UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

Tesis para optar el título profesional de

INGENIERO CIVIL

PAUL ERNESTO QUIROZ TOLENTINO

PUCALLPA – PERÚ

2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERIA DE SISTEMAS E INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

COMISION DE GRADOS Y TITULOS

TESIS TITULADA: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ELABORADO POR: Bach. QUIROZ TOLENTINO, PAUL ERNESTO

APROBADO POR:

DR. FERNANDO RAFAEL LEAN
PRESIDENTE

MG. DEVYN OMAR DONAYRE HERNANDEZ
MIEMBRO

DR. WALTER GILBERTO ROMAN CLAROS
MIEMBRO

MG. HORACIO SORIANO ALAVA
ASESOR DE TESIS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE GRADOS Y TÍTULOS

ACTA DE EVALUACIÓN DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 005-2024

GRADUANDO : QUIROZ TOLENTINO, Paul Ernesto

TEMA : ***"EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"***

ASESOR :

CRITERIOS	PUNTAJE			
	3	2	1	0
I- PRESENTACION				
* MOTIVACION	X			
* TONO DE VOZ	X			
* CALIDAD DE MATERIAL AUDIOVISUAL		X		
II- DESARROLLO DE CONTENIDO				
* SECUENCIA		X		
* DOMINIO DE VOZ	X			
* USO ADECUADO DEL MATERIAL	X			
* VALIDEZ DE LOS HALLAZGOS		X		
III- ABSOLUCION DE PREGUNTAS				
* RESPONDE A LAS PREGUNTAS FORMULADAS POR EL JURADO	X			
IV- APORTE CIENTIFICO Y TECNOLOGICO				
* AL DESARROLLO DE LA COMUNIDAD		X		
* A LA PROFESION		X		

EVALUACION

- EXCELENCIA — 26 A 30 PUNTOS
- UNANIMIDAD — 21 A 25 PUNTOS
- MAYORIA — 16 A 20 PUNTOS
- DESAPROBADO — 15 A MENOS

CALIFICACION FINAL:
PUNTAJE : **25 / 30**

CONCLUSIONES:
APROBADO POR : **UNANIMIDAD**
DESAPROBADO POR :

JURADO EVALUADOR

Dr. FERNANDO RAFAEL LEAN
PRESIDENTE

MG. DEVYN DONAYRE HERNANDEZ
MIEMBRO

Dr. WALTER GILBERTO ROMÁN CLAROS
MIEMBRO

M.SC. CLOTILDE RÍOS HIDALGO DE CERNA
SECRETARIA ACADÉMICA

PUCALLPA, 26 DE ENERO DEL 2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

DIRECCIÓN DE PRODUCCIÓN INTELECTUAL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Repositorio de la Universidad Nacional de Ucayali

Yo, Paul Ernesto Quiroz Tolentino

Autor de la tesis titulada: "Evaluación del Desempeño Sísmico de la Infraestructura de las oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali"

Sustentada el año: 2024

Asesor(a): Mg. Horacio Soriano Alava

Facultad: Ingeniería de Sistemas e Ingeniería Civil

Escuela Profesional: Ingeniería Civil

Autorizo la publicación:

PARCIAL [ ] TOTAL [X]

De mi trabajo de investigación en el Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ucayali (www.repositorio.unu.edu.pe), bajo los siguientes términos:

Primero: Otorgo a la Universidad Nacional de Ucayali licencia no exclusiva para reproducir, distribuir, comunicar, transformar (únicamente mediante su traducción a otros idiomas) y poner a disposición del público en general mi tesis (incluido el resumen) a través del Repositorio Institucional de la UNU, en formato digital sin modificar su contenido, en el Perú y en el extranjero; por el tiempo y las veces que considere necesario y libre de remuneraciones.

Segundo: Declaro que la tesis es una creación de mi autoría y exclusiva titularidad, por tanto me encuentro facultado a conceder la presente autorización, garantizando que la tesis no infringe derechos de autor de terceras personas, caso contrario, me hago único(a) responsable de investigaciones y observaciones futuras, de acuerdo a lo establecido en el estatuto de la Universidad Nacional de Ucayali, la Superintendencia Nacional de Educación Superior Universitaria y el Ministerio de Educación.

En señal de conformidad firmo la presente autorización.

Fecha: 07 / 02 / 2024

Email: paul-9t95@hotmail.com Firma:

Teléfono: 931934496 DNI: 71339199

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

DIRECCIÓN DE PRODUCCIÓN INTELECTUAL

CONSTANCIA

ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Nº V/0006-2024.

