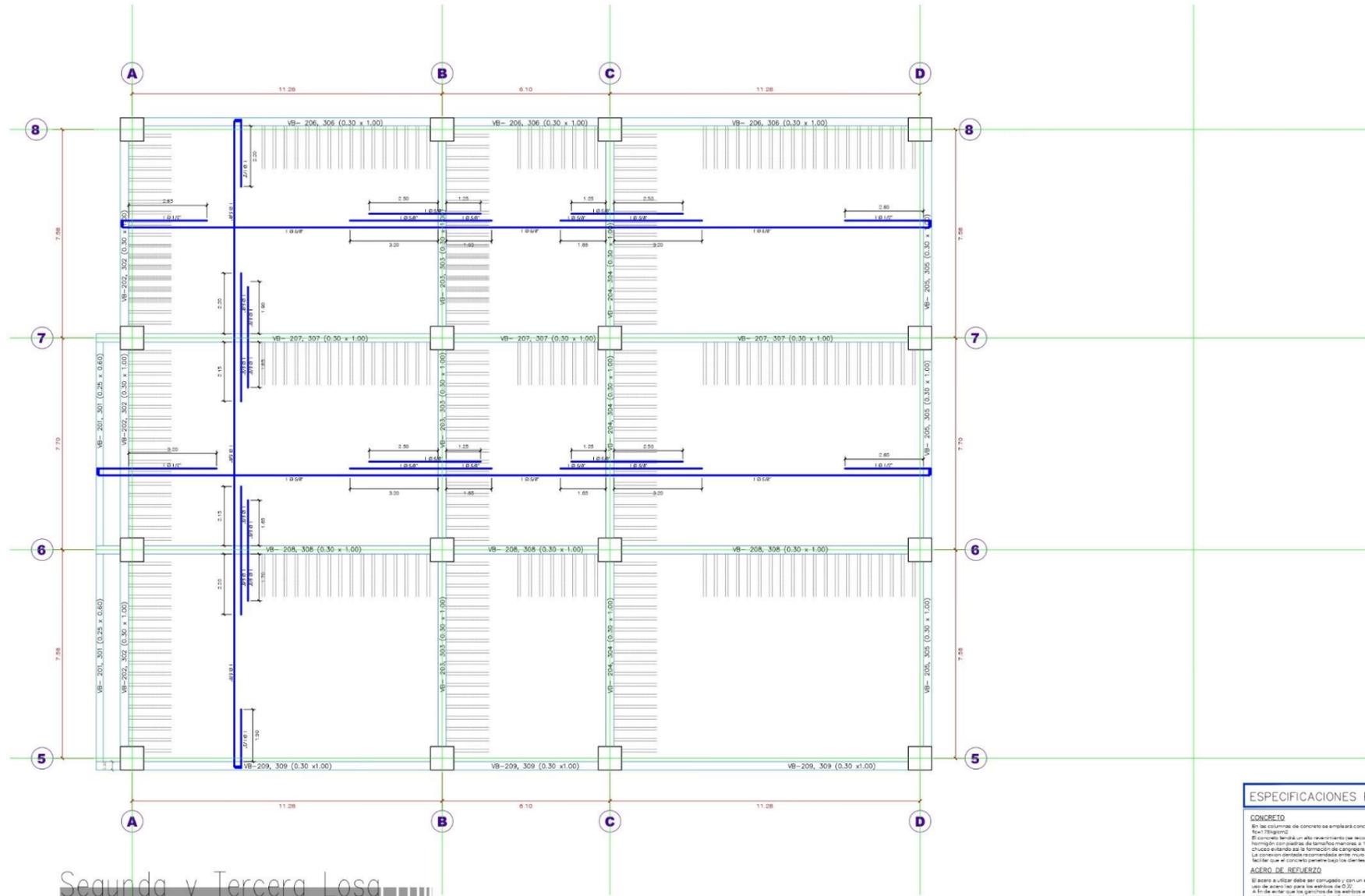
DISTRITO: HUANCAYO
 PROVINCIA: HUANCAYO
 REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B
 ESTRUCTURA LOSA

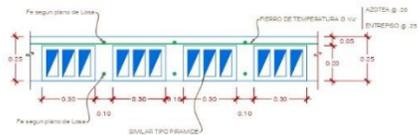
LAMINA:
E-15



Segunda y Tercera Losa

$F'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 $F'y=4.200 \text{ Kg/cm}^2$
 $S/C=300 \text{ Kg/m}^2$
 $e=0,25 \text{ m}$

ESCALA 1/100



DETALLE TÍPICO LOSA ALIGERADA

SISTEMA CONSTRUCTIVO 890 100

ESPECIFICACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCRETO
 En las columnas de concreto se empleará concreto cuya resistencia mínima será $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.
 El concreto tendrá un alto rendimiento (se recomienda un slump de 21) y que se caracterice por tener una resistencia a la tracción mínima de $1,2 \text{ Kg/cm}^2$ con una buena forma de liberación. Chusca libre de impurezas y de inclusiones.
 La conexión de barras de acero en las columnas será máxima de 3 cm, para facilitar el concreto en todo el desarrollo de la columna.

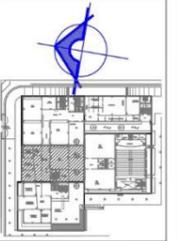
ACERO DE REFUERZO
 El acero a utilizar debe ser corrugado y con un espesor de fuerza definido, permitiendo el uso de acero para la estructura de 32.
 A la hora de utilizar el acero de refuerzo en el caso de las columnas, se recomienda utilizar el uso de acero con $1,2$ de ductilidad.

EMPALMES EN EL REFUERZO
 Las juntas de empalme se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
 Las barras longitudinales de columna se empalarán de preferencia dentro de los 3/8 del desarrollo de la altura del elemento con una longitud mayor a $1,2$ y no menor a 30 cm.
 Las vigas que deban recibir fuerza de apoyo deberán cumplir con lo indicado en esta sección para la referencia al detalle del acero longitudinal.
 La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARII (235) y $1,2$ de ductilidad.
 La calidad del acero de refuerzo no excederá de $0,11$ de $1,2$ de ductilidad. El elemento deberá trabajar como elemento en flexión compuesta.
 Los empalmes de barras de acero se realizarán en el interior de una zona localizada a $1/4$ de la altura del muro.
 Las empalmes de barras de acero se realizarán en zonas de esfuerzos bajos, dentro de un desarrollo por ambas caras espaciadas a no más de 10 veces el diámetro de las barras longitudinales en un ancho de 30 cm.
 Las empalmes de barras de acero se realizarán solo como lo requieren y permitan los planos de diseño, las especificaciones técnicas o como lo indique el diseñador.
 Las empalmes serán unidireccionales.
 A. Por flexión.

UNIDADES DE ALBAÑILERÍA
 Las unidades de albañilería a emplearse serán de tipo K41 de estilo (REX seg. especificaciones técnicas).
 La resistencia a la tracción de las unidades será de $1,2$ y no menor a $1,2$ de ductilidad. De modo que la succión al albañilería está comprendida entre 10 a $20 \text{ gr} \text{ 225 cm}^2 \text{ cm}^2$.
 La forma de las unidades de albañilería deberá ser como se muestra en el detalle.

MORTERO
 El mortero a emplear debe ser trabajable, para lo cual deberá usarse la máxima cantidad de agua posible (se recomienda un slump de 10 mm) en el caso de albañilería, evitando la segregación y de tal manera que no se altere con el peso de las unidades sueltas.

NOTA IMPORTANTE:
 1. La Mano de Obra calificada deberá ser especializada para este tipo de edificaciones (Albañilería Contruida).
 2. Se respetarán estrictamente los detalles y las especificaciones constructivas en los planos.
 3. Para la Obra Constructiva se deberá contar con un Supervisor de Obra.
 4. Cualquier omisión de esta nota es de responsabilidad al número constructivo.



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
 DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
 VICERECTOR ACADEMICO:
 DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
 VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
 DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
 JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
 MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
 MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
 ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
 ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
 ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

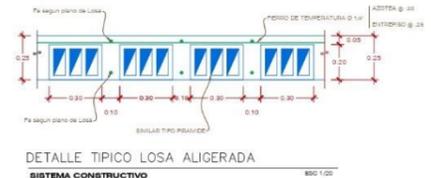
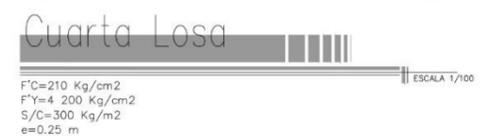
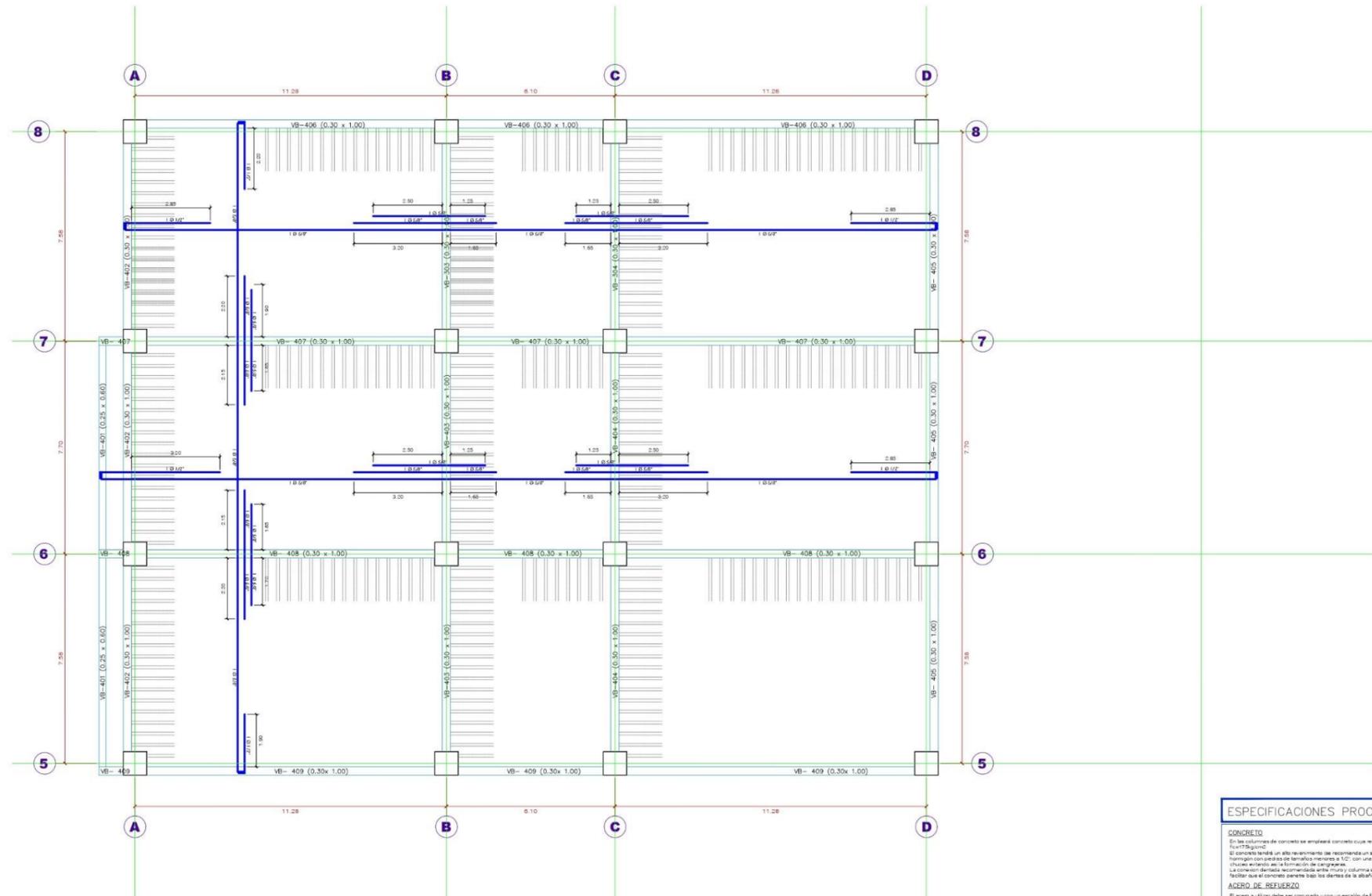
DISTRITO: HUANCAYO
 PROVINCIA: HUANCAYO
 REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA LOSA

LAMINA:
E-16



ESPECIFICACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCRETO
 En las columnas de concreto se empleará concreto con resistencia mínima será $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.
 El concreto tendrá un alto rendimiento de resistencia con un slump de 21 y que se use hormigón con pasta de cemento tipo 100, con una buena técnica de vibración (chuzar) evitando en la formación de segregaciones.
 La compactación deberá ser realizada entre muros y columnas para máximo de 3 cm, para facilitar que el concreto penetre bajo las formas de la albañilería.

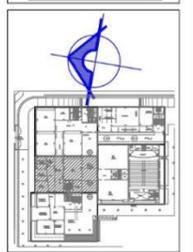
ACERO DE REFUERZO
 El acero a utilizar debe ser certificado con un ensayo de fuerza definido, permitiendo el uso de acero las que los estribos de 0.7.
 A fin de evitar que los ganchos de los estribos estén al paso del concreto formando segregaciones en las columnas de confinamiento, se recomienda adoptar el uso de estribos con 1.5 de vuelta.

EMPALMES EN EL REFUERZO
 - Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
 - Las barras longitudinales de columnas se empalmarán de preferencia dentro de las 1/3 partes de la altura del elemento con una longitud mínima que a 2 (207.3 kg) y no menor a 30 cm.
 - Los cables que deben resistir fuerzas de sismo deberán cumplir con lo indicado en este artículo para el momento de diseño de sismo longitudinal.
 - La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado AHR 420 (A 308) a 420 (A 308).
 - La longitud de empalme no deberá exceder de 1.5 f_y Ag. En caso contrario, el elemento deberá hacerse como elemento de flexocompresión.
 - Se deberán hacer empalmes traslapados o soldados en el refuerzo dentro de una zona localizada a 1/3 de la altura del elemento.
 - Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de momento de sismo, deberán quedar, certificado por ensayos separados a no más de 15 veces el diámetro de las barras longitudinales en un máximo de 30 cm.
 - Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieren los planos de diseño.
 - Las especificaciones técnicas a como lo autoriza el inspector.
 - En los refuerzos serán unificados.

UNIDADES DE ALBAÑILERIA
 Las unidades de albañilería a emplearse serán del tipo H.C. de ancho (190) seg. especificación. Se deberán emplear las unidades por lo menos durante 2 horas en día antes de usarlas de modo que la humedad de las mismas sea comprendida entre 70 a 80 por ciento.
 La Norma E-270 especifica que las unidades de ancho industrial deben sumergirse un instante previo al ser utilizadas.

MORTERO
 El mortero a emplear debe ser trabajado, para lo cual deberá usarse la máxima cantidad de agua posible de acuerdo al slump de 60 mm en el caso de albañilería de diseño a proporción de 1:3:6 (cemento:arena:grava) que no se ajuste con el peso de las unidades sostenidas.

NOTA IMPORTANTE:
 1. La Mano de Obra calificada deberá ser especializada para este tipo de Edificaciones de alta resistencia.
 2. De requerirse adicionalmente los detalles y las especificaciones correspondientes en los planos.
 3. Para la Fase Constructiva se deberá contar con un Supervisor de Obra.
 4. Cualquier omisión de estas notas es de responsabilidad del Ingeniero Estructural.



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
 DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
 VICERECTOR ACADEMICO:
 DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
 VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
 DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
 JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
 MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
 MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
 ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
 ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
 ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

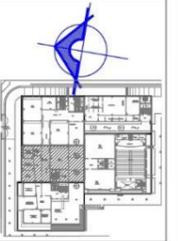
DISTRITO: HUANCAYO
 PROVINCIA: HUANCAYO
 REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA LOSAS

LAMINA: E-17



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO
DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

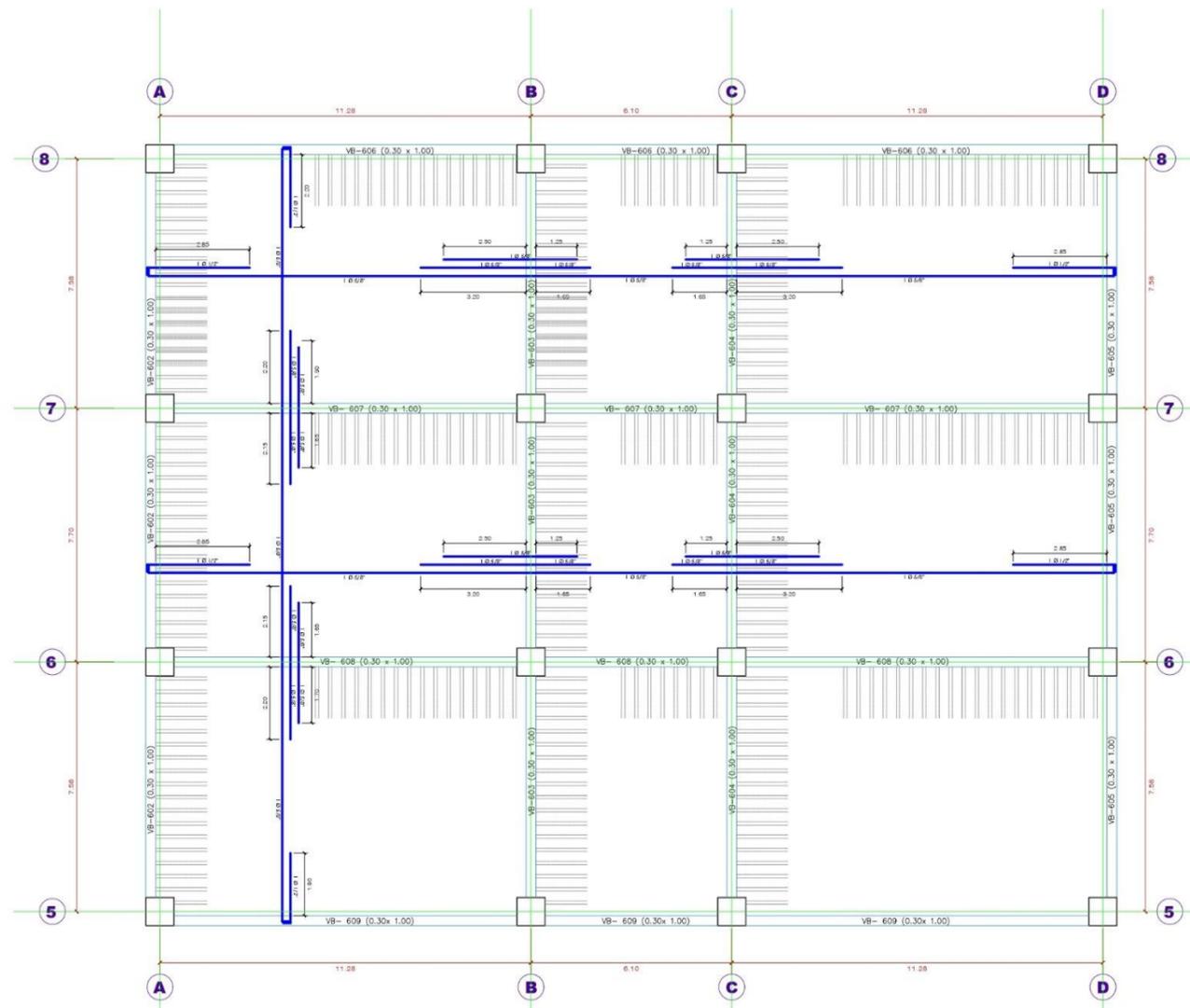
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

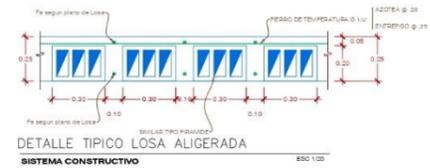
ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA LOSAS

LAMINA: E-19



Sexta Losa
 $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $S/C = 300 \text{ Kg/m}^2$
 $e = 0.25 \text{ m}$
 ESCALA 1/100



ESPECIFICACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCRETO
 Se usara concreto de cemento que emplee cemento que resistencia minima sea $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 El concreto se colocara en el sitio de su colocacion se recomienda un tiempo de 15' que sea con hormigon con plastas de tamano maximo a 1/2" con una buena tecnica de vibracion a chuzos estando en la formacion de compresion.
 La colocacion de la mezcla se realizara entre muros y columnas sea maximo de 3 cm para facilitar que el concreto penetre hasta el fondo de la albanileria.