La Dirección de Producción Intelectual de la Universidad Nacional de Ucayali, hace constar por la presente, que el trabajo académico de investigación, titulado:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

Autor(es)	:	**QUIROZ TOLENTINO, PAUL ERNESTO**
Facultad	:	**INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL**
Escuela	:	**ING. CIVIL**
Asesor(a)	:	**Mg. SORIANO ALAVA HORACIO**

Presenta un **porcentaje de similitud de 10%,** verificado en el Sistema Antiplagio URKUND/OURIGINAL,

De acuerdo a los criterios de porcentaje establecidos en el artículo 9 de la DIRECTIVA DE USO DEL SISTEMA ANTIPLAGIO, el cual indica que todo trabajo de investigación no debe superar el 10%. **En tal sentido, se declara, que el presente trabajo de investigación: SI Contiene un porcentaje aceptable de similitud,** procediéndose a emitir la presente Constancia de Originalidad de Trabajo de Investigación (COTI) a solicitud del asesor.

En señal de conformidad se firma y sella el presente documento.

Fecha: 16/01/2024

Mg. JOSÉ MANUEL CÁRDENAS BERNAOLA
Director de Producción Intelectual

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación va dedicado en primer lugar a Dios, por la salud, vida y guía durante el desarrollo de este trabajo de investigación y formación Universitaria.

A la Familia Pérez Flores, en especial a la Señora Rayda y su hija Malú, por el apoyo moral, ánimo y aliento durante estos años de ejecución de esta investigación.

A mis padres Rafael y María por el apoyo y soporte que me brindaron antes y durante mi etapa universitaria.

¡Gracias a ustedes!

Paul Ernesto.

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento al mi ex docente Ing. Edgardo Leopoldo Galarza Jorge, por ser impulsor de este trabajo de investigación.

A los todos los catedráticos de la Escuela de Ingeniería Civil por sus bastos conocimiento inculcados durante mi formación universitaria.

A la Oficina General de Infraestructura de la Universidad Nacional de Ucayali por haberme brindado las facilidades para la ejecución de los ensayos de este trabajo de investigación

INDICE GENERAL

DEDICATORIA vi

AGRADECIMIENTO vii

INDICE DE TABLAS xiv

RESUMEN xx

ABSTRACT xxi

INTRODUCCIÓN xxii

CAPITULO I: 24

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 24

1.1. Descripción y Fundamentación del Problema 24

1.2. Formulación del Problema 25

1.2.1. Problema General 25

1.2.2. Problemas Específicos 25

1.3. Objetivos de la Investigación 25

1.3.1. Objetivo General 25

1.3.2. Objetivos Específicos 26

1.4. Justificación e Importancia 26

1.5. Limitaciones y alcances 28

1.6. Hipótesis 28

1.6.1. Hipótesis General 28

1.6.2. Hipótesis Especificas 29

1.7. Sistema de Variables, Dimensiones e Indicadores 29

1.7.1. Variable Independiente. 29

1.7.2. Variable Dependiente. 29

CAPITULO II: 31

MARCO TEORICO 31

2.1. Antecedentes De La Investigación 31

2.1.1. Antecedentes Locales 31

2.1.2. Antecedentes Nacionales. 32

2.1.3. Antecedentes Internacionales 36

2.2. Revisión de conceptos básicos y bases teóricas. 38

2.2.1. Demanda Sísmica 38

2.2.3. Niveles De Amenaza Sísmica 45

2.2.3.1. Propuesta Visión 2000 46

2.2.3.2. Propuesta ATC - 40 51

2.2.3.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-17 52

2.2.3.4. Según la Norma Técnica Peruana NTE E.030-2019 53

2.2.4. Objetivos de Desempeño 53

2.2.4.1. Propuesta del Comité Visión 2000 54

2.2.4.2. Propuesta Del ATC-40 55

2.2.4.3. Propuesta FEMA 440 55

2.2.4.4. Propuesta ASCE 41-17 57

2.2.4.4.1. Nivel de Desempeño Estructural 57

2.2.4.4.2. Niveles de Desempeño No Estructural. 59

2.2.4.4.3. Niveles de Desempeño del Edificio Objetivo 60

2.2.4.5. Norma Técnica E-030 62

SP-1: Operacional 63

SP-2:Funcional 63

SP-3: Resguardo de la Vida 63

SP-4: Cercal al Colapso 63

2.3. Desempeño Sísmico 63

2.3.1. Comportamiento De Los Elementos De Concreto Armado Ante Acciones Laterales 64

2.3.1.1. Modelos Esfuerzo- Deformación Para El Acero 65

2.3.1.1.1. Modelo Elastoplástico Perfecto. 65

2.3.1.1.2. Modelo Trilineal 65

2.3.1.1.3. Modelo Elastoplástico Con Endurecimiento Curvo 66

2.3.1.2. Modelos Esfuerzo- Deformación Para El Concreto 67

2.3.1.2.1. Concreto no confinado. 67

2.3.1.2.2. Concreto confinado. 70

2.3.2. Momento Curvatura Y Formación De Rotulas Plásticas 76

2.3.2.1. Definición de curvatura 78

2.3.2.2. Forma General De Un Diagrama Momento Curvatura 79

2.3.2.3. Relaciones Del Diagrama Momento Curvatura 93

2.3.2.4. Rotulas Plásticas 96

2.3.2.4.1. Formulas aproximadas. 97

2.3.2.4.2. Longitud de Rotula plástica 101

2.4. Análisis no Lineal de Estructuras 104

2.4.1. Análisis Estático no Lineal 105

2.4.1.1. Método de análisis de colapso (Pushover) 106

2.4.1.2. Importancia de la aplicación análisis estático no lineal (Pushover) 109

2.4.1.3. Procedimiento general del análisis estático no lineal (Pushover) 111

2.4.2. Análisis Dinámico no Lineal 112

2.4.2.1. Análisis Dinámico Incremental (IDA) 112

CAPITULO III: 115

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 115

3.1. Metodología y Técnicas Utilizadas 115

3.1.1. Tipo de Investigación 115

3.1.2. Nivel de Investigación 115

3.1.3. Diseño de Investigación 115

3.2. Población y Muestra 116

3.2.1. Población 116

3.2.2. Muestra 116

3.3. Descripción Del Proyecto 116

3.1.1. Ubicación Geográfica. 116

3.2. Parámetros Sísmicos 117

3.2.1. Zonificación Sísmica 117

3.2.2. Condiciones Geotécnicas y Factores de Sitio. 117

3.2.3. Factor de amplificación Sísmica. 118

3.2.4. Categoría de Edificación y Factor de Uso. 118

3.2.5. Categoría, Sistema Estructural Y Coeficiente Básico Reducción De Las Fuerzas Sísmicas 119

3.2.6. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R): 119

3.2.7. Factores De Irregularidades En La Edificación 120

3.2.8. Periodo Fundamental de Vibración (T) 120

3.3. Procedimiento de Análisis. 122

3.4. Análisis Sísmico NTP E.030 123

3.4.1. Elementos Estructurales 123

3.4.2. Propiedades de los materiales: 126

3.4.3. Cargas..... 136

3.4.4. Análisis Estático 136

3.4.5. Análisis Modal..... 138

3.4.6. Análisis Dinámico 141

3.4.7. Verificación de Desplazamientos..... 143

3.4.8. Verificación De Regularidad Final 145

3.5. Análisis Inelástico Determinación Del Desempeño Sísmico Mediante El Método Pushover 163

3.5.1. Modelo de comportamiento de los materiales..... 163

3.5.2. Pushover 165

3.5.2.1. Caso de Carga por Gravedad (CGNL). 165

3.5.2.2. Caso de carga Monotónica. 166

3.5.2.3. Definición de punto de control. 168

3.5.3. Modelo de comportamiento para los elementos estructurales 170

3.5.3.1. Vigas..... 170

3.5.3.2. Columnas 177

3.5.4. Resultados del Análisis Pushover..... 182

3.5.4.1. Dirección X-X 182

3.5.4.2. Dirección Y-Y 183

3.6. Evaluación del desempeño sísmico 185

3.6.1. Objetivos de Desempeño Sísmico..... 185

3.6.2. Demanda Sísmica 185

3.6.3. Punto de Desempeño 192

3.6.3.1. Representación Bilineal de la curva de capacidad...... 192

3.6.3.2. Límites de Desempeño 194

3.6.3.3. Puntos de desempeño 195

3.6.4. Evaluación de los Puntos de Desempeño. 204

CAPITULO IV: 208

RESULTADOS 208

4.1. EVALUACION POR LA N.T.P E-0.30-2018 208

CAPITULO V: 221

DISCUSION DE RESULTADOS 221

CAPITULO VI: 224

CONCLUSIONES. 224

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 228

ANEXOS: 233

ANEXO N°01: MATRIZ DE CONSISTENCIA: 234

ANEXO 02: ENSAYO DE ESCLEROMETRIA 235

ANEXO N°03: RESULTADO DE ENSAYO DE ESCLEROMETRIA 242

ANEXO N°04: PLANOS 244

ANEXO N°05: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS 257

ANEXO N°06 DOCUMENTO ADMINISTRATIVOS 301

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. *Niveles de Peligro Sísmico según SEAOC VISION 2000..... 48*