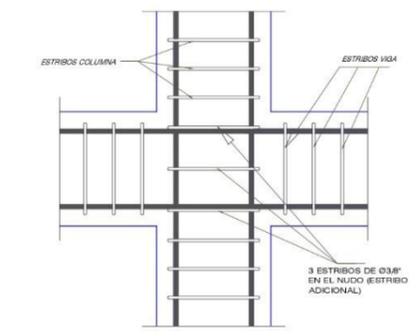
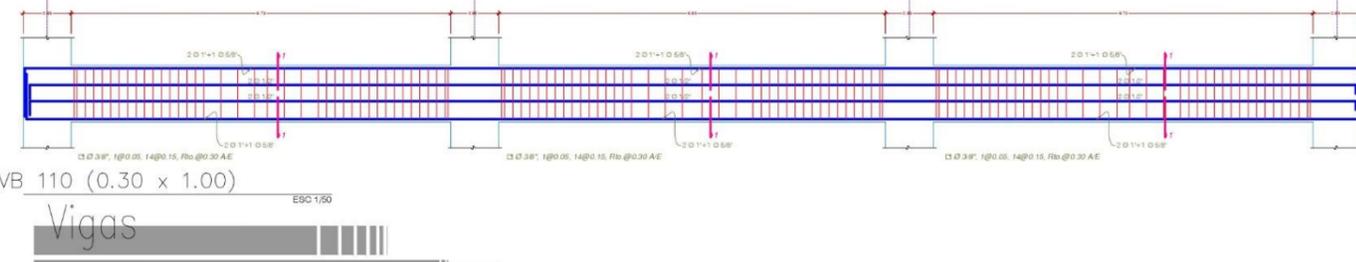
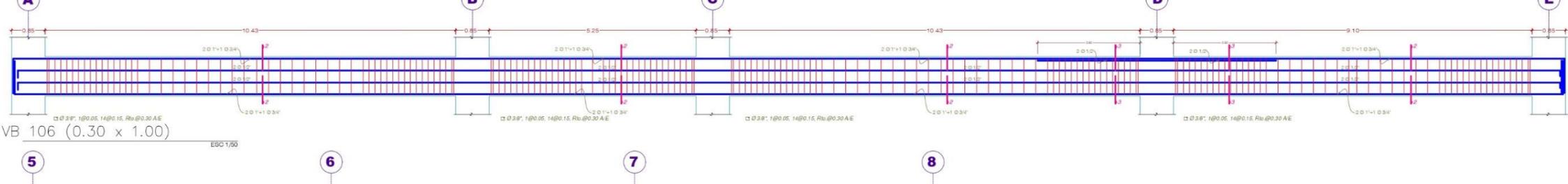
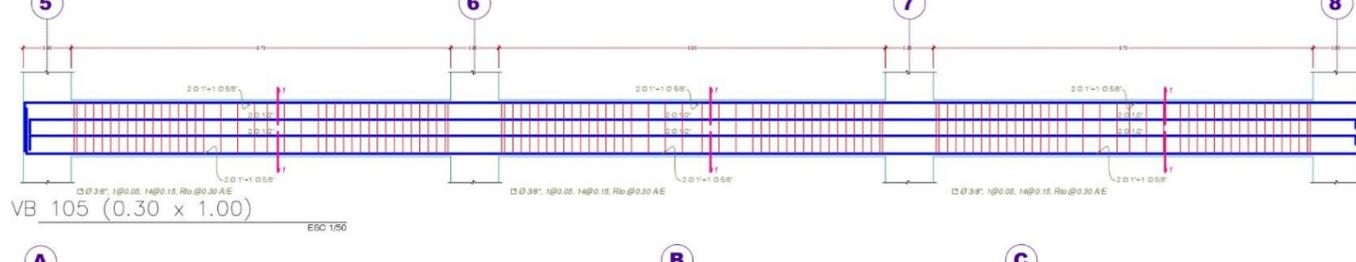
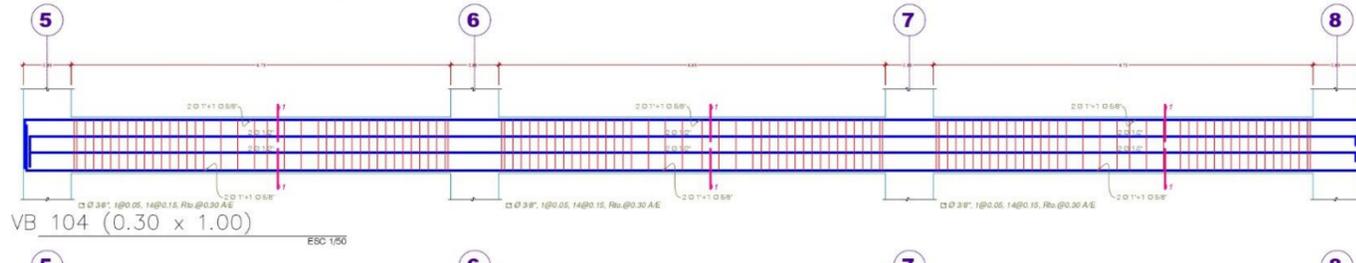
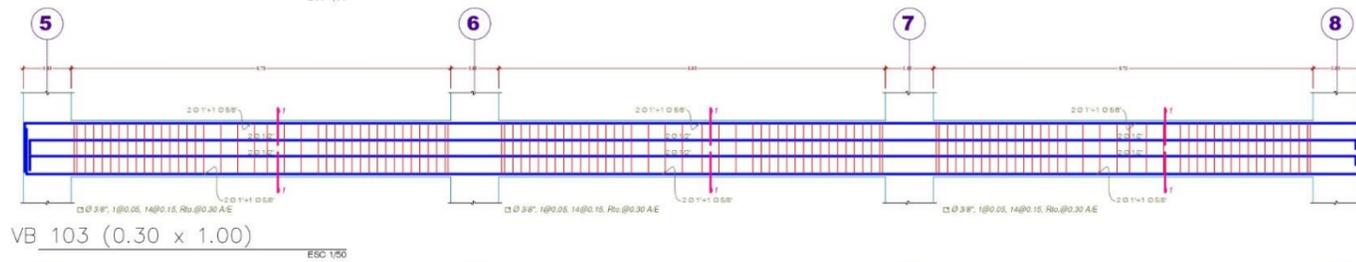
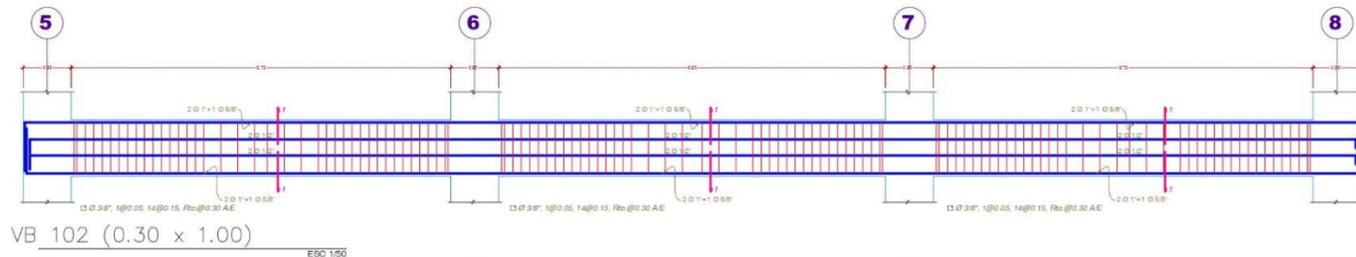
ACERO DE REFUERZO
 El acero a utilizar debe ser comprado y con un escalon de fuerza definido, permitiendo el uso de acero tipo para los edificios de 30.
 A fin de evitar que los gancho de los rebabas, esten en el paso del concreto formando empalmes en las columnas de confinamiento, se recomienda adoptar el uso de rebabas con 1/2 de vuelta.

EMPALMES EN EL REFUERZO
 Las rebabas se detallan empalme preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
 Las barras longitudinales de columnas se empalman de preferencia dentro de los 1/3 centrales de la altura del elemento con una longitud mayor o igual a $500' \text{ (} 1 \text{ m) o } 1 \text{ m}$ menor.
 Las rebabas que deben estar fuera de estos detalles deben cumplir con lo indicado en este detalle.
 La calidad del acero de refuerzo no sera inferior de lo especificado para acero grado 400 (400 MPa) o 400 (400 MPa).
 La carga al PL no habra exceder de 0.15 Ag. En caso contrario, el elemento debera fabricarse como elemento en fasciculado.
 Los detalles de empalmes, trabados o soldados en el refuerzo dentro de una zona localizada a 1/3 de la parte del refuerzo.
 Los empalmes detallados del refuerzo en zonas de inversion de esfuerzos, deberan quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no mas de 10 veces el diametro de las barras longitudinales en un espesor de 20 cm.
 Los empalmes deben hacerse solo como lo requieren o permitan los planos de diseño.
 Los empalmes de rebabas se detallan como sigue:
 a) Por trabado.
 b) Por soldadura.

UNIDADES DE ALBANILERIA
 Las unidades de albanileria a emplearse seran del tipo I (de acido) (ver especificaciones de albanileria).
 Se detallan siempre en unidades por metro cuadrado y se da una lista de unidades de modo que la succion al momento este comprendida entre 10 a 12 gr / 100 cm² min.
 La forma de los bloques especifica que las unidades de acido no deben tener un volumen mayor al detallado.

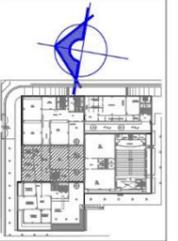
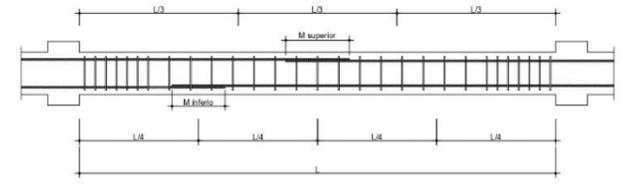
MORTERO
 El mortero a emplearse debe ser trabajable, para lo cual debera usarse la maxima cantidad de agua posible (se recomienda un sumo de 0' medido en el cono de Abrams) evitando la segregacion y de tal manera que no se aplique con el dedo de las manos sucias.

NOTA IMPORTANTE:
 1. La mano de obra calificada debera ser especializada para este tipo de edificaciones.
 2. Los detalles de albanileria se detallan y se especifican en los planos de albanileria.
 3. Para la Base Constructiva se detallan con un Supervisor de Obra.
 4. Cualquier omision de estas notas es de responsabilidad al ingeniero Estructural.



DETALLE DEL REFUERZO EN EL NUDO VIGA COLUMNA
ESCALA: S/E

VALORES DE " M "		
Ø ACERO Pulg.	M inferior cm.	M superior cm.
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIDIS. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLON SUAREZ

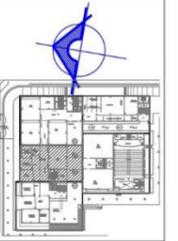
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA VIGAS

LAMINA: E-20



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIT. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

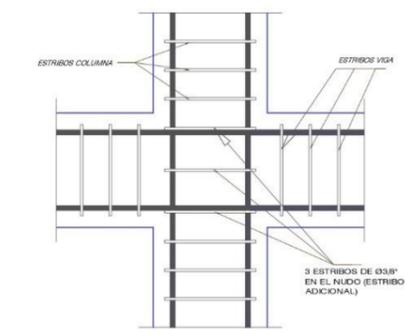
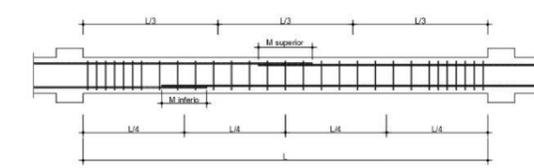
ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA VIGAS

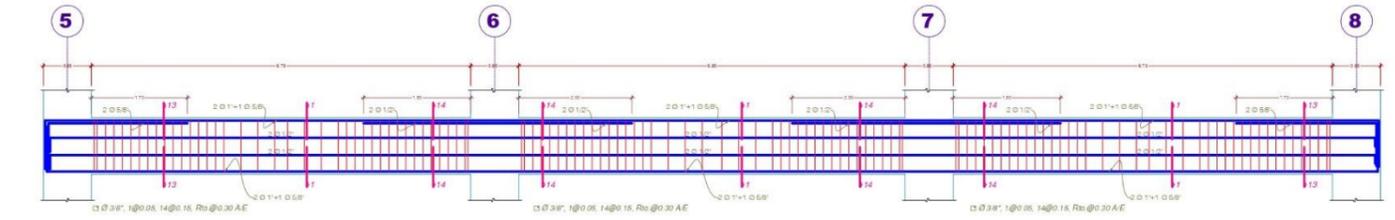
LAMINA: E-21

VALORES DE " M "

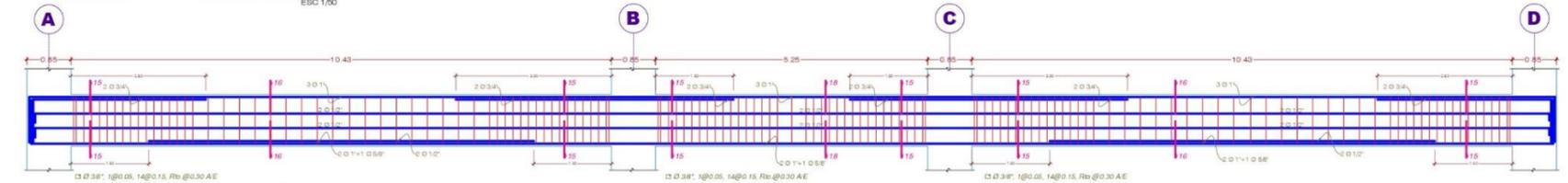
φ ACERO Pulg.	M inferior cm.	M superior cm.
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00



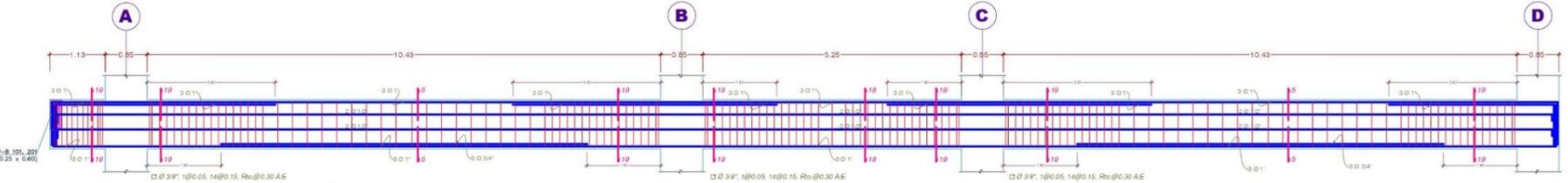
DETALLE DEL REFUERZO EN EL NUDO VIGA COLUMNA
ESCALA: S/E



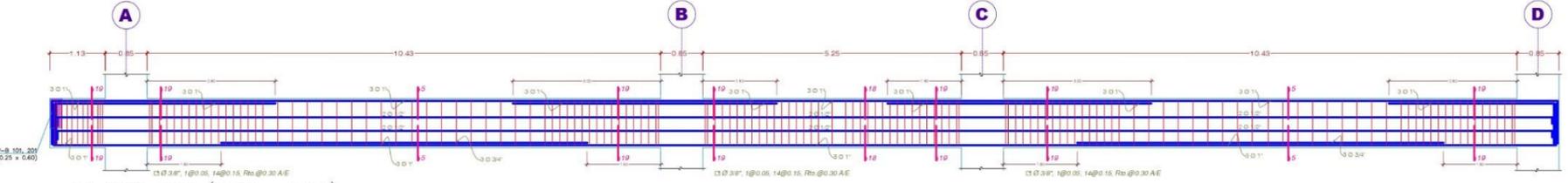
VB 205, 305 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



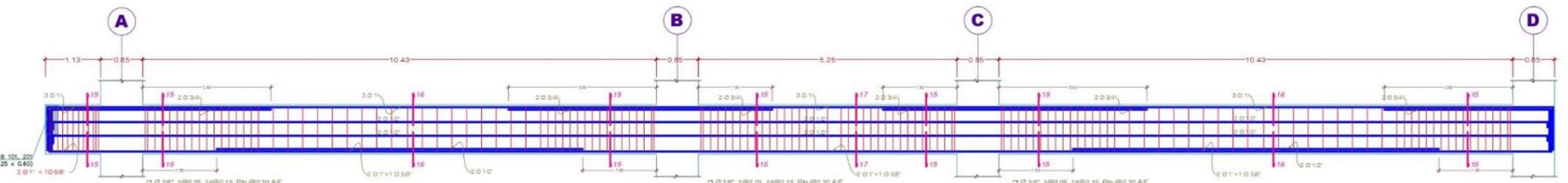
VB 206, 306 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



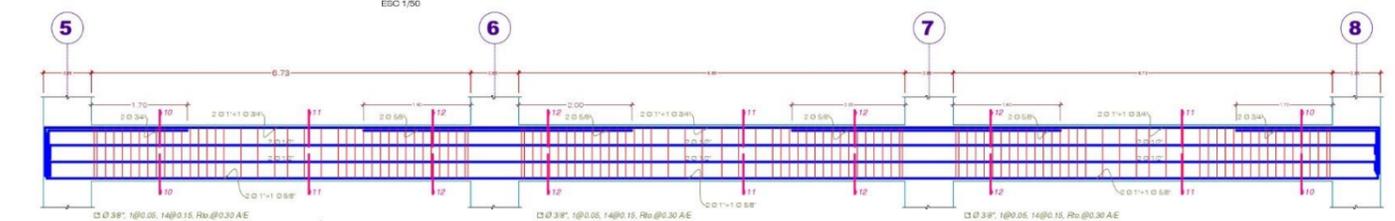
VB 207, 307 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



VB 208, 308 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



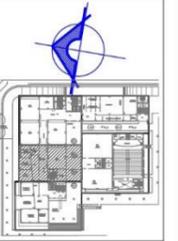
VB 209, 309 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



VB 204, 304 (0.30 x 1.00)
ESCALA 1/50



Vigas
ESCALA 1/100



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIDIS. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

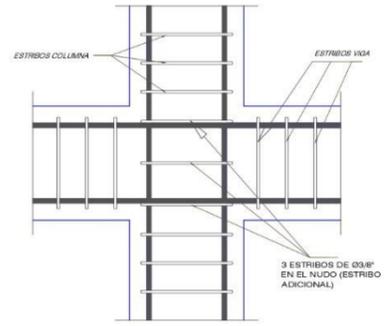
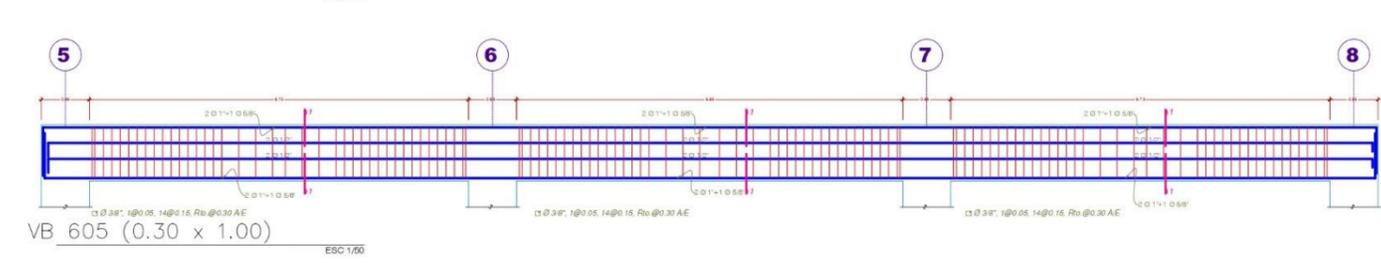
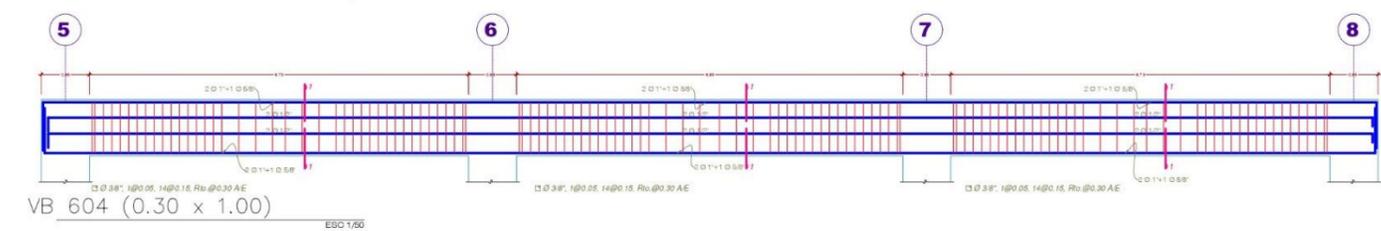
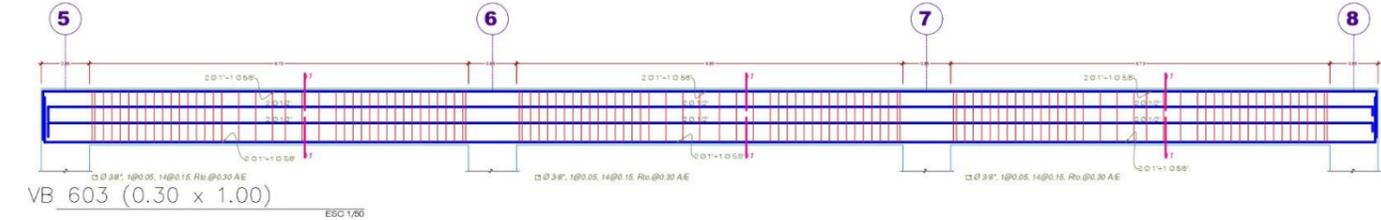
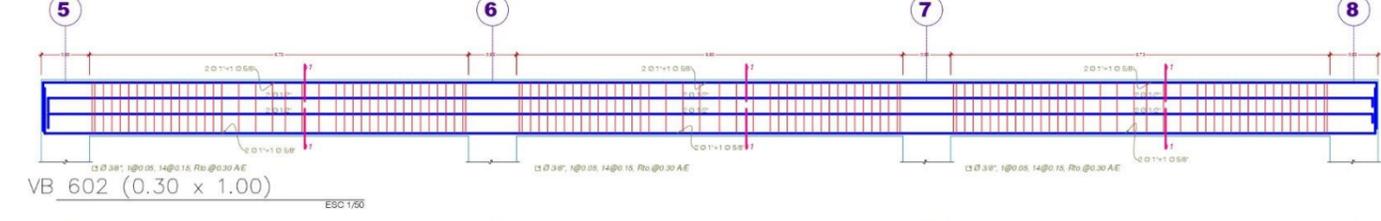
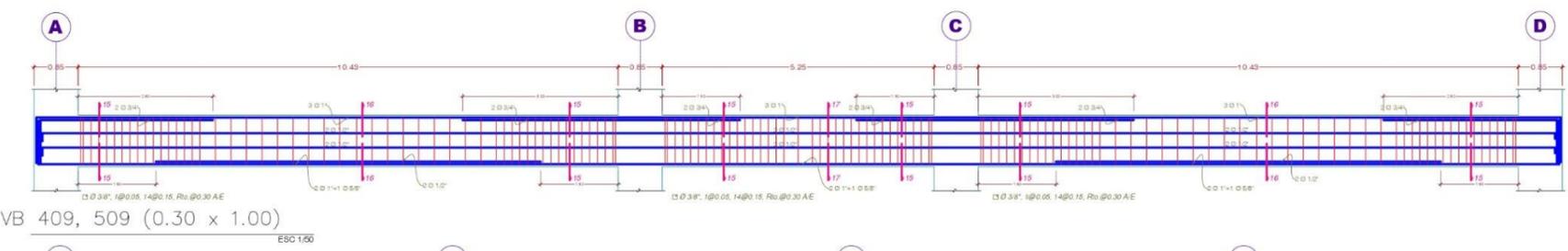
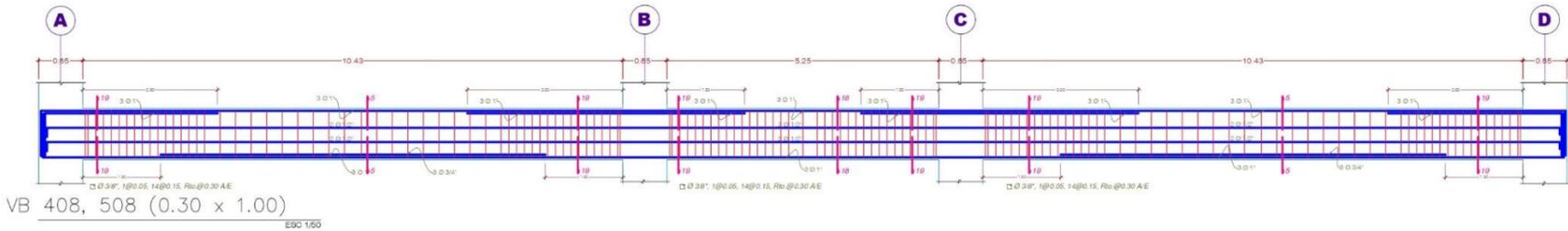
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

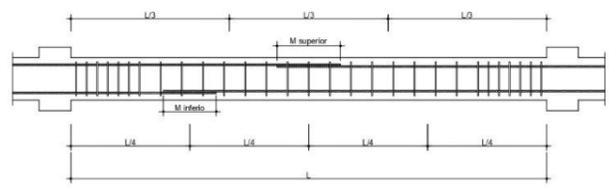
PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA VIGAS

LAMINA: E-22

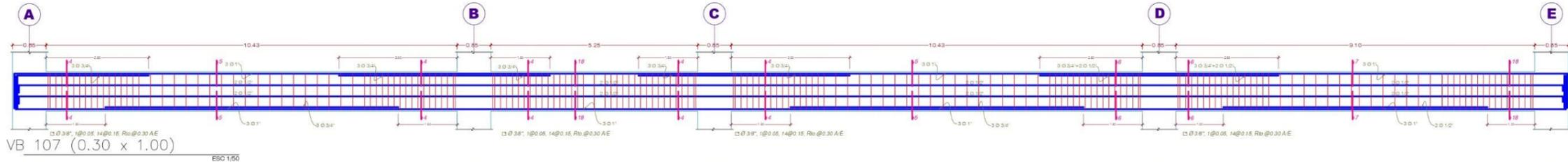


DETALLE DEL REFUERZO EN EL NUDO VIGA COLUMNA
ESCALA: SE

VALORES DE " M "		
Ø ACERO Pulg	M inferior cm.	M superior cm.
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00

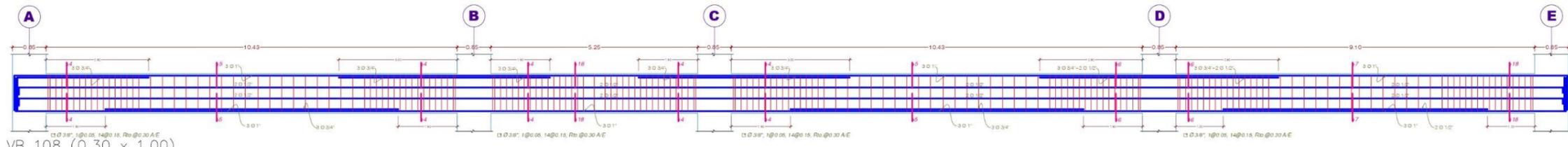


Vigas
ESCALA 1/100



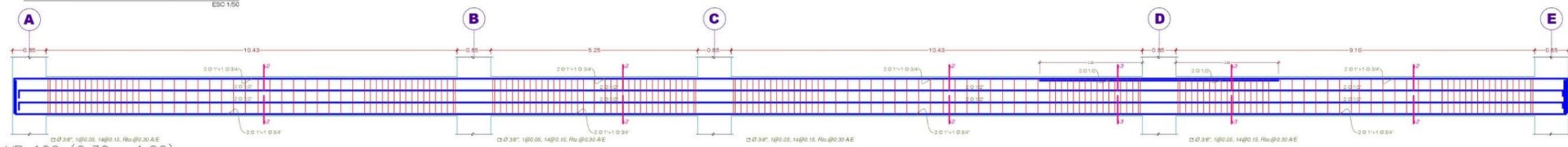
VB 107 (0.30 x 1.00)

ESC 1/50



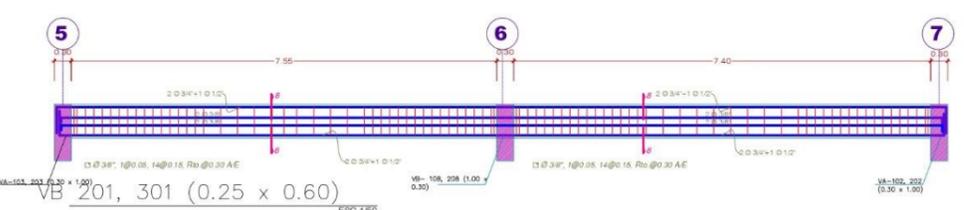
VB 108 (0.30 x 1.00)

ESC 1/50



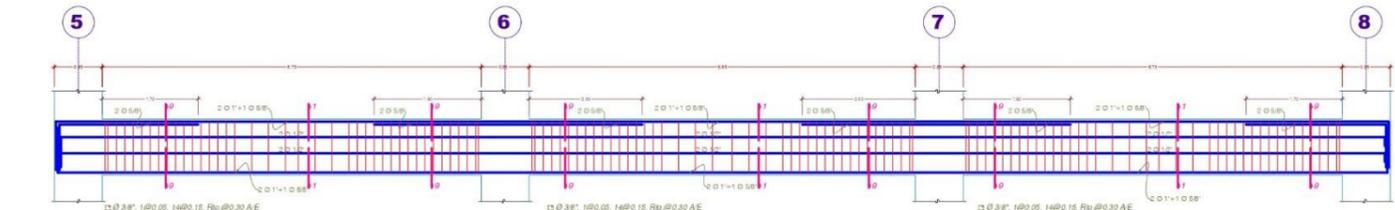
VB 109 (0.30 x 1.00)

ESC 1/50



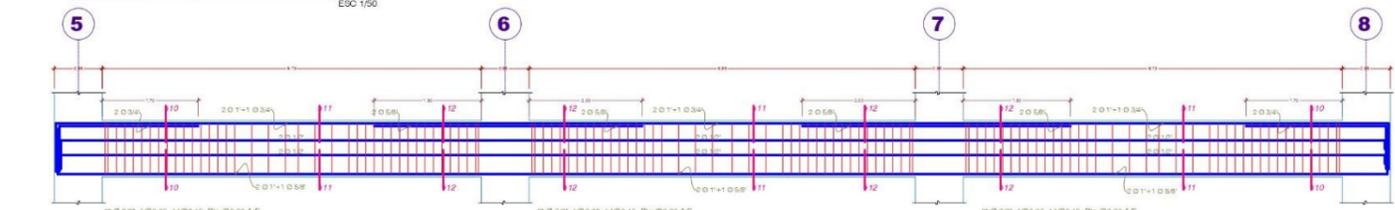
VB 201, 301 (0.25 x 0.60)

ESC 1/50



VB 202, 302 (0.30 x 1.00)

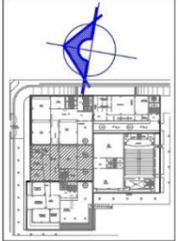
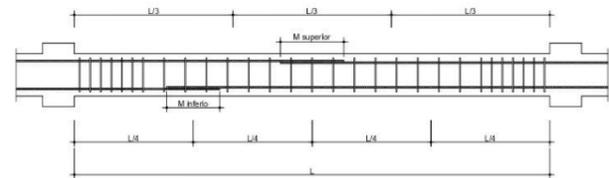
ESC 1/50



VB 203, 303 (0.30 x 1.00)

ESC 1/50

VALORES DE " M "		
Ø ACERO Pulg	M inferior cm	M superior cm
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIDIS HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

DISTRITO: HUANCAYO

PROVINCIA: HUANCAYO

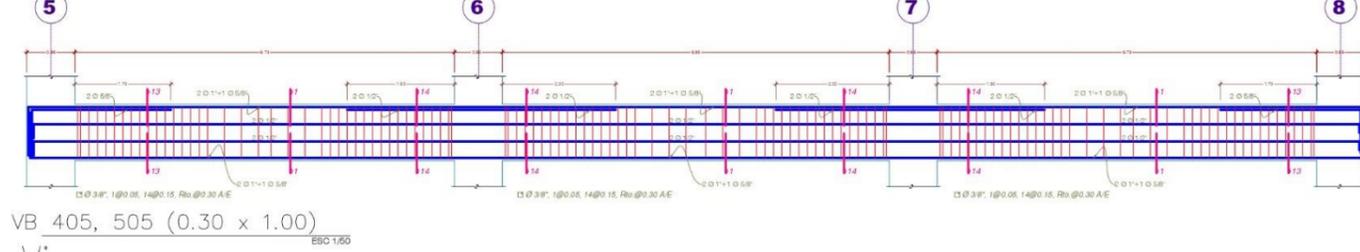
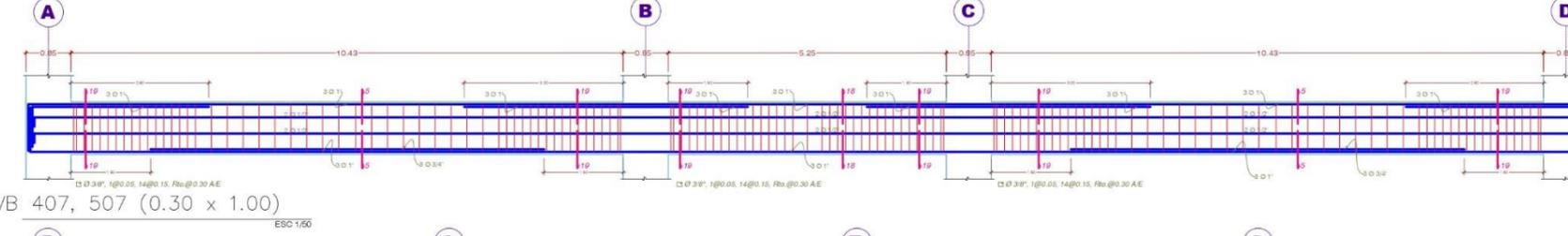
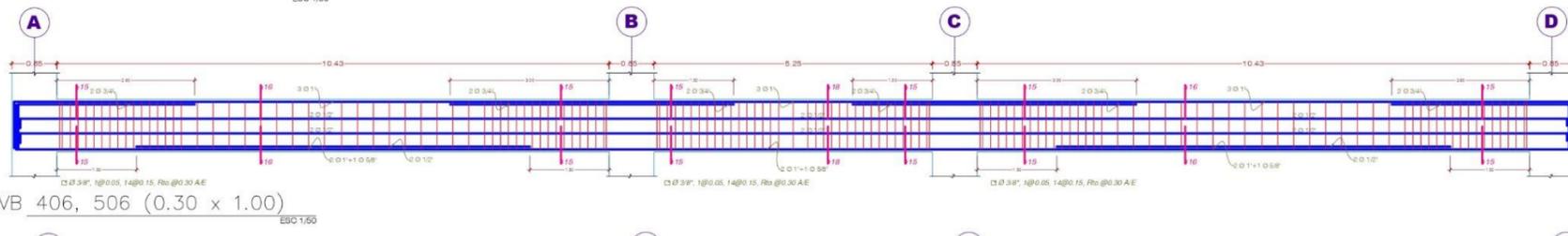
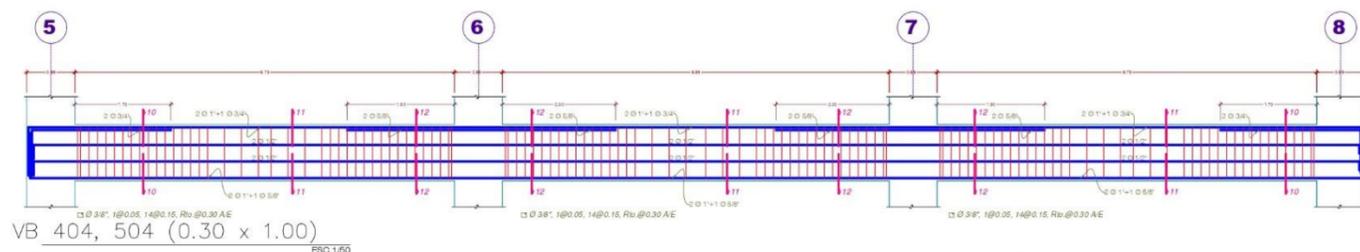
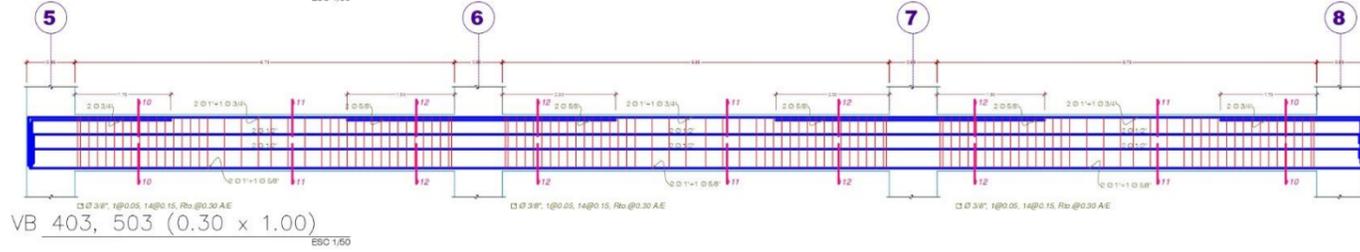
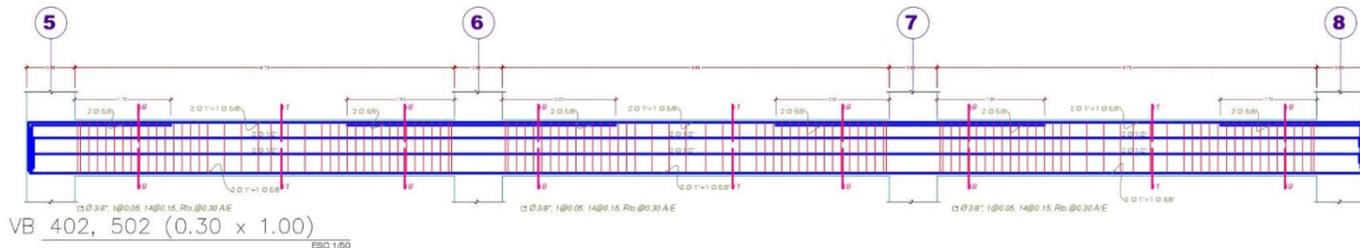
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