Tabla 2. *Definiciones del Desempeño Estructural según NEHRP y VISION 2000. ..... 49*

Tabla 3. *Sismo de análisis y Desempeño esperado en las edificaciones..... 50*

Tabla 4. *Objetivos de Desempeño propuesto por el Comité Visión 2000..... 54*

Tabla 5. *Objetivos de Seguridad básica para estructuras convencionales..... 55*

Tabla 6. *Objetivo Básico de Seguridad..... 55*

Tabla 7. *Objetivos de Rehabilitación..... 56*

Tabla 8. *Objetivos de Desempeño propuesto por la NTP-030 ..... 62*

Tabla 9. *Longitudes de rótula plástica en elementos estructurales 104*

Tabla 10. *Factor de Zona Sísmica..... 117*

Tabla 11. *Factor de Zona Suelo 118*

Tabla 12. *Factor de Uso de Edificación 119*

Tabla 13. *Factor Básico de Reducción Sísmica R_0..... 119*

Tabla 14. *Tabla de factores de irregularidad..... 120*

Tabla 15. *Evolución de la resistencia a compresión en el tiempo 126*

Tabla 16. *Evolución de f'c concreto en diferentes etapas. 127*

Tabla 17. *Modos de vibración del modelo Matemático 139*

Tabla 18. *Verificación de cortante mínimo..... 143*

Tabla 19. *Verificación de desplazamientos análisis estático dirección X. 143*

Tabla 20. *Verificación de desplazamientos Análisis Estático dirección Y..... 144*

Tabla 21*. Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección X. 144*

Tabla 22. *Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección Y. 145*

Tabla 23. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X..... 205*

Tabla 24. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X..... 205*

Tabla 25. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y. 206*

Tabla 26. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y..... 207*

Tabla 27. *Verificación de desplazamientos Análisis estático dirección X. 208*

Tabla 28. *Verificación de desplazamientos Análisis Estático dirección Y..... 208*

Tabla 29. *Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección X. 209*

Tabla 30. *Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección Y. 209*
Tabla 31. *Valores de Limites de Desempeño Sismo dirección X 210*
Tabla 32. *Valores de Limites de Desempeño Sismo dirección Y 210*
Tabla 33. *Puntos de Desempeño Sismo dirección X 211*
Tabla 34. *Puntos de Desempeño Sismo dirección Y 211*
Tabla 35. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X 212*
Tabla 36. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y. 213*
Tabla 37. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X. 218*
Tabla 38. *Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y. 219*
Tabla 39. *Ensayo de Esclerometría. 242*

INDICE DE FIGURAS

Figura Nº 1. *Demanda Sísmica* 39
Figura Nº 2. Perfiles de Sismicidad en el Perú, Tavera, Hernando (2018) 41
Figura Nº 3. *Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2022* 42
Figura Nº 4. *Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015* 43
Figura Nº 5. *Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015* 44
Figura Nº 6. *Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015* 44
Figura Nº 7. Leyenda de mapa sísmico 45
Figura Nº 8. *Fuentes de No linealidad* 64
Figura Nº 9. *Modelo Elastoplástico Perfecto.* 65
Figura Nº 10 *Modelo Elastoplástico Perfecto* 66
Figura Nº 11 *Modelo Elastoplástico con Endurecimiento* 66
Figura Nº 12 *Confinamiento columnas refuerzo longitudinal y transversal.* 67
Figura Nº 13 *modelo de Whitney* 68
Figura Nº 14 *Modelo de Curva Esfuerzo-Deformación Hognestad,1951.* 69
Figura Nº 15 *Modelo del CEB* 69
Figura Nº 16 *Esfuerzo - Deformación de concreto Confinado Kent y Park* 70
Figura Nº 17 *Esfuerzo-Deformación de concreto confinado de Mander 1988.* . 72
Figura Nº 18 *Gráfico Relación esfuerzo confinado f''c/f''co* 73
Figura Nº 19 *Núcleo de concreto confinado* 75
Figura Nº 20 *Curvatura de un elemento* 78
Figura Nº 21 *Diagrama Momento - Curvatura aproximado* 80
Figura Nº 22 *Modelo numérico del diagrama Momento Curvatura* 80
Figura Nº 23 *Diagrama momento curvatura viga doblemente armada.* 81
Figura Nº 24 Etapas del punto de Agrietamiento 82
Figura Nº 25 *Punto de agrietamiento* 83
Figura Nº 26 *Gráfico de Caso 1.* 85
Figura Nº 27 *Comportamiento del concreto (<0.70*210 kg/cm2) de forma lineal.* 86
Figura Nº 28 *Acero a compresión no fluye (>4200 kg/cm2),* 86
Figura Nº 29 *Punto de Cedencia Caso 2* 87