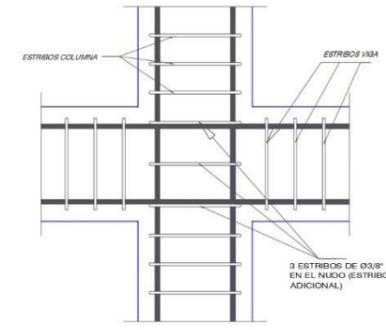
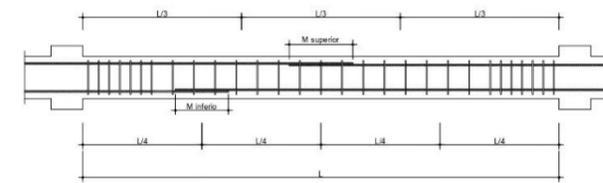
PLANO:
BLOQUE B
ESTRUCTURA VIGAS

LAMINA:
E-23

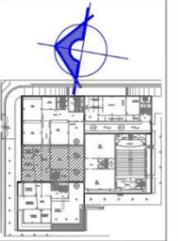


VALORES DE " M "

Ø ACERO Púg.	M inferior cm.	M superior cm.
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00



DETALLE DEL REFUERZO EN EL NUDO VIGA COLUMNA
ESCALA: S/E



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADÉMICO:
DR. JESUS A. CAVERO CARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO

DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIDIS. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

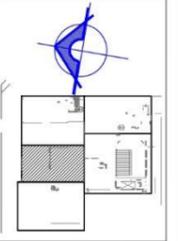
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA VIGAS

LAMINA:
E-24



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

PROYECTO:
CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

RECTOR:
DR. JOSE M. CASTILLO CUSTODIO
VICERECTOR ACADEMICO:
DR. JESUS A. CAVERO GARRASCO
VICERECTOR ADMINISTRATIVO:
DR. CASIO A. TORRES LOPEZ
JEFE DE DEPARTAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
MG. JAIME ORTIZ FERNANDEZ

SUPERVISOR:
MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

REVISADO:

RESPONSABLE AREA ESTRUCTURAL:
ING. JOSE A. BRAVO LOZANO
DISEÑO ARQUITECTONICO:
ARQUIDIS. HUGO BRAVO LOZANO

CONSULTOR:
ING. ARTURO CASTILLO SUAREZ

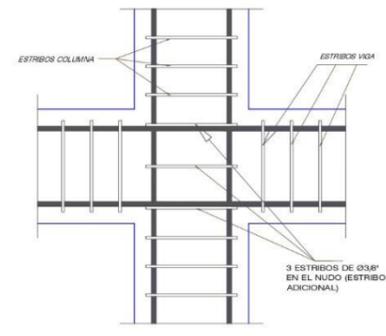
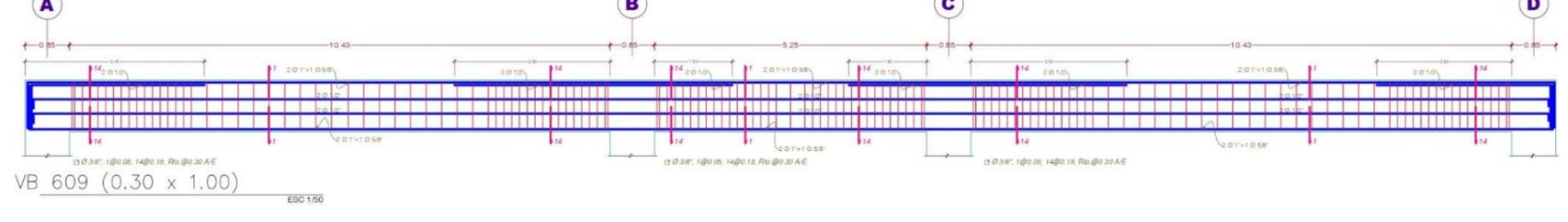
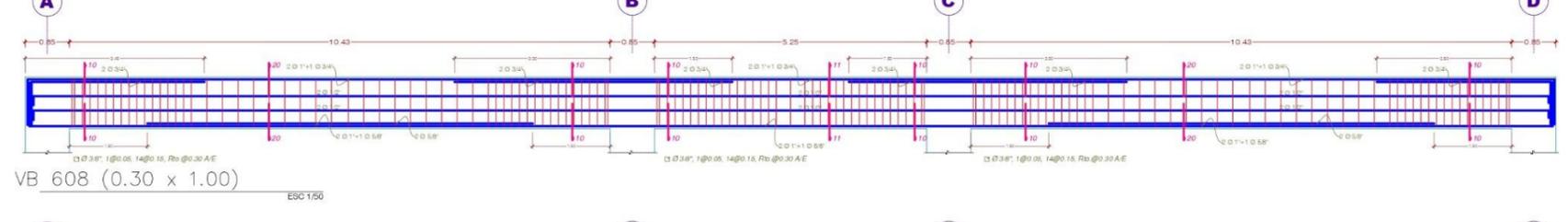
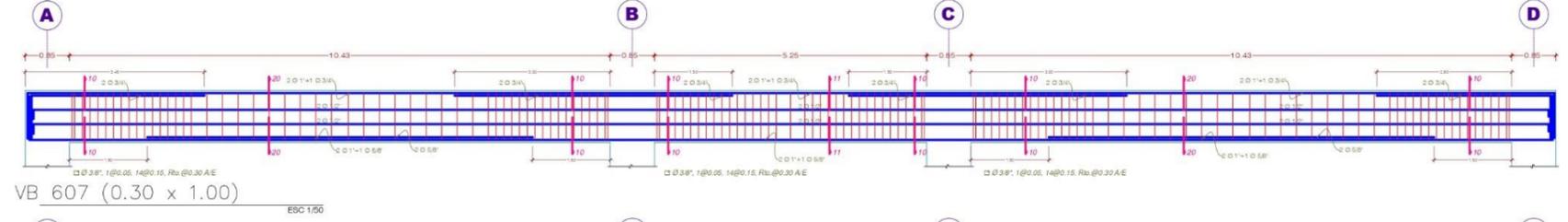
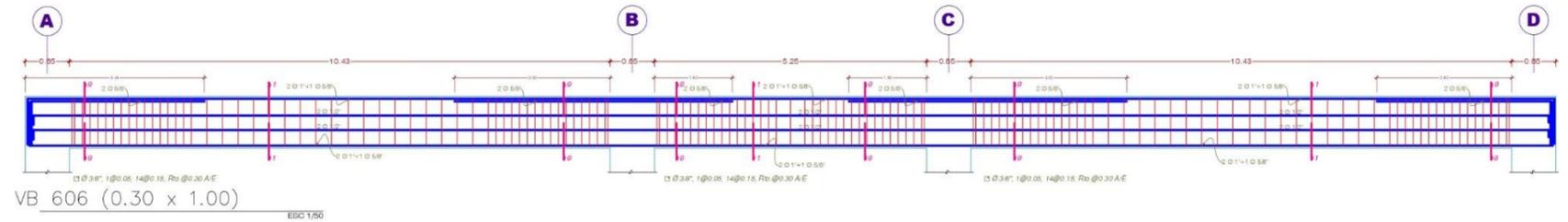
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
REGION: JUNIN

FECHA: AGOSTO 2014

ESCALA: INDICADA

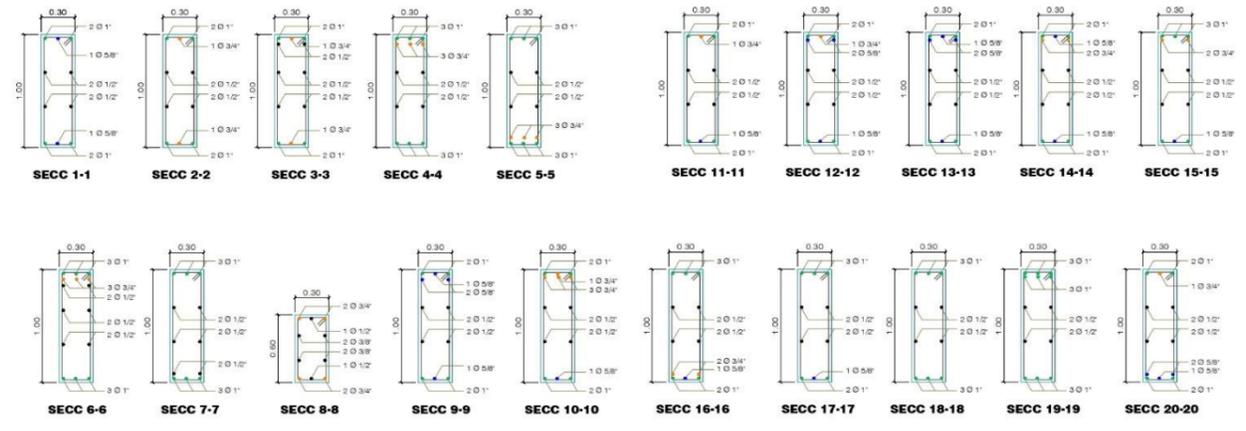
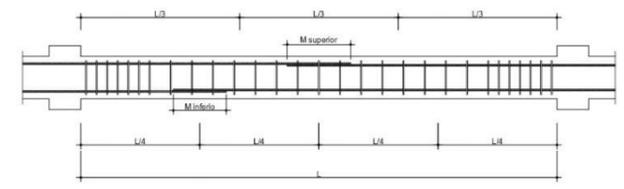
PLANO: BLOQUE B ESTRUCTURA VIGAS

LAMINA: E-25



DETALLE DEL REFUERZO EN EL NUDO VIGA COLUMNA
ESCALA: S/E

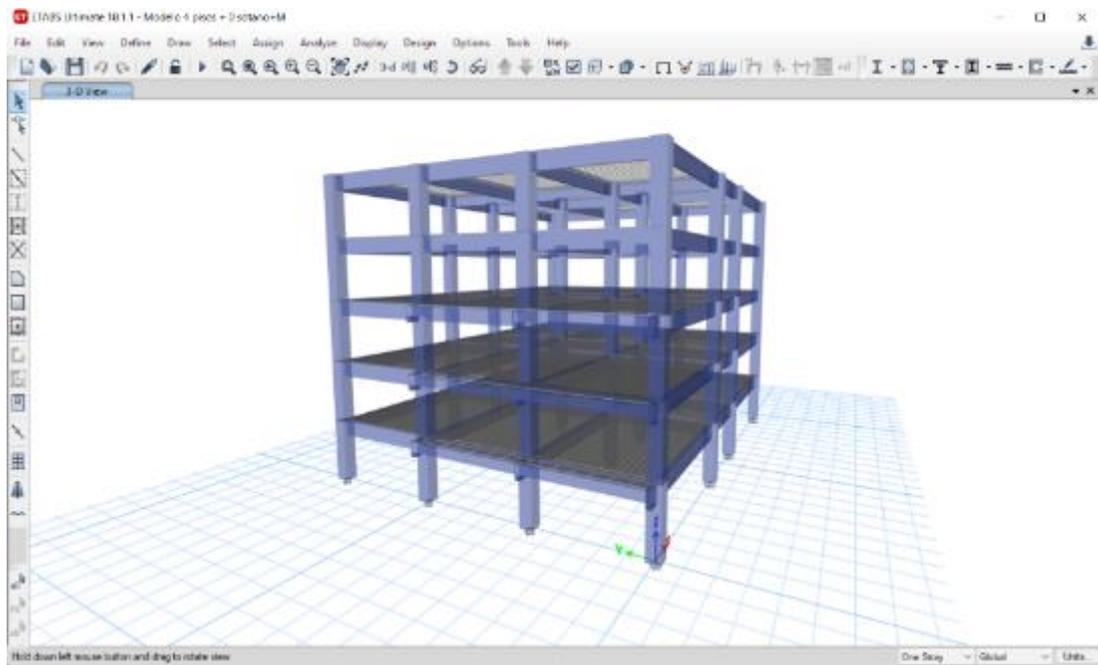
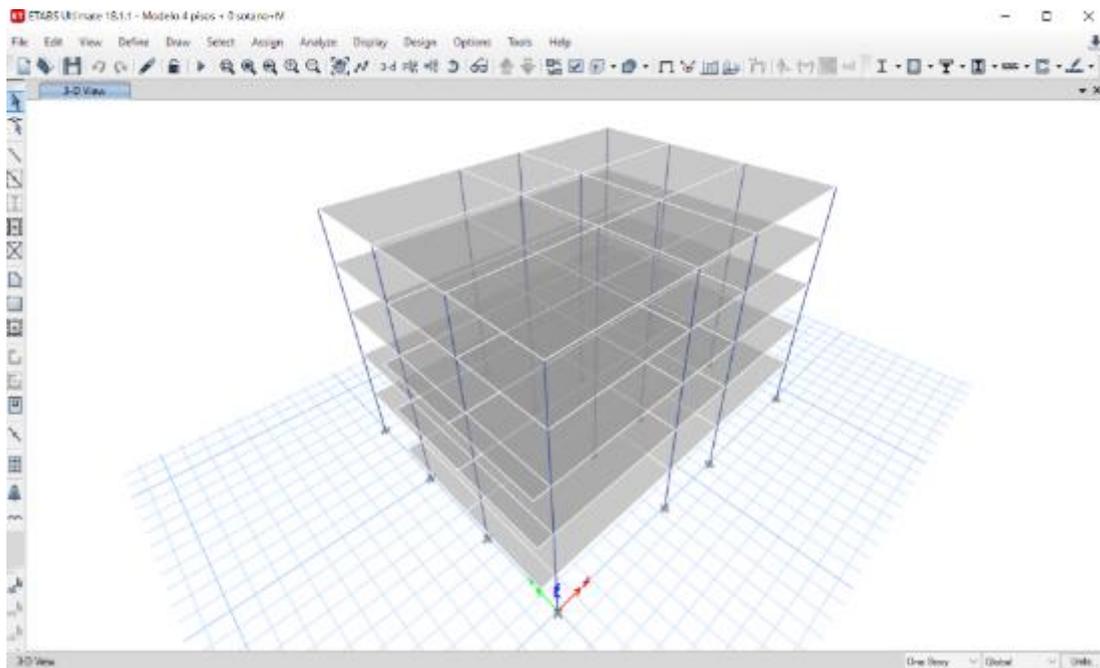
VALORES DE " M "		
Ø ACERO Pulg	M inferior cm	M superior cm
3/8"	40.00	45.00
1/2"	40.00	50.00
5/8"	50.00	60.00
3/4"	60.00	70.00
1"	70.00	80.00



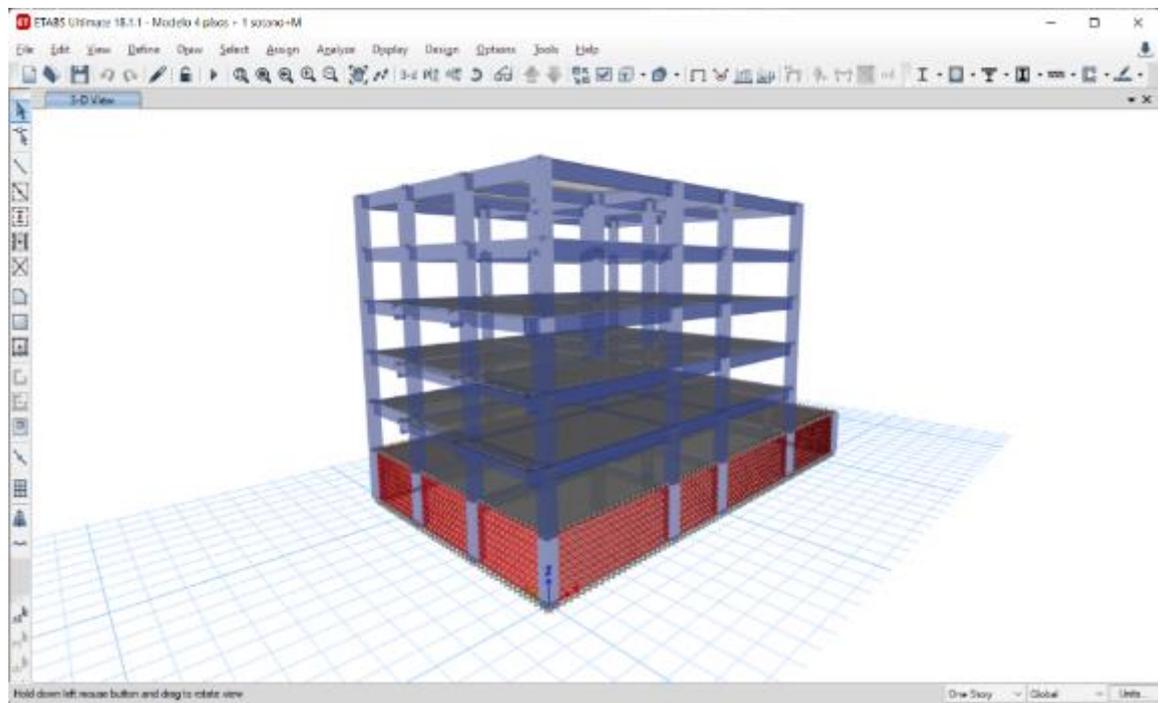
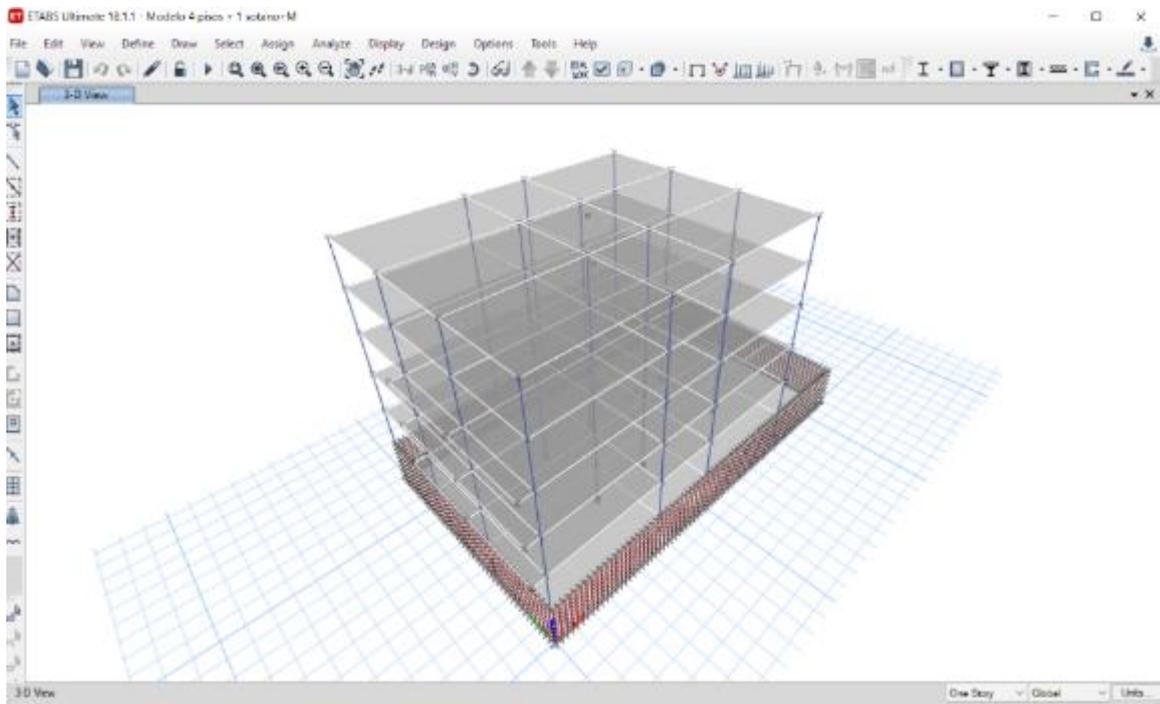
Secciones Vigas
ESCALA 1/25