Figura Nº 30. Comportamiento del concreto (<0.70*210 kg/cm2) de forma lineal. 87
Figura Nº 31 Acero a compresión fluye (>4200 kg/cm2)..... 88
Figura Nº 32 *Punto de Cedencia Caso 3*..... 88
Figura Nº 33 *Comportamiento (f'c ≥ fc >0.70*210 kg/cm2) de forma lineal.*..... 89
Figura Nº 34 *Acero a compresión no fluye (>4200 kg/cm2)*..... 90
Figura Nº 35 *Condición de agotamiento último*..... 91
Figura Nº 36 *Punto de agotamiento último del concreto.*..... 91
Figura Nº 37 *Ductilidad Local por curvatura* 93
Figura Nº 38 *Modelo Trilineal y un modelo actuante M_D ante un sismo de gran magnitud* 94
Figura Nº 39 *Reserva de Ductilidad por Curvatura* 95
Figura Nº 40 *Modelo bilineal en función de la definición de rótula plástica* 96
Figura Nº 41 *Idealización de daño en vigas* 102
Figura Nº 42 *Diagrama Momento giro* 103
Figura Nº 43 *Diferencia entre diagrama momento curvatura y momento giro*. 103
Figura Nº 44 *Esquema de procedimiento usado para el análisis Pushover* 108
Figura Nº 45 *Esquema de procedimiento para determinar la curva capacidad*108
Figura Nº 46 *Curva idealizada para un análisis Estático no lineal* 110
Figura Nº 47 *Representación de la curva de capacidad* 111
Figura Nº 48 *Modelo de Simulación para el desarrollo en el software ETABS v18* 122
Figura Nº 49 *Secciones de Columna de la edificación en análisis*..... 123
Figura Nº 50 *Secciones de vigas de la edificación en análisis*..... 124
Figura Nº 51 *Detalles de vigas de la edificación en análisis* 125
Figura Nº 52 *Detalles losa aligerada de edificación en análisis* 126
Figura Nº 53 *Resistencia a compresión f'c para concretos curados al vapor.*. 128
Figura Nº 54 *Área de Ensayo 150x150mm* 131
Figura Nº 55 *Representación de ubicación de los puntos de rebote.*..... 133
Figura Nº 56. *Curvas de conversión resistencia a la compresión y valor de rebote R.* 134

Figura Nº 57. *ELE International Esclerómetro Test Hammer Modelo 35-1480.* 135
Figura Nº 58 *Vista isométrica de Modelo en Software ETABS* 137
Figura Nº 59 *Modo de Vibración N°01*..... 139
Figura Nº 60 *Modo de Vibración N°02*..... 140
Figura Nº 61 *Combinación de Análisis lineal Dinámico.* 142
Figura Nº 62 *Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Estático*..... 144
Figura Nº 63 *Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Dinámico* 145
Figura Nº 64 *Irregularidad de geometría Vertical*..... 151
Figura Nº 65 *Irregularidad discontinuidad de los elementos resistentes.* 152
Figura Nº 66 *Representación irregularidad Torsional.* 154
Figura Nº 67 *Irregularidad esquinas entrantes* 158
Figura Nº 68 *Representación irregularidad discontinuidad de diafragma.*..... 159
Figura Nº 69 *Momento Flector en Placas y Columnas debido a una fuerza Sísmica.* 162
Figura Nº 70 *Momento Flector debido a las fuerzas sísmicas* 162
Figura Nº 71 Deformación de concreto para el análisis pushover- Etabs 2018. 163
Figura Nº 72 *Diagrama de esfuerzo deformación unitaria del concreto* 164
Figura Nº 73 Diagrama de esfuerzo deformación unitaria del acero..... 164
Figura Nº 74 *Caso de cargas por gravedad Tomada de Etabs 2018.* 165
Figura Nº 75 Masa participativa de ambas direcciones Etabs 2018 166
Figura Nº 76 *Caso de cargas monotónicas dirección X Etabs 2018.* 167
Figura Nº 77 *Caso de cargas monotónicas dirección Y Etabs 2018* 168
Figura Nº 78 *Definición del punto de control dirección X Etabs 2018* 169
Figura Nº 79 *Definición del punto de control dirección Y Etabs 2018* 170
Figura Nº 80 *Fuerzas cortantes de la viga De análisis- Etabs 2018* 171
Figura Nº 81 *Respuesta de rotación de viga más esforzada de la estructura*. 176
Figura Nº 82 *Esfuerzos Axial y Momento torsor, de columna en L.* 177
Figura Nº 83 *Esfuerzos cortantes y Momento flector de columna en L.*..... 178

Figura Nº 84 *Respuesta de rotación de columna más esforzada de la estructura.* 181
Figura Nº 85 *Curva de capacidad dirección X.* 182
Figura Nº 86 *Curva de capacidad dirección Y* 184
Figura Nº 87 *Espectro elástico sismo raro – Adaptación propia* el valor de R=1. 186
Figura Nº 88. *Registro de usuario en la plataforma.* 187
Figura Nº 89 *Ubicación de pabellón administrativo de la UNU* 188
Figura Nº 90 *Espectro de peligro uniforme 475 años.* 188
Figura Nº 91 *Espectro de peligro uniforme 970 años* 189
Figura Nº 92 *Espectro de peligro uniforme 72 años* 189
Figura Nº 93 *Espectro de peligro uniforme 43 años.* 190
Figura Nº 94 *Espectros de análisis- elaboración propia.* 191
Figura Nº 95 *Representación bilineal de la curva de capacidad dirección X*... 192
Figura Nº 96 *Representación bilineal de la curva de capacidad dirección Y.*.. 193
Figura Nº 97 *Representación bilineal de sismo frecuente dirección X.* 195
Figura Nº 98 *Representación bilineal de sismo ocasional dirección X*..... 196
Figura Nº 99 *Representación bilineal de sismo diseño dirección X* 197
Figura Nº 100 *Representación bilineal de sismo raro dirección X* 198
Figura Nº 101 *Representación bilineal de sismo frecuente dirección Y* 199
Figura Nº 102 *Representación bilineal de sismo ocasional dirección X*..... 200
Figura Nº 103 *Representación bilineal de sismo diseño dirección X* 201
Figura Nº 104 *Representación bilineal de sismo raro dirección X* 202
Figura Nº 105 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección X.* 204
Figura Nº 106 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.* 206
Figura Nº 107 *Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Estático*..... 209
Figura Nº 108 *Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Dinámico* 210
Figura Nº 109 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección X,* 211
Figura Nº 110 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.* 212
Figura Nº 111 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección X.* 217
Figura Nº 112 *Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.* 218

RESUMEN

La presente Tesis tuvo como finalidad determinar cuál es el Desempeño Sísmico de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité visión 2000 mediante un análisis Estático No Lineal usando el Método Pushover, para los diferentes niveles de amenaza sísmica según la norma ASCE 41-17 y ser comparados con la actual norma de diseño Sismo resistente E030. De los resultados obtenidos, la infraestructura no cumple con los propósitos de desempeño sísmico propuestos en el comité Visión 2000 en ambas direcciones para una edificación esencial, siendo como máximo punto de desempeño ubicado en la zona de colapso, encontrándose fuera del rango de ocupación inmediata como establece la filosofía y principios de diseño sismorresistente E030. El análisis estático no lineal por el método Pushover mostró que en los niveles de desempeño de la edificación se encuentra en un nivel de C (Colapso), con un desplazamiento máximo de 7.1 cm y 9.4 cm en la dirección X e Y respectivamente, ante un evento sísmico con una probabilidad del 10% en 100 años, la edificación sufrirá un daño sustantivo estructural y no estructural.

PALABRAS CLAVE

Análisis no lineal, desempeño sísmico, punto de desempeño.

ABSTRACT

The purpose of this Thesis was to determine the Seismic Performance of the infrastructure of the UNU Administrative Offices according to the parameters proposed by the vision 2000 committee through a Non-Linear Static analysis using the Pushover Method, for the different threat levels. seismic according to the ASCE 41-17 standard and be compared with the current E030 earthquake resistant design standard. From the results obtained, the infrastructure does not meet the seismic performance purposes proposed in the Vision 2000 committee in both directions for an essential building, with the maximum performance point being located in the collapse zone, being outside the range of immediate occupation as establishes the E030 seismic design philosophy and principles. The nonlinear static analysis by the Pushover method showed that at the performance levels of the building it is at a level of C (Collapse), with a maximum displacement of 7.1 cm and 9.4 cm in the X and Y direction respectively, before a seismic event with a probability of 10% in 100 years, the building will suffer substantial structural and non-structural damage.

KEYWORDS

Nonlinear analysis, seismic performance, performance point.

INTRODUCCIÓN

Los avances científicos y tecnológicos nos han llevado a poder determinar con mayor precisión el comportamiento de las estructuras durante un evento sísmico, empleando métodos más aproximados como son los métodos de elementos finitos, considerando la no linealidad de los materiales durante su análisis.