Anexo N° 04: Modelos Finales de Estructuras en ETABS

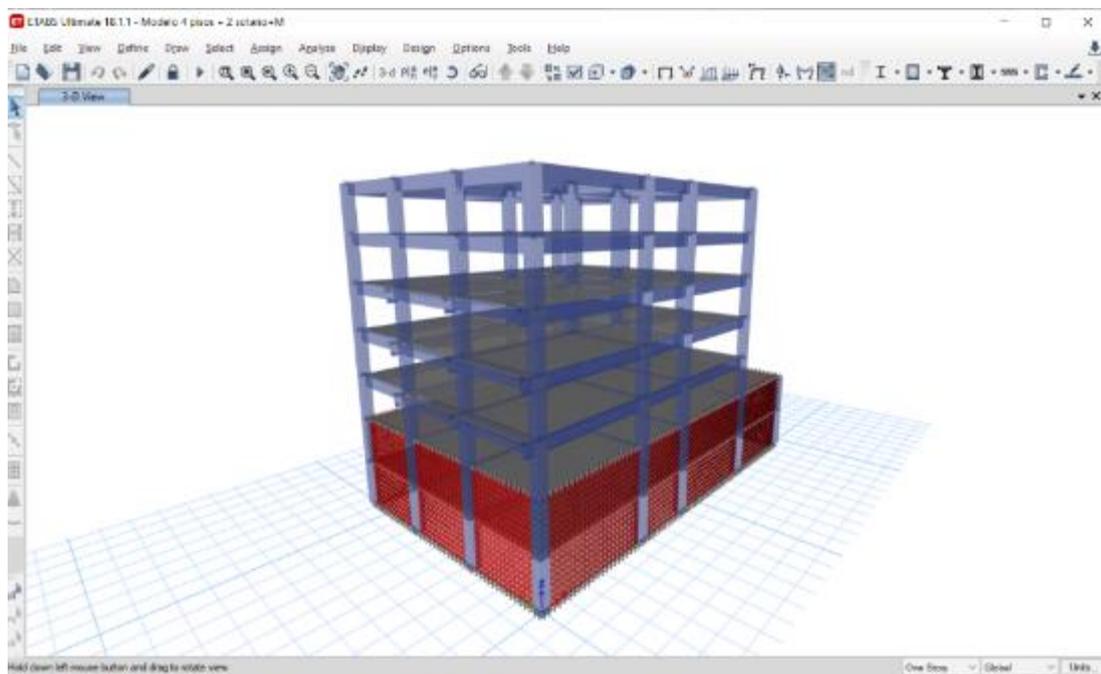
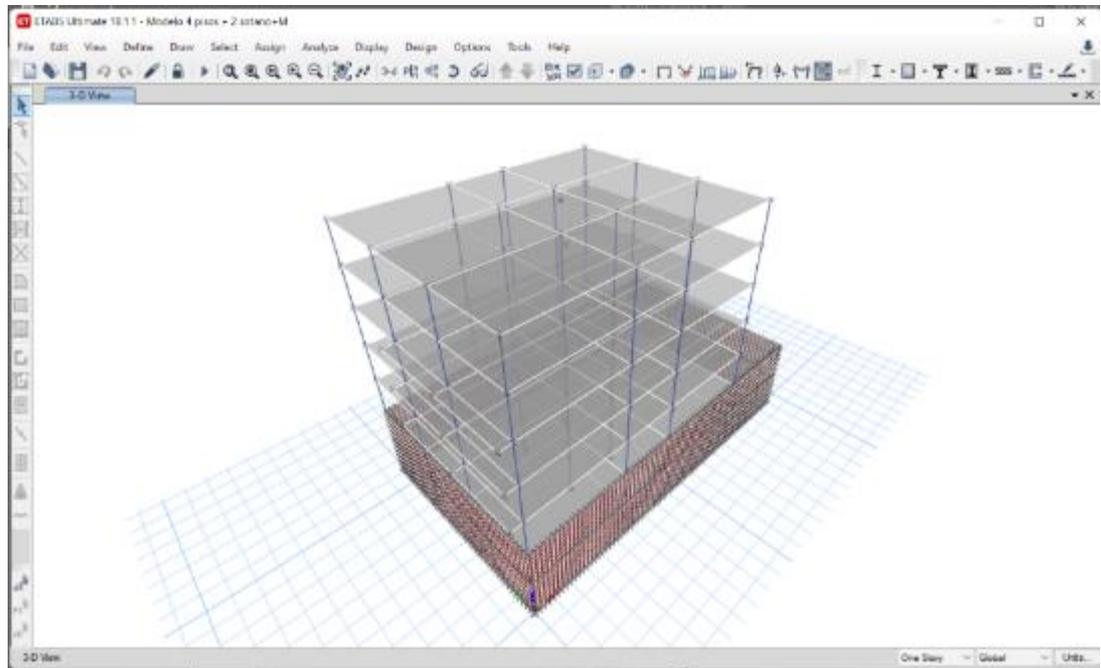
MODELO N°01: EDIFICACIÓN APORTICADA DE 5 NIVELES, SIN INCLUIR NIVELES DE SÓTANO.



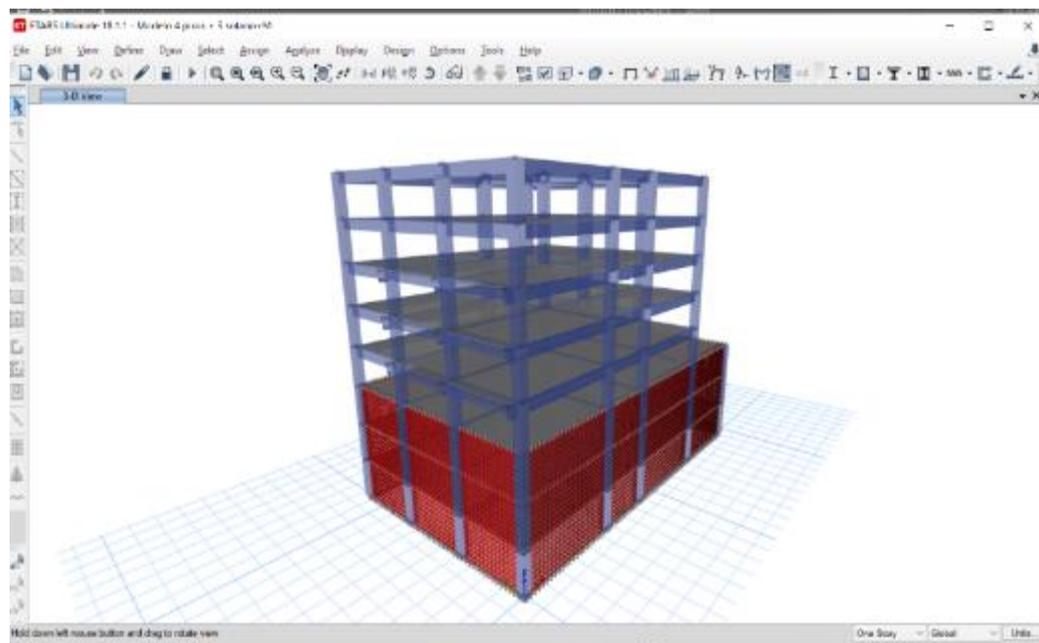
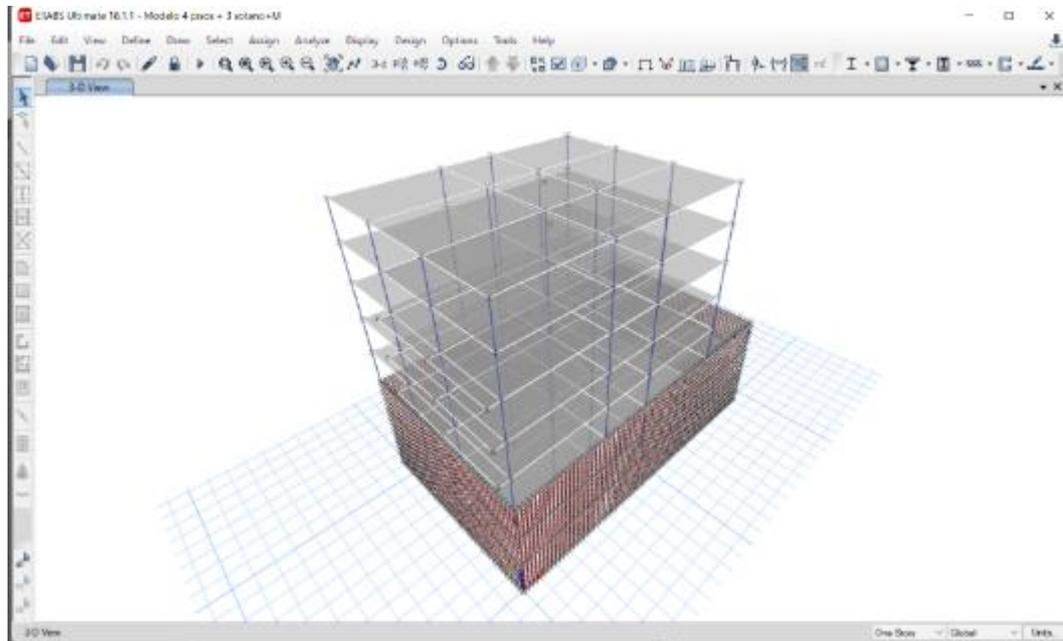
MODELO N°02: EDIFICACIÓN APORTICADA DE 5 NIVELES, MÁS UN NIVEL DE SÓTANO.



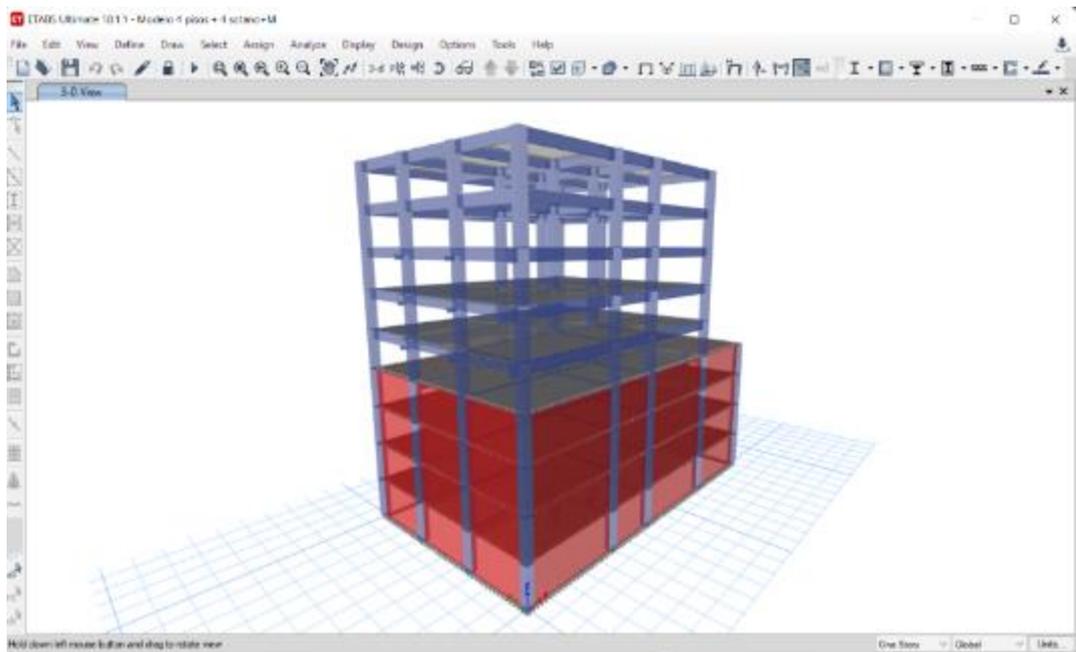
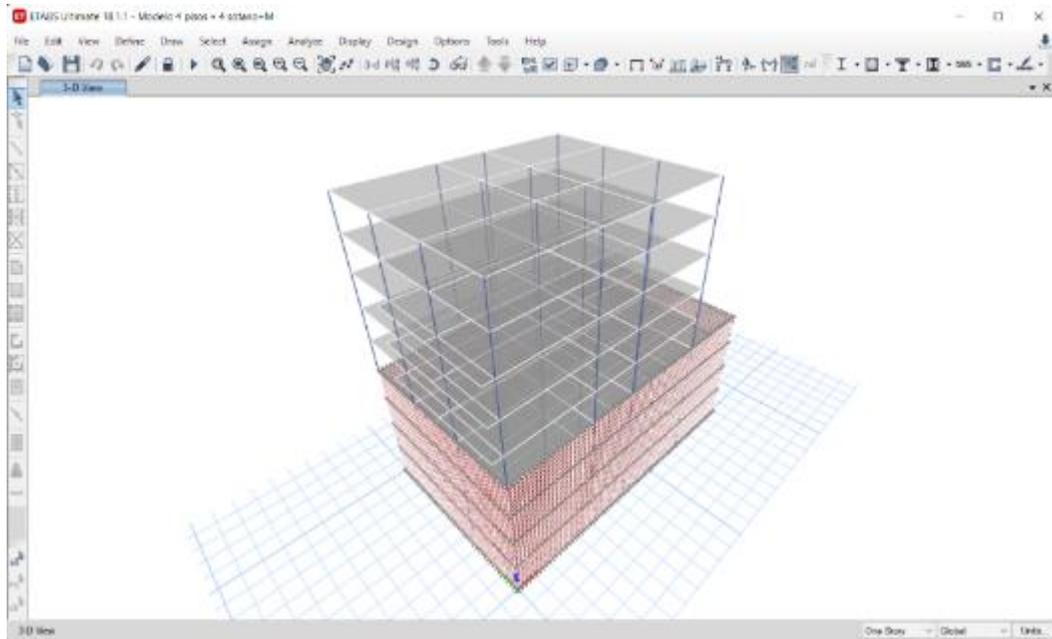
MODELO N°03: EDIFICACIÓN APORTICADA DE 5 NIVELES, MÁS DOS NIVELES DE SÓTANO.



MODELO N°04: EDIFICACIÓN APORTICADA DE 5 NIVELES, MÁS TRES NIVELES DE SÓTANO.



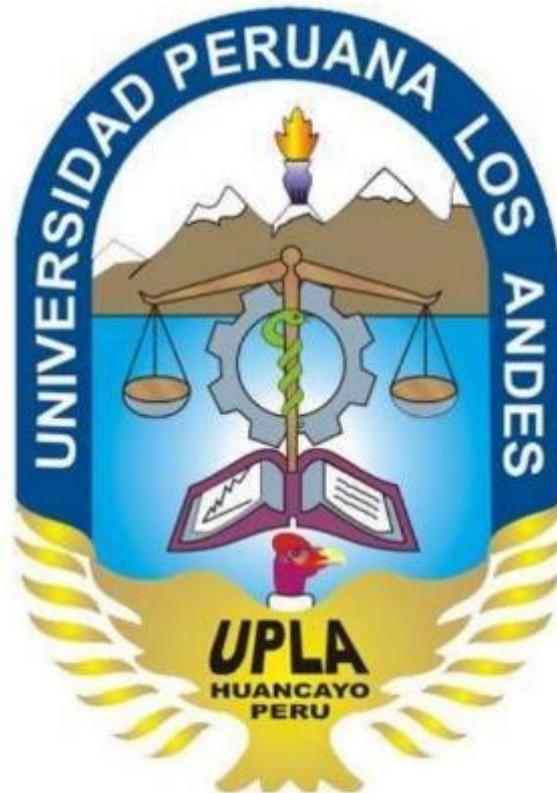
MODELO N°05: EDIFICACIÓN APORTICADA DE 5 NIVELES, MÁS CUATRO NIVELES DE SÓTANO.



**Anexo N° 05: Estudio de Suelos del Expediente “Pabellón B – Facultad de
Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes”**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA
FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



**ESTUDIO DE SUELOS PARA LA
ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DE:
“CONSTRUCCIÓN DE LA FACULTAD
DE MEDICINA HUMANA -UPLA”**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA”

2014

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
ENSAYO DE CAPACIDAD PORTANTE

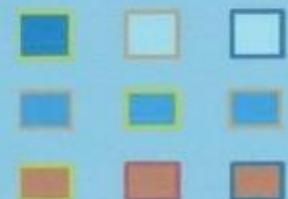


ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”



LABORATORIO DE
MECANICA DE SUELOS N°
01
GEOLUMAS SAC





**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA
FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”**

INFORME TECNICO

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

HUANCAYO

2014



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INDICE

- 1. GENERALIDADES**
 - 1.1. Objetivo**
 - 1.2. Normatividad**
 - 1.3. Ubicación**
- 2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO**
 - 2.1.- Geologia**
 - 2.1.1. Geologia Regional**
 - 2.1.2. Geologia Local**
 - 2.2.- Sismicidad**
- 3.0. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA**
 - 3.1. Exploraciones**
 - 3.2. Muestreo**
 - 3.3. Registro De Exploraciones**
- 4.0. ENSAYOS DE LABORATORIO**
 - 4.1. Ensayos Estandar**
 - 4.2. Ensayos Especiales**
 - 4.3. Clasificación De Suelos**
- 5.0. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO**
- 6.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN**
- 7.0. CAPACIDAD PORTANTE**
 - 7.1. Capacidad De Carga**
 - 7.1. Diseño Por Seguridad Global**
 - 7.1. Parametros De Obras De Sostenimiento.**
- 8.0. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA
FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INFORME TÉCNICO

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON
FINES DE CIMENTACIÓN**

**“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA
FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
UPLA”**

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995, CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

**INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará la edificación proyectada.

Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos, del mismo modo se analizó la agresividad del suelo al concreto de la cimentación.

1.2. NORMATIVIDAD

El Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación se ha efectuado en concordancia con la Norma Técnica E-050 “Suelos y Cimentaciones” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3. UBICACIÓN

LUGAR	: CHORRILLOS
DISTRITO	: HUANCAYO
PROVINCIA	: HUANCAYO
DEPARTAMENTO	: JUNIN



GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - CIVIL
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOTECIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 GEOLOGIA

2.1.1 GEOLOGIA REGIONAL

Aspectos geomorfológicos

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinámica interna y externa. Las unidades geomorfológicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Cordillera Occidental.

Aspectos Litoestratigráficos.

La secuencia litoestratigráfica, esta dada por la ocurrencia de afloramientos y depósitos no consolidados con edades que se inician en el Cretáceo Inferior, hasta la actualidad.

Morfogénesis y Procesos Geodinámicos

La configuración del relieve en la región está subordinada a procesos morfogenéticos que han ocurrido en el pasado geológico.

2.1.2 Geología Local

Aspectos Geomorfológicos

El área de estudio se encuentra en el cauce de quebradas antiguas

Aspectos Litoestratigráficos

El área en estudio está asociada a depósitos aluviales de quebradas

2.2 SISMICIDAD

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO OIP 145116
ESPECIALISTA EN MEJORA DE SUELOS,
CONCRETO, DISEÑO Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

**INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida útil de la edificación proyectada.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

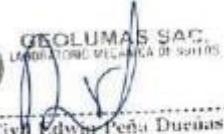
Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 2.

En la Figura N°3, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cuál se basó en Mapas de Isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°4, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Los parámetros sísmicos a usarse son:

PARAMETRO	VALOR
Factor de zona (Z)	2
Factor de ampliación de ondas sísmicas (S)	1.2
Período de vibración predominante (Tp)	0.9 seg.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Duran
ASESOR TÉCNICO - CIP 103419
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLUVA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC

MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

Ver Mapas adjuntos.

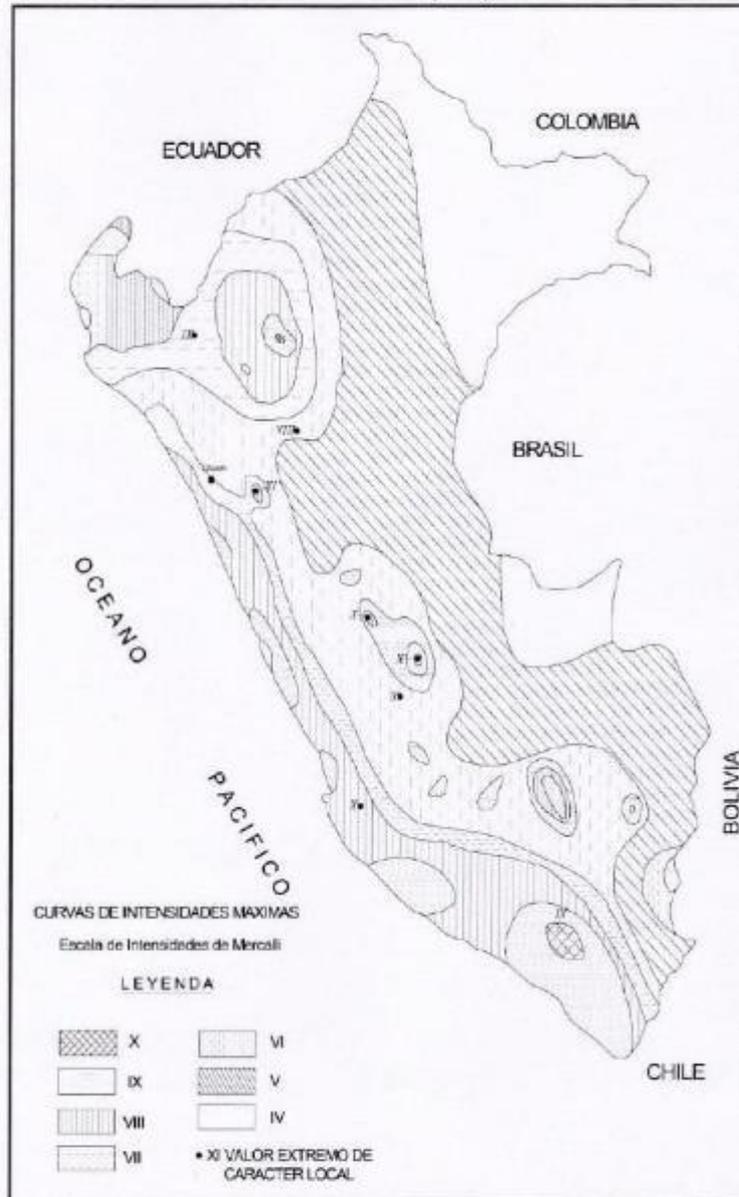
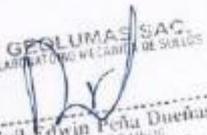


Figura N°3: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)


Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ABogado TÉCNICO - CIVIL (1981)
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO, DISEÑO Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995,

CEL 988111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

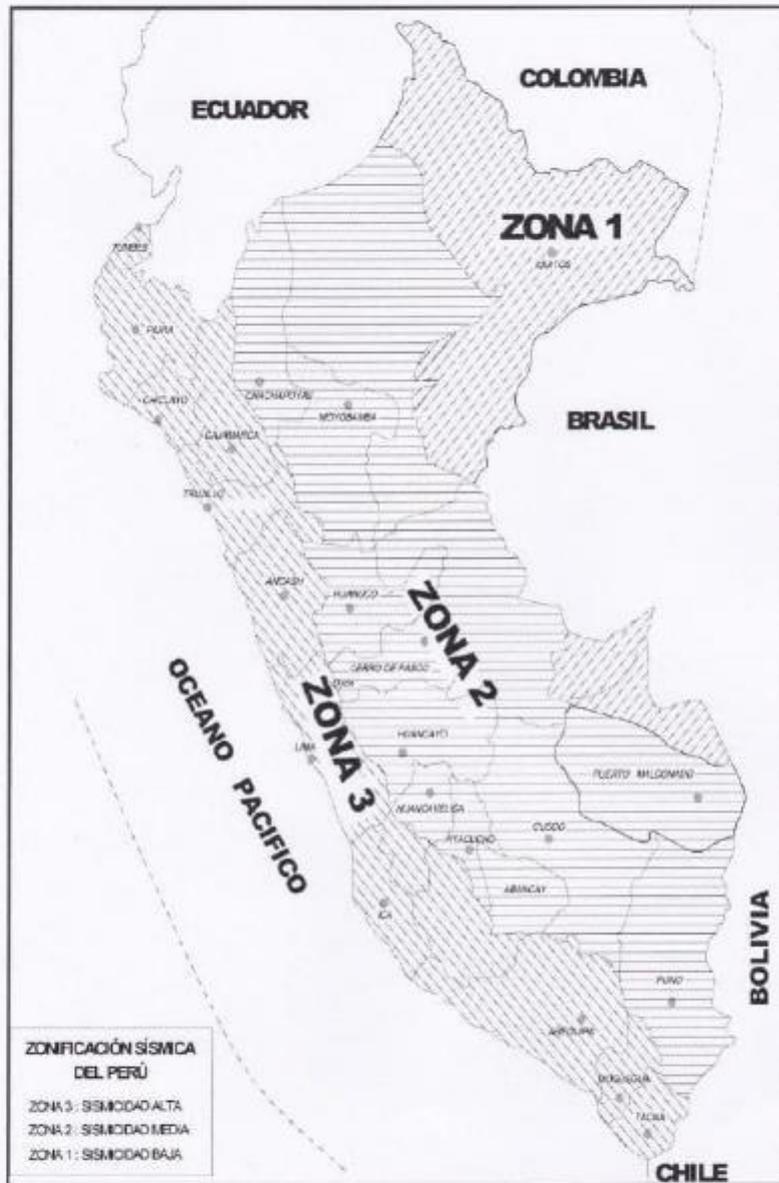


Figura N°4: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2003).

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO - CP 145-10
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

3.- INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

3.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 05 excavaciones a cielo abierto ó calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 5.00 m.

3.2. MUESTREO DISTURBADO

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar, especiales y análisis químicos.

3.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc.

Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas.

Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones. Sin embargo se puede concluir que los suelos son del tipo:

- Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontro la presencia de limos inorganicos de color negro. En todas las calicatas excavadas.
- De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
- De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO NACIONAL DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Duenas
ASESOR TÉCNICO, CIP 151448
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

**INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR**



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

4.1. ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

4.2. ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

4.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:

POZO	C-1	C-2	C-3
PROF.(m)	5.00	5.00	5.00
Retiene N°4	40.80	38.90	36.70
Pasa malla N°200	25.90	24.50	28.80
Límite Líquido (%)	12.58	12.24	19.33
Índice Plástico (%)	4.25	7.65	7.81
Densidad máx-mín (kg/cm ³)	1.62	1.70	1.63
CLASIFICACIÓN SUCS	GC	GC	GC

CUADRO N°1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

**GEOLUMAS SAC**
LIM. (CIVIL) MECÁNICA DE SUELOS
[Firma]
Ing. Civil Edwin Peña Duchas
AUT. SUP. TELEFONOS, CIP 12548
ESPECIALISTA EN MEJORA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTIURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el “Perfil Estratigráfico” estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:

POZO	CLASIFICACION	CARACTERÍSTICAS
C-1	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontró la presencia de limos inorgánicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
C-2	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontró la presencia de limos inorgánicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
C-3	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontró la presencia de limos inorgánicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno está compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por :

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - DPT 152416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, COCQUELUMAS Y GEOLÓGICA.

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

INGENIERO CIVIL ARTURO CASTILLON SUAREZ
CONSULTOR



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

se efectuó tres ensayos de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

	C-1	C-2	C-3
Angulo de fricción interna, ϕ	30.30°	30.00°	29.30°
Cohesión, C (kg/cm ²)	0.02	0.01	0.01

7. CAPACIDAD PORTANTE

7.1 CAPACIDAD DE CARGA

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

7.2 DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 4, como promedio.

**GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO DE SUELOS Y SUELOS
Edwin Peña Dueñas
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
MAGISTER TECNICO - OPTIMIZADO
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCURSO DE ELECTIVA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANGASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

qult	=	Capacidad última de carga
γ	=	Peso Volumetrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación
Df	=	Profundidad de cimentación
Nc , Nq , N γ	=	Factores de carga
Sc , Sq , S γ	=	Factores de forma
Wq, W γ	=	Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo y de la geometría de la cimentación.

Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC:

Ver : CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre :





EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1	0.39 kg/cm ² a 2.00 mts de profun. 1.96 kg/cm ² a 5.00 mts de profun.
C-2	0.30 kg/cm ² a 2.00 mts de profun. 1.97 kg/cm ² a 5.00 mts de profun.
C-3	0.27 kg/cm ² a 2.00 mts de profun. 1.93 kg/cm ² a 5.00 mts de profun.

valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

7.3. PARAMETROS DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

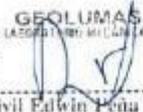
La evaluación de la estabilidad del talud se deberá referir a la zona de relleno en cuya parte alta se procederá al corte, dejando paredes expuestas de material deleznable. En caso sean las necesidades del proyecto y al requerimiento de ganar terreno a desnivel, se tendrá que emplear un muro de contención, diseñado adecuadamente según el proyecto integral.

Los empujes de tierra, presentada por la distribución de cargas geostáticas como de cargas inducidas (estructuras), propiciarán empujes que generan inestabilidad del talud y a partir del cual se permitirá el diseño de la estructura de contención.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.

Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

- Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontró la

**GEOLUMAS SAC**
INGENIERIA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO - OP. 151176
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, SUELOS Y UROLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANGASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

presencia de limos inorganicos de color negro. En todas las calicatas excavadas.

- De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
- De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.

En promedio estas muestras presentan pesos unitarios moderados así como la capacidad de soporte alta de acuerdo a su compacidad.

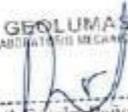
De ser necesario se podrá estimar los empujes por el método de Rankine, para lo cual el diseño de la estructura de contención se basarán en los empujes activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades que serán calculados teniendo en cuenta los coeficientes de presiones laterales según:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, luego obtenemos los coeficientes de presión lateral activo y pasivo, respectivamente.

CUADRO N°2: EMPUJES ACTIVOS Y PASIVOS

PARÁMETRO	C-1	C-2	C-3
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ϕ)	30.30°	30.00°	29.30°
EMPUJE ACTIVO (k_a)	0.321	0.327	0.323
EMPUJE PASIVO (k_p)	1.125	1.131	1.135

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
AUTOR TECNICO - CP 15349
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.
- Los cálculos realizados son basados en una altura de 5.00 mts.
- El terreno estudiado en toda su extension tiene regular capacidad de soporte, como terreno de fundacion se comporta en forma regular.
- El terreno presenta napa freatica a la profundidad promedio de 2.00 mts, en todas las calicatas excavadas.
- Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

POZO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
C-1	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontro la presencia de limos inorganicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
C-2	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontro la presencia de limos inorganicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.
C-3	GC	Hasta una profundidad de 0.70 mts (en promedio), se encontro la presencia de limos inorganicos de color negro. En todas las calicatas excavadas. De 0.70 mts a 2.50 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por arcillas de alta plasticidad, en todas las calicatas excavadas. De 2.50 mts a 5.00 mts (en promedio), de profundidad el tipo de terreno esta compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad, en todas las calicatas excavadas.

En promedio estas muestras presentan pesos unitarios moderados, así como la capacidad de

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,


GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - CIVIL
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

soporte intermedia de acuerdo a su compacidad.

- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometrias y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganado propiedades de resistencia debido a su compacidad.

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1	0.39 kg/cm ² a 2.00 mts de profun 1.96 kg/cm ² a 5.00 mts de profun
C-2	0.30 kg/cm ² a 2.00 mts de profun 1.97 kg/cm ² a 5.00 mts de profun
C-3	0.27 kg/cm ² a 2.00 mts de profun 1.93 kg/cm ² a 5.00 mts de profun

- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.
- Deberan tomarse en cuenta los empujes producto de los cortes realizados en el suelo de fundación, para tales efectos se realizó el cálculos de los coeficientes activos y pasivos obteniendose los siguientes resultados.

PARÁMETRO	C-1	C-2	C-3	C-4
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ϕ)	30.30°	30.00°	29.30°	29.50°
EMPUJE ACTIVO (k_a)	0.321	0.327	0.323	0.336
EMPUJE PASIVO (k_p)	1.125	1.131	1.135	1.138

**GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Duenas
ARQUITECTO - QP 14245
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, ACERO Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

- Se recomienda la presencia del profesional responsable (PR) en los trabajos correspondientes a las excavaciones, teniendo en cuenta el PR los sistemas constructivos necesarios y medios de seguridad a tomar en cuenta para mantener el bienestar de las obras y de las personas involucradas en el proceso constructivo.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - OPI 141416
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC, 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA
FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”**

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

HUANCAYO

2014



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE
(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"

SOLICITANTE: ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

CALIGATA : C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
MUESTRA : CHORRILLOS

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	30.3 grados
Cohesión	0.02 kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.62 g/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.62 g/cm ³
Profundidad de fondo de cimentación	5.0 m
Profundidad de desplante	5.0 m
Posición de nivel freático	50 m
Factor de seguridad	3
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GC
Cota de terreno	3250 msnm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	28.60
Nq:	19.05
Ny:	19.99

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.0133
Sq:	1.0117
Sy:	0.9922

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante D(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
2.50	3,247.50	0.4	1	0.9	1.16	0.39
3.00	3,247.00	0.4	1	0.8	2.03	0.68
3.50	3,246.50	0.4	1	0.7	3.84	1.28
4.00	3,246.00	0.4	1	0.6	4.71	1.57
4.50	3,245.50	0.4	1	0.5	5.27	1.76
5.00	3,245.00	0.4	1	0.4	5.89	1.96

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 0.39 kg/cm² y 1.96 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia


GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO, CP T-1414
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE
(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"

SOLICITANTE: ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

CALICATA : C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

MUESTRA : CHORRILLOS

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna 30.0 grados
Cohesión 0.01 kg/cm²
Peso unitario de sobrecarga 1.7 g/cm³
Peso unitario del suelo de cimentación 1.7 g/cm³
Profundidad de fondo de cimentación 5.0 m
Profundidad de desplante 5.0 m
Posición de nivel freático 50 m
Factor de seguridad 3
Clasificación SUCS del suelo de cimentación GM
Cota de terreno 3250 msnm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc: 28.30
Nq: 19.30
Ny: 20.54

C. FACTORES DE FORMA:

S_c: 1.0682
S_q: 1.0577
S_y: 0.96

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W		
2.50	3,247.50	0.4	1	0.6	0.91	0.30
3.00	3,247.00	0.4	1	0.6	1.53	0.51
3.50	3,246.50	0.4	1	0.7	2.51	0.84
4.00	3,246.00	0.4	1	0.6	3.83	1.28
4.50	3,245.50	0.4	1	0.6	5.15	1.72
5.00	3,245.00	0.4	1	0.4	5.88	1.96

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 0.30 kg/cm² y 1.96 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO CP 145416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"

SOLICITANTE: ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

CALICATA : C-3, FACULTAD DE
MUESTRA : CHORRILLOS

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	29.3	grados
Cohesión	0.01	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.83	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.83	gr/cm ³
Relación Ancho/Largo (B/L)	0.1	Forma:
Profundidad de fondo de cimentación	5.0	m
Profundidad de desplante	5.0	m
Posición de nivel freático	5.0	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GC	
Cota de terreno	3250	metros

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc: 28.34
Nq: 19.25
Ny: 20.15

C. FACTORES DE FORMA:

Sc: 1.0879
Sq: 1.0581
Sy: 0.98

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quit (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
2.50	3,247.50	0.4	1	0.8	0.81	0.27
3.00	3,247.00	0.4	1	0.7	1.41	0.47
3.50	3,246.50	0.4	1	0.6	2.34	0.78
4.00	3,246.00	0.4	1	0.5	3.60	1.20
4.50	3,245.50	0.4	1	0.4	4.86	1.62
5.00	3,245.00	0.4	1	0.3	5.79	1.93

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 0.27 kg/cm² y 1.93 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación, además a mayor profundidad notamos que se va garantando propiedades de resistencia.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Edwin Peña Dueñas
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOLOGÍA Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO

(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.