Esto nos facilita en la actualidad para poder determinar el verdadero comportamiento de las estructuras durante un sismo y poder determinar el nivel de desempeño de la estructura ante un nivel de amenaza determinada.

La norma de diseño Sismorresistente vigente E.030 dentro de su filosofía de diseño establece como principios, evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad, sin embargo la norma de diseño sismorresistente no exige realizar un análisis considerando los diferente niveles de amenaza sísmica que se encuentra expuesta una edificación, como lo son los sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros como lo establece el comité de Visión 2000, ATC-40 y la actual norma ASCE 41-17.

Las ultimas actualizaciones de la norma de diseño Sismorresistente E030 ha obligado a muchos ingenieros estructurales actualizar y verificar los diseños anteriores a esta norma, para garantizar su filosofía y diseño.

El objetico de esta investigación fue realizar un análisis post diseño, para verificar si la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali cumple con la norma de diseño sismorresistente vigente, y determinar su comportamiento según los principios del comité Visión 2000, para ello se utilizó el método de análisis no lineal estático Pushover.

La investigación realizada se encuentra estructurada de la siguiente manera:

Capítulo I: Planteamiento del Problema; dentro de este capítulo se detalla el plan de la investigación realizado en el proyecto, formulación del problema, objetivos generales y específicos.

Capítulo II: Marco Teórico; en este capítulo se muestra las investigaciones sobre el tema, sus conclusiones y recomendaciones más resaltantes. Asimismo, en este capítulo de describe las bases teóricas, definiciones y términos básicos.

Capítulo III: Metodología de la Investigación; se detalla paso a paso la aplicación de la investigación, definiendo la población, muestra, diseño metodológico, materiales, equipos, técnicas e instrumentos usados para la recolección y tratamiento de datos.

Capítulo IV: Resultados; en este capítulo se evalúa, explica los resultados, del análisis no lineal por el método Pushover realizado a la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali.

Capítulo V: Discusión de Resultados, en este capítulo se realiza la discusión de los resultados obtenidos del análisis no lineal Estático por el método Pushover realizado a la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali

Capítulo VI: Conclusiones obtenidas en el desarrollo de la presente tesis.

Capítulo VII: Recomendaciones.

Finalmente se presenta; la fuente bibliográfica y anexos de la investigación.

CAPITULO I:
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción y Fundamentación del Problema

Los eventos símicos ocurridos a lo largo de la historia han ocasionado grandes pérdidas de vidas humanas, materiales y económicas. Siendo el Perú un país que se encuentra ubicado en el cinturón del fuego del pacifico con un alto riesgo sísmico es necesario aplicar a nuestra realidad los últimos avances de la ingeniería sísmica.

Debido a estos últimos acontecimientos sísmicos ocurridos en el país, ha sido motivo de varias modificaciones de la Norma de Diseño Sismo Resistente E030. Los cuales muchas de las edificaciones existentes fueron diseñadas con normas que ahora ya no están vigentes, el cual obliga a las edificaciones realizar un análisis de la seguridad de la Estructura, un análisis post-diseño.

La capacidad de deformación o ductilidad de un edificio es un factor determinante para obtener un comportamiento sísmico adecuado. Para lograr un diseño sismo resistente óptimo es indispensable conocer los posibles mecanismos de falla de la estructura, hasta el nivel de colapso. Actualmente existen técnicas avanzadas de análisis no-lineal de estructuras, entre las que se encuentra el análisis estático y dinámico no-lineal.

Sin embargo, la norma de Diseño Sismo Resistente E030, no exige realizar un Diseño Sísmico considerando un modelo de comportamiento no Lineal de la Estructura, teniendo eso como premisa, la presente tesis pretende realizar un análisis Sísmico por Desempeño (Análisis no Lineal), de esta manera obtener un comportamiento más real y aproximado de la estructura durante un sismo, determinado de esta manera los puntos de falla, nivel de desempeño y performance de una estructura ante un sismo.

Un análisis lineal no refleja un comportamiento real de una estructura durante un sismo, siendo la infraestructura de las oficinas Administrativas de la

UNU una edificación esencial, se debe garantizar su funcionamiento y seguridad después de un sismo.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

- ¿Cuál será el desempeño sísmico de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, diseñada con la normativa peruana y evaluada por los parámetros del Comité Visión 2000?

1.2.2. Problemas Específicos

- ¿La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, diseñada con la normativa peruana cumplirá con los objetivos de diseño propuestas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, mediante un análisis estático no lineal?