RUC: 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156

CEL 971337776, RPM #971337776



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA
FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

HUANCAYO

2014



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

Viene de informe N°: GEOLUMAS SAC 2013

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.980	1.980	1.980
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.648	1.648	1.648
Cont. de humedad inicial (%)	20.1	20.1	20.1
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.028	2.010	2.008
Altura final de muestra (cm)	2.008	1.985	1.982
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.255	2.271	2.264
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.773	1.794	1.796
Cont. de humedad final (%)	27.1	26.6	26.1
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.305	0.578	0.871
Angulo de friccion interna :	30.3 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.02		

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Edwin Peña Dueñas
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
asesor tecnico - CP 14424
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #988111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

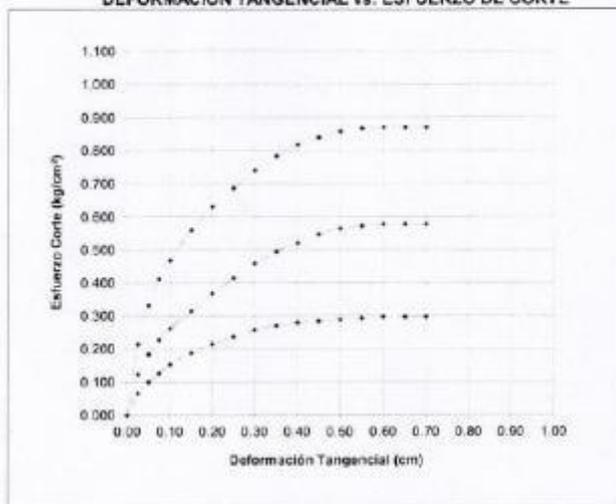
INFORME N° GEOLUMAS SAC 2013

SOLICITADO : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
PROYECTO :
UBICACION : CHORRILLOS
FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

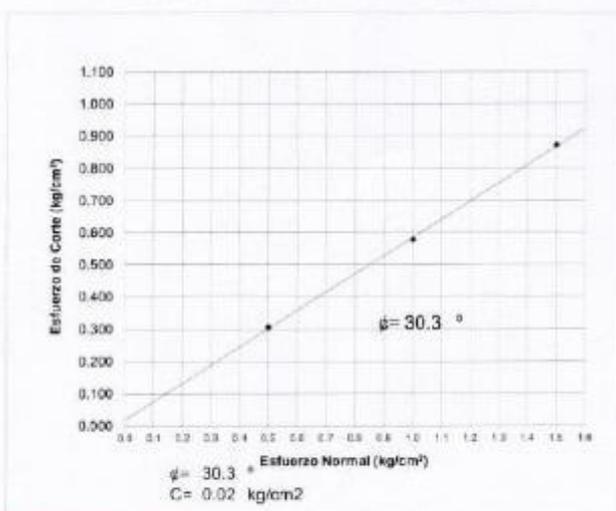
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Tramo superior : C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO - CP 154576
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, PROTECCION Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

Pág 7 de 3
CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

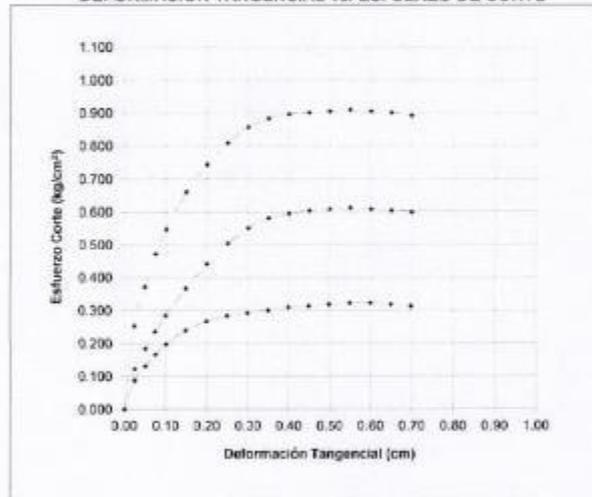
INFORME N° GEOLUMAS SAC 2014

SOLICITADO : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
PROYECTO :
UBICACIÓN : CHORRILLOS
FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

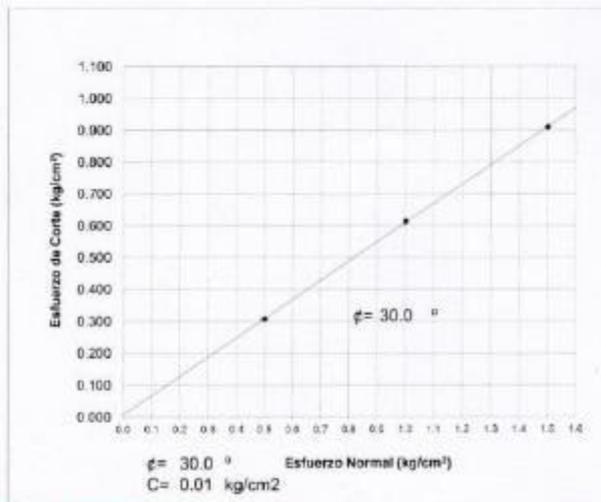
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO DE ANÁLISIS DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - CP 145411
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

Pág 3 de 7
CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

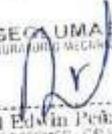
RUC 20568764995

Viene de informe N°: GEOLUMAS SAC 2014

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.650	1.650	1.650
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.411	1.411	1.411
Cont. de humedad inicial (%)	16.94	16.94	16.94
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.028	1.987	1.959
Altura final de muestra (cm)	1.995	1.962	1.936
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.247	2.268	2.282
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.527	1.553	1.573
Cont. de humedad final (%)	47.13	46.02	45.05
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.307	0.613	0.910
Angulo de fricción interna :	30.0 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.01		

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO - CIVIL
ESPECIALIDAD: MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, DISEÑO Y CALIDAD

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

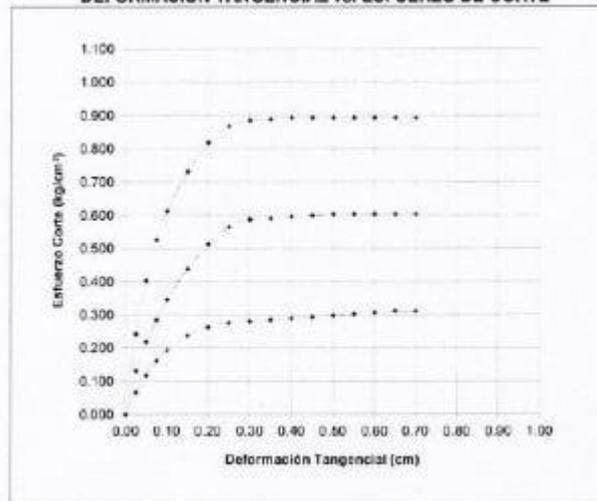
INFORME N° GEOLUMAS SAC 2014

SOLICITADO : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
PROYECTO : "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
UBICACIÓN : CHORRILLOS
FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

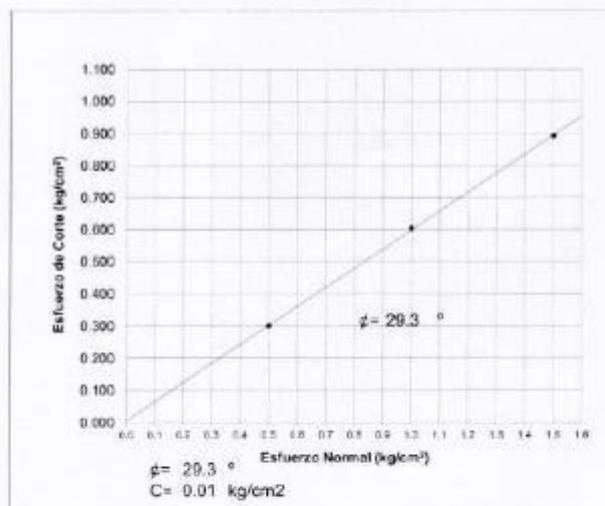
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts.

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Ycaza Dueñas
ABSOR TECNICO CIP 15448
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y METEOROLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 162 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

Pág 3 de 3
CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

Viene de informe N° : GEOLUMAS SAC 2014

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
Prof.(m) : 5.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm3)	1.750	1.750	1.750
Densidad seca inicial (gr/cm3)	1.661	1.661	1.661
Cont. de humedad inicial (%)	5.4	5.4	5.4
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.063	2.038	2.020
Altura final de muestra (cm)	1.995	1.970	1.911
Densidad húmeda final (gr/cm3)	2.070	2.087	2.141
Densidad seca final (gr/cm3)	1.799	1.822	1.878
Cont. de humedad final (%)	15.1	14.6	14.0
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.300	0.604	0.893
Angulo de fricción interna :	29.3 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.01		

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
[Firma]
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - OP. ASIST.
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ, N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #98211156
CEL 971337776, RPM #971337776



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD
DE MEDICINA HUMANA UPLA"**

**ANALISIS GRANULOMETRICO
LIMITES DE CONSISTENCIA
PERFIL ESTATRIGRAFICO**

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

HUANCAYO

2014



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : **ING ARTURO CASTILLON SUAREZ**
 PROYECTO : **"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"**
 UBICACIÓN : **CHORRILLOS**
 FECHA : **22 DE FEBRERO DEL 2014**

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : **C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**
 Muestra : **M-1**
 PROG : **C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**
 Prof. (m) : **5.00 mts**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%)	
		Parcial	(%) Acumulado
		Rete	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	100.0
1"	25.400	7.9	92.1
3/4"	19.050	8.9	85.2
1/2"	12.700	5.7	79.5
3/8"	9.525	9.3	70.2
1/4"	6.350	5.3	65.0
Nº4	4.760	5.8	59.2
Nº10	2.000	8.0	53.2
Nº20	0.840	4.3	49.0
Nº30	0.590	8.4	40.5
Nº40	0.426	5.3	35.3
Nº60	0.250	4.2	31.1
Nº100	0.149	2.8	28.3
Nº200	0.074	2.4	25.9
- Nº200		25.9	

% grava	: 40.8
% arena	: 33.3
% finos	: 25.9

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LÍQUIDO (%)	: 12.58
LIMITE PLÁSTICO (%)	: 8.33
INDICE PLÁSTICO (%)	: 4.25

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GC**
 Clasificación AASTHO ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**



PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776

GEOLUMAS SAC
 LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO - COP 145418
 ESPECIALIDAD EN MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
 PROYECTO : "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
 UBICACIÓN : CHORRILLOS
 FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

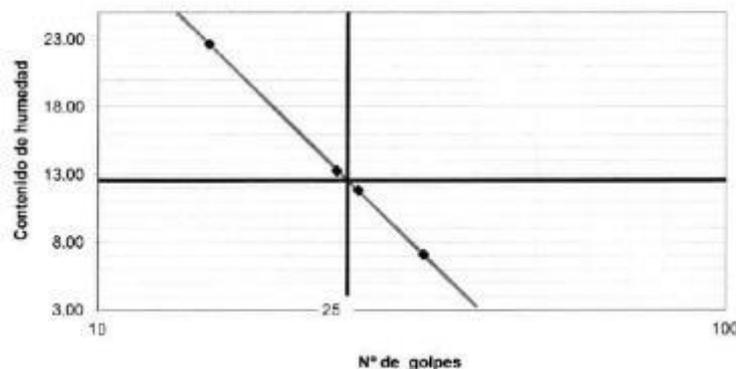
Calicata : C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
 Muestra : M-1
 PROG : 5.00 mts
 Prof. (m) : C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

LIMITES DE CONSISTENCIA

Prueba N°	LIMITE PLASTICO		LIMITE LIQUIDO			
	1	2	1	2	3	4
Tara N°	6	11	13	21	25	29
N° de golpes			26	33	24	15
Tara + suelo humedo (gr)	53.2	42.3	24.2	26.5	25.0	20.2
Tara + suelo seco (gr)	50.7	40.8	22.6	25.3	22.9	18.0
Peso del agua (gr)	2.5	1.5	1.5	1.2	2.1	2.2
Peso de tara (gr)	21.3	22.4	9.1	8.4	7.5	6.3
Peso suelo seco (gr)	29.4	18.4	13.5	16.9	15.4	9.7
Contenido de humedad(%)	8.50	6.15	11.85	7.10	13.31	22.68

L Líquido 12.58
 L Plástico 8.33
 I Plástico 4.25

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



NOTA

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TECNICO - CP 149118
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

PERFIL ESTRATIGRAFICO

"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"

PROYECTO:

UBICACIÓN: **CHORRILLOS**

FECHA: **22 DE FEBRERO DEL 2014**

FECHA DE EXCAVACIÓN:

22 DE FEBRERO DEL 2014

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLO SUAREZ

PROFUNDIDAD TOTAL (m):

5.00 mts

MUESTRA:

M-1

PROF. NIVEL FREÁTICO (m):

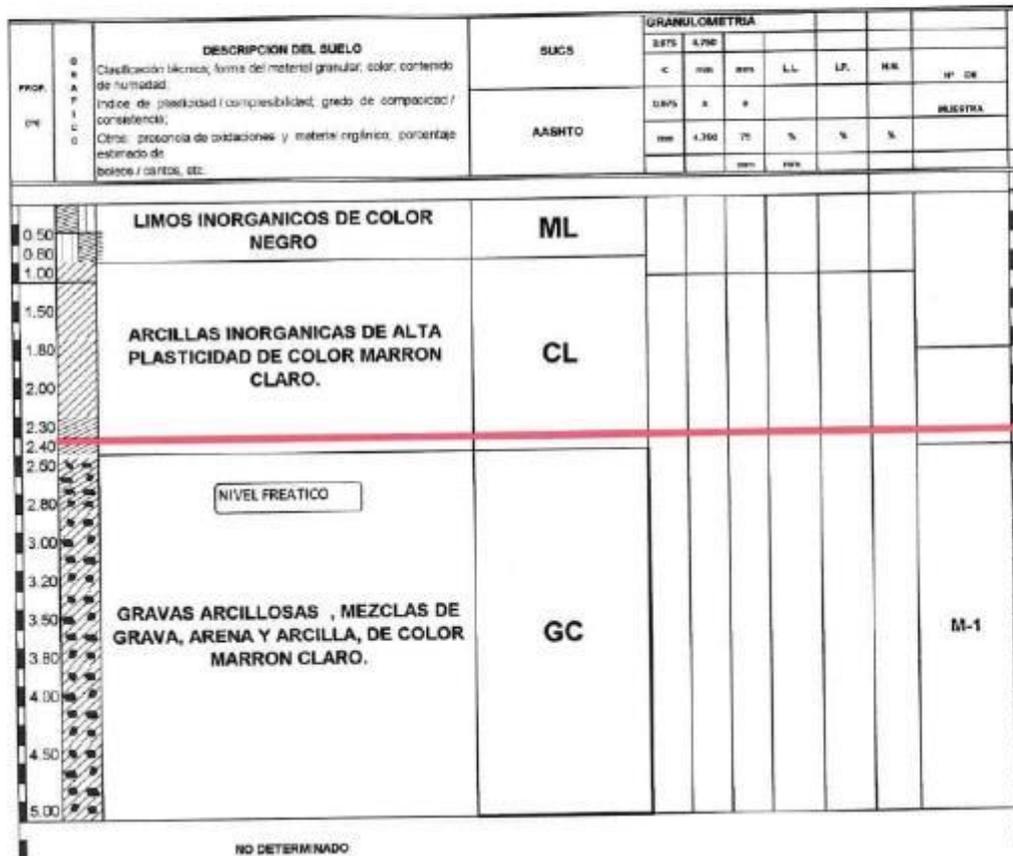
N/P

CALICATA:

C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

PROGRESIVA:

C-1, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA



OBSERVACIONES

GEOLUMAS SAC.
ASesoramiento Mecánica de Suelos
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
Asesor Técnico - Oficina de Mecánica de Suelos
Especialista en Mecánica de Suelos, Concreto, Geotecnia y Geología

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
 PROYECTO : "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
 UBICACIÓN : **CHORRILLOS**
 FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : **C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**
 Muestra : **M-1**
 PROG : **C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**
 Prof. (m) : **5.00 mts**

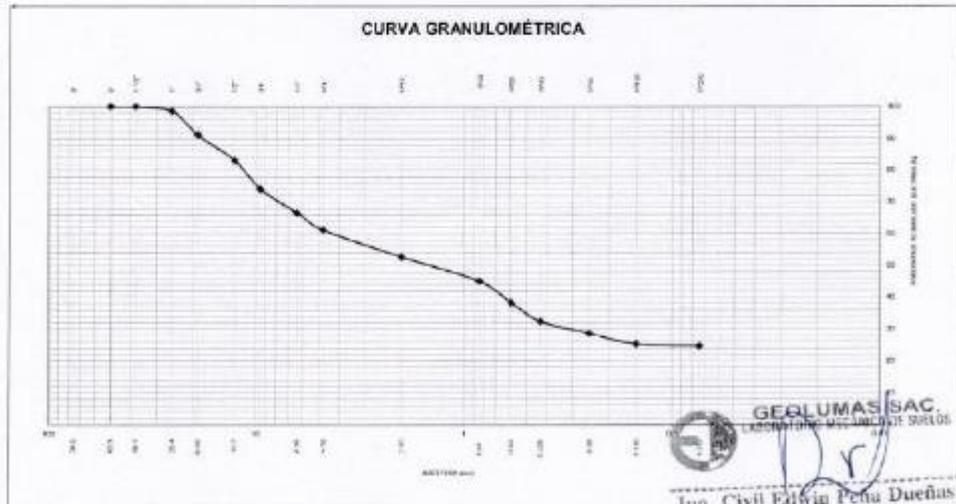
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(%) Acumulado	
			Rete	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	1.5	1.5	98.5
3/4"	19.050	7.5	8.9	91.1
1/2"	12.700	8.0	16.9	83.1
3/8"	9.525	9.1	26.0	74.0
1/4"	6.350	7.5	33.5	66.5
Nº4	4.760	5.4	38.9	61.1
Nº10	2.000	8.5	47.3	52.7
Nº20	0.840	7.7	55.0	45.0
Nº30	0.590	6.8	61.8	38.2
Nº40	0.426	5.9	67.7	32.3
Nº60	0.250	3.7	71.4	28.6
Nº100	0.149	3.3	74.8	25.2
Nº200	0.074	0.7	75.5	24.5
- Nº200		16.6		

% grava	: 38.9
% arena	: 36.6
% finos	: 24.5

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	: 12.24
LIMITE PLASTICO (%)	: 4.59
INDICE PLASTICO (%)	: 7.65

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GC**
 Clasificación AASTHO ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**



GEOLUMAS SAC
 MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASesor TECNICO ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
 PROYECTO : "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
 UBICACIÓN : CHORRILLOS
 FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

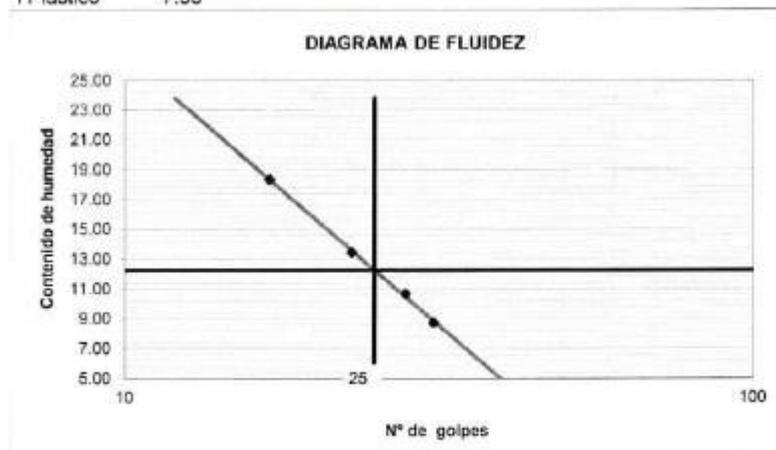
REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
 Muestra : M-1
 PROG : 5.00 mts
 Prof. (m) : C-2, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

LIMITES DE CONSISTENCIA

Prueba Nº	LIMITE PLASTICO		LIMITE LIQUIDO			
	1	2	1	2	3	4
Tara Nº	5	7	11	19	23	27
Nº de golpes			28	31	17	23
Tara + suelo humedo (gr)	40.1	55.4	21.6	19.5	20.7	17.8
Tara + suelo seco (gr)	39.3	54.1	20.3	18.6	18.5	16.5
Peso del agua (gr)	0.8	1.3	1.3	0.9	2.2	1.3
Peso de tara (gr)	22.0	24.1	8.1	8.3	6.5	7.2
Peso suelo seco (gr)	16.5	30.0	12.2	10.3	12.0	9.3
Contenido de humedad(%)	4.85	4.33	10.66	8.74	18.33	13.44

L Líquido 12.24
 L Plástico 4.59
 I Plástico 7.65



NOTA

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 INGENIERO TECNICO - CP 145016
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA Y ASFALTO

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : ING ARTURO CASTILLON SUAREZ
 PROYECTO : "CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"
 UBICACIÓN : CHORRILLOS
 FECHA : 22 DE FEBRERO DEL 2014

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
 Muestra : M-1
 PROG : C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA
 Prof. (m) : 5.00 mts

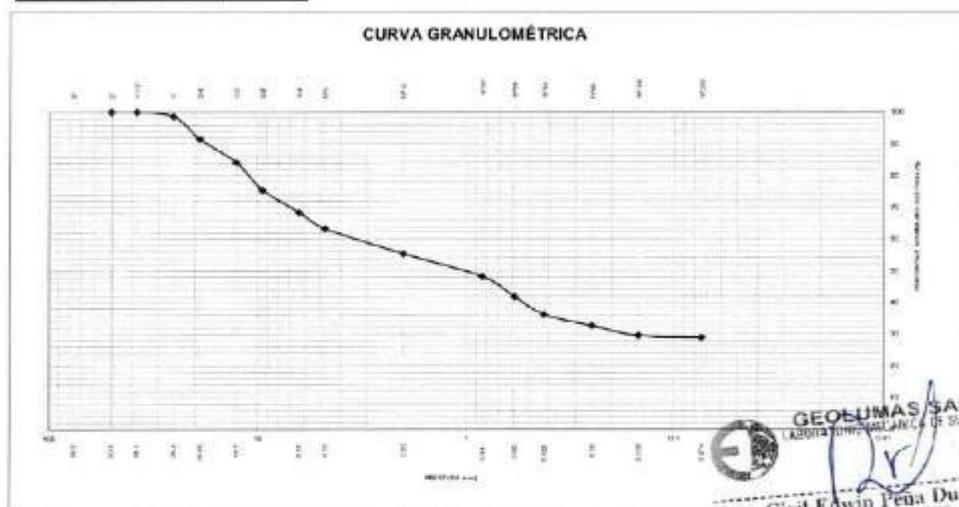
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	%	
		Parcial	(%) Acumulado
		Rete	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	100.0
1"	25.400	1.4	98.6
3/4"	19.050	7.1	91.6
1/2"	12.700	7.5	84.0
3/8"	9.525	8.6	75.5
1/4"	6.350	7.1	68.4
Nº4	4.760	5.1	63.3
Nº10	2.000	8.0	55.3
Nº20	0.840	7.2	48.1
Nº30	0.590	6.4	41.7
Nº40	0.426	5.6	36.1
Nº60	0.250	3.5	32.6
Nº100	0.149	3.2	29.5
Nº200	0.074	0.8	28.8
- Nº200		28.8	

% grava	: 36.7
% arena	: 34.5
% finos	: 28.8

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	: 19.33
LIMITE PLASTICO (%)	: 11.52
INDICE PLASTICO (%)	: 7.81

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GC**
 Clasificación AASTHO ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**



GEOLUMAS SAC
 LABORATORIO NACIONAL DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASesor TÉCNICO - 09844918
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : **ING ARTURO CASTILLON SUAREZ**
 PROYECTO : **"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"**
 UBICACIÓN : **CHORRILLOS**
 FECHA : **22 DE FEBRERO DEL 2014**

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

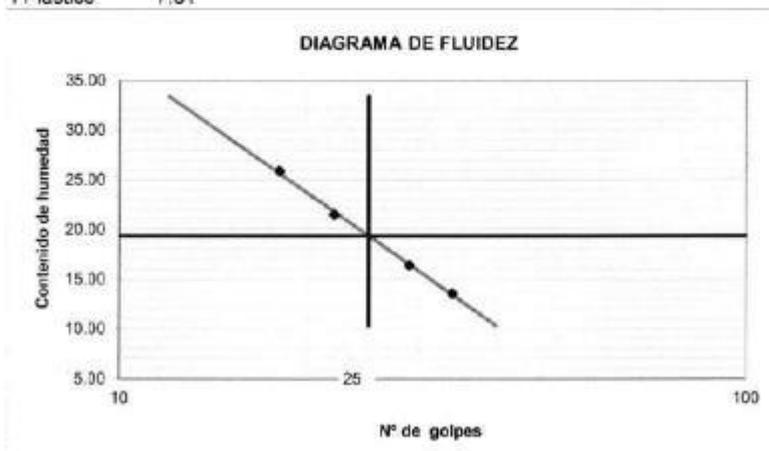
Calicata : **C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**
 Muestra : **M-1**
 PROG : **5.00 mts**
 Prof. (m) : **C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA**

LIMITES DE CONSISTENCIA

Prueba N°	LIMITE PLASTICO		LIMITE LIQUIDO			
	1	2	1	2	3	4
Tara N°	5	7	11	19	23	27
N° de golpes			29	34	19	22
Tara + suelo humedo (gr)	41.2	41.2	22.3	20.0	21.6	18.5
Tara + suelo seco (gr)	39.3	39.3	20.3	18.8	18.5	16.5
Peso del agua (gr)	1.9	1.9	2.0	1.4	3.1	2.0
Peso de tara (gr)	22.3	22.8	8.1	8.3	6.5	7.2
Peso suelo seco (gr)	16.5	16.5	12.2	10.3	12.0	9.3
Contenido de humedad(%)	11.52	11.52	16.39	13.59	25.83	21.51

L Líquido 19.33
 L Plástico 11.52
 I Plástico 7.81

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



NOTA

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 REGISTRO TECNICO - CPF 749416
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
 CONCRETO, ELECTRONIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
 (AL TURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

PERFIL ESTRATIGRAFICO

"CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA"

PROYECTO:

UBICACIÓN: **CHORRILLOS**

FECHA: 22 DE FEBRERO DEL 2014

FECHA DE EXCAVACIÓN:

22 DE FEBRERO DEL 2014

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLO SUAREZ

PROFUNDIDAD TOTAL (m)

5.00 mts

MUESTRA:

M-1

PROF. NIVEL FREÁTICO (m)

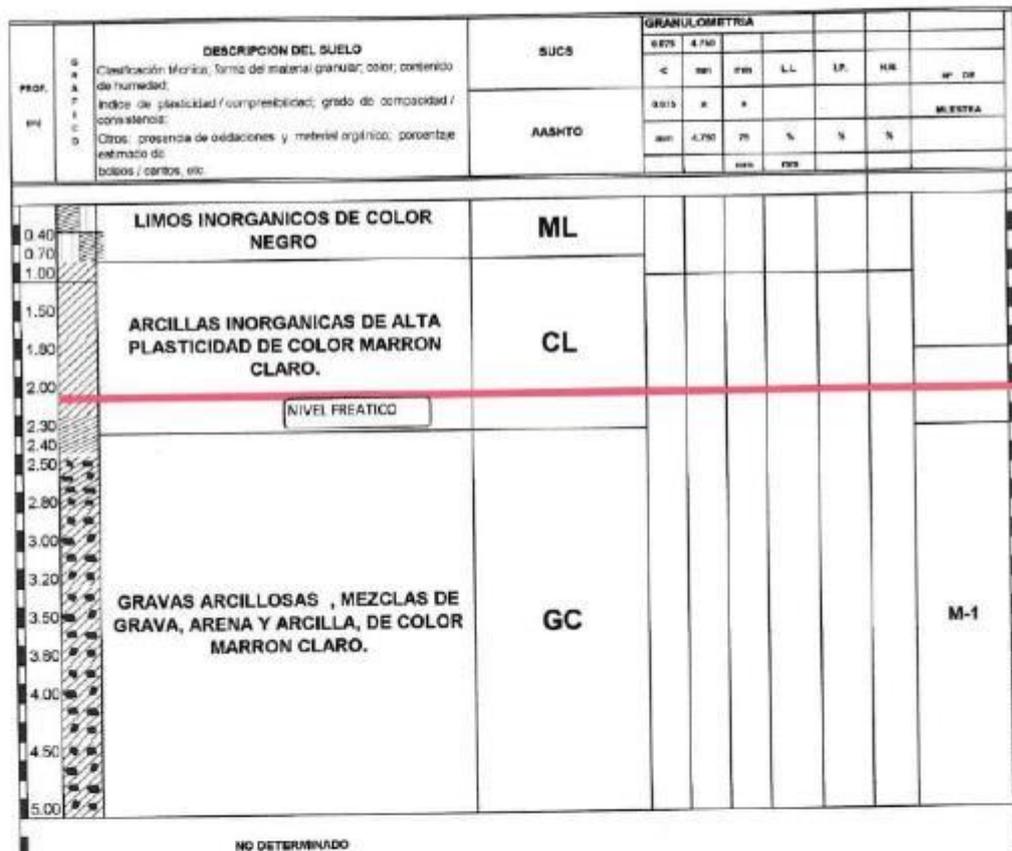
N.P

CALICATA:

C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA

PROGRESIVA:

C-3, FACULTAD DE MEDICINA HUMANA



OBSERVACIONES


GEOLUMAS SAC.
 LABORATORIO DE CÁMERA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 INGENIERO TÉCNICO - CIVIL 1981/85
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
 CEL 971337776, RPM #971337776



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCION DEL LOCAL DE LA
FACULTAD DE MEDICINA HUMANA UPLA”**

ALBUM FOTOGRAFICO

SOLICITANTE:

ING ARTURO CASTILLON SUAREZ

HUANCAYO

2014



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 01.- EXCAVACION DE CALICATA C-1, FACULTAD DE MEDICINA UPLA

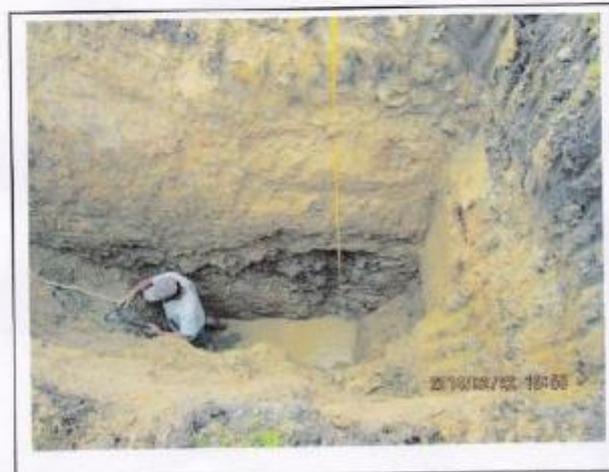


FOTO 02.- PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CALICATA C-1, FACULTAD DE MEDICINA UPLA, CONFORMADA POR ARCILLAS, GRAVAS ARCILLOSAS Y NAPA FREATICA A 2.50 MTS DE PROFUNDIDAD

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
[Firma]
Ing. Civil **Edwin Peña Dueñas**
ASESOR TÉCNICO, CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

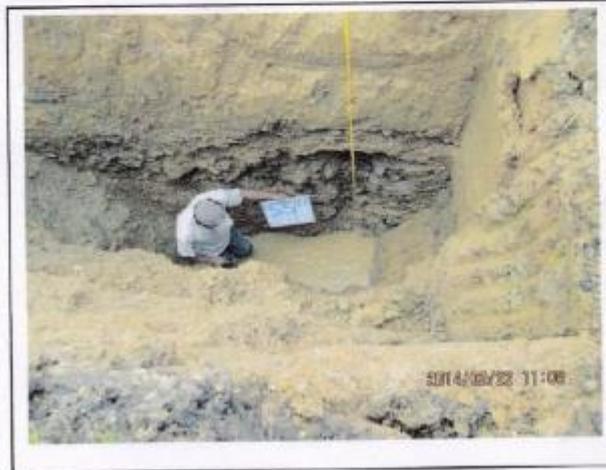


FOTO 03.- PROFUNDIDAD DE EXCAVACION 5.00 mts.

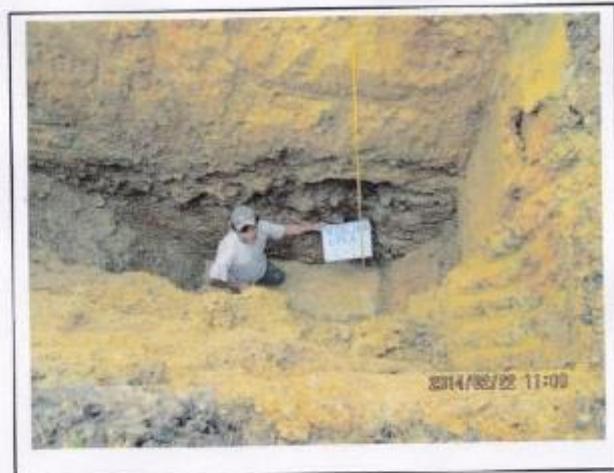


FOTO 04.- EXTRACCION DE MUESTRA PARA ENSAYO DE CORTE DIRECTO. CALICATA C-1, MEDICINA UPLA.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
[Signature]
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO OP 145416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA. (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

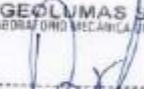
RUC 20568764995



FOTO 05.- EXCAVACION DE CALICATA C-1, FACULTAD DE MEDICINA UPLA



FOTO 06.- PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CALICATA C-2, FACULTAD DE MEDICINA UPLA.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - CIP 145496
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO “CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA – UPLA”



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 07.- ALTURA DE EXCAVACION 5.00 mts, FACULTAD DE MEDICINA UPLA



FOTO 08.- EXTRACCION DE MUESTRA C-2

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
[Firma]
Ing. Civil Ego Peña Dueñas
INGENIERO TECNICO CP 145316
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, ELECTRICIDAD Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(AL TURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



EXPEDIENTE TÉCNICO "CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE LA MEDICINA HUMANA - UPLA"



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 09.- EXCAVACION DE CALICATA C-3, FACULTA DE MEDICINA UPLA.



FOTO 10.- EXCAVACION DE CALICATA C-3, FACULTA DE MEDICINA UPLA.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ABSORBENTE TECNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, DORTONIA Y GEOLOGIA

PSJE NUÑEZ N° 152 CHILCA HUANCAYO
(ALTURA DE MERCADO DE CHILCA, INTERSECCION DE CALLE ANCASH Y RICARDO PALMA, (A MEDIA CUADRA))
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776

Anexo N° 06: Fichas de Observación

FICHA DE OBSERVACIÓN

OBSERVADOR: VALERO GUTIERREZ JERZY JAIRO **FECHA:** 28/07/2020

DIRECCIÓN DE SISMO: DIRECCIÓN X-X

EDIFICACIÓN: Pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes

RESULTADOS: Fuerzas Resultantes por el Sismo en la base de la Edificación

MODELO OBSERVADO:	FZ ⁽¹⁾	MX ⁽²⁾	MY ⁽³⁾	FZ ⁽⁴⁾	MX ⁽⁵⁾	MY ⁽⁶⁾
	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
5 niveles + 0 sótanos	887.1827	340.5976	1402.6031	-887.1827	-340.5976	1402.6031
5 niveles + 1 sótano	842.3944	67.5572	212.51	-842.3944	-67.5572	-212.51
5 niveles + 2 sótanos	725.9297	15.0889	44.6603	-725.9297	-15.0889	-44.6603
5 niveles + 3 sótanos	644.0088	4.448	14.4453	-644.0088	-4.448	-14.4453
5 niveles + 4 sótanos	576.6369	2.234	4.3695	-576.6369	-2.234	-4.3695

⁽¹⁾ Carga Axial Positiva en el Eje Global Z.

⁽⁴⁾ Carga Axial Negativa en el Eje Global Z.

⁽²⁾ Momento Positivo en el Eje Global X.

⁽⁵⁾ Momento Negativo en el Eje Global X.

⁽³⁾ Momento Positivo en el Eje Global Y.

⁽⁶⁾ Momento Negativo en el Eje Global Y.

FICHA DE OBSERVACIÓN

OBSERVADOR: VALERO GUTIERREZ JERZY JAIRO **FECHA:** 28/07/2020

DIRECCIÓN DE SISMO: DIRECCIÓN Y-Y

EDIFICACIÓN: Pabellón B de la Facultad de Medicina Humana de la Universidad Peruana Los Andes

RESULTADOS: Fuerzas Resultantes por el Sismo en la base de la Edificación

MODELO OBSERVADO:	FZ ⁽¹⁾	MX ⁽²⁾	MY ⁽³⁾	FZ ⁽⁴⁾	MX ⁽⁵⁾	MY ⁽⁶⁾
	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf-m
5 niveles + 0 sótanos	684.3587	1477.1046	504.5474	-684.3587	-1477.1046	504.5474
5 niveles + 1 sótano	688.1471	320.6244	56.6285	-688.1471	-320.6244	-56.6285
5 niveles + 2 sótanos	643.8394	71.3635	11.9079	-643.8394	-71.3635	-11.9079
5 niveles + 3 sótanos	613.8084	17.9502	4.6991	-613.8084	-17.9502	-4.6991
5 niveles + 4 sótanos	579.4334	4.147	2.294	-579.4334	-4.147	-2.294

⁽¹⁾ Carga Axial Positiva en el Eje Global Z.

⁽⁴⁾ Carga Axial Negativa en el Eje Global Z.

⁽²⁾ Momento Positivo en el Eje Global X.

⁽⁵⁾ Momento Negativo en el Eje Global X.

⁽³⁾ Momento Positivo en el Eje Global Y.

⁽⁶⁾ Momento Negativo en el Eje Global Y.