- ¿La infraestructura de las oficinas Administrativas de la UNU, diseñada con la normativa peruana cumplirá con los niveles de desempeño adecuado según su importancia de la edificación, propuestas por el comité VISIÓN 2000?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

- Determinar cuál es el Desempeño Sísmico de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité visión 2000.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el diseño estructural de las Oficinas Administrativas de la UNU, si cumple con los objetivos de diseño de la actual norma de diseño Sismorresistente E.030

- Determinar los niveles de desempeño sísmico de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, mediante un análisis Estático no Lineal- Pushover utilizando los parámetros del comité visión 2000.

1.4. Justificación e Importancia

En la actualidad se ha tenido varias modificaciones de la Norma de Diseño Sismo Resistente E030, esto, debido a los acontecimientos sísmicos producidos en el país, así como también por el avance tecnológico y la obtención de registros de aceleraciones durante los sismos. Sin embrago en la actualidad muchas edificaciones existentes fueron diseñadas considerando un comportamiento lineal con normas que ahora ya no están vigentes, el cual obliga a las edificaciones realizar un análisis de la seguridad de la Estructura, un análisis post-diseño. Las edificaciones en el país han venido sufriendo estragos durante los últimos eventos sísmicos de gran intensidad suscitado, más del 50% de las edificaciones de la Universidad Nacional de Ucayali fueron diseñadas bajo normas de diseño Sismorresistente que en la actualidad no se encuentran vigente, como lo es la norma de diseño sismorresistente del año 1997, 2003, 2016, 2018, 2019, es por eso que los ingenieros estructurales se encuentran en la obligación de realizar una verificación post Diseño a la infraestructura que alberga a los estudiantes universitarios, docentes universitarios, personal administrativo y público en general que acude al campus universitario.

La actual norma de diseño Sismorresistente E.030 con su última actualización en el año 2019, clasifica las edificaciones según su uso, la infraestructura de las oficinas administrativas de la universidad Nacional de Ucayali en su primer nivel alberga al centro médico de la universidad siendo este

la primera barrera de contención y atención a las personas que podrían sufrir lesiones producto de un sismo en la comunidad universitaria, convirtiéndola en una edificación esencial A2, el cual no fue considerada de esta manera durante su diseño en el año 2003, siendo clasificada esta como edificaciones comunes C, es por eso la importancia de un análisis post diseño del sistema estructural de las oficinas administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, para determinar cuál será su desempeño sísmico durante un sismo.

Nuestro país no dispone de normas donde se considere el diseño por desempeño de estructuras de concreto Armado, por lo que se recurre a normas de otros países. Así mismo la norma de Diseño Sismo Resistente E030, no exige realizar un análisis no lineal de la Estructura, teniendo eso como premisa se pretende realizar un análisis Sísmico por Desempeño (Análisis no Lineal), de esta manera obtener un comportamiento más real y aproximado de la estructura durante un sismo, determinado de esta manera los puntos de falla, nivel de desempeño y performance de una estructura ante un sismo.

En el diseño sismorresistente es fundamental verificar el desempeño sísmico ante varias acciones, a las que probablemente estarán sujetas las estructuras. En tal sentido, si la resistencia del sistema estructural a fuerzas laterales se desarrolla a un nivel de respuesta sísmica menor que la correspondiente al sismo de diseño, aparecerán deformaciones inelásticas, con plastificación de algunas secciones.

Por consiguiente, se deberá realizar un diseño donde se verifique el desempeño sísmico, siendo el análisis no-lineal la mejor opción para dar solución a tal problema. En tal sentido en la presente tesis se darán los conocimientos necesarios para poder utilizar el análisis estático no-lineal y así obtener diseños estructurales que sean capaces de soportar sismos de gran magnitud sin que presenten daños estructurales, siendo la infraestructura de las oficinas Administrativas de la UNU una edificación esencial, se debe garantizar su funcionamiento y seguridad después de un sismo.

1.5. Limitaciones y alcances

Limitaciones

- La Pandemia ocasionada por el Virus SARS-CoV-2 (COVID-19) durante los años 2020-2021 limito el ingreso al campus universitario de la Universidad Nacional de Ucayali para la aplicación del ensayo de esclerometría para determinar la resistencia del concreto del pabellón de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, así como la recolección de datos de campo.
- La no existencia de antecedes locales de investigaciones relacionados al tema de análisis no lineal de Estructuras, lo cual limito la comparación de los resultados obtenidos.

Alcances

- El alcance de este trabajo de investigación busca dar a conocer la importancia de un análisis post diseño a la comunidad ingenieril, determinando de esta manera las posibles fallas de la Infraestructura de las oficinas administrativas de UNU durante un acontecimiento sísmico.
- Difundir los conocimientos de análisis no lineal de estructuras a los estudiantes de pre grado de la Universidad Nacional de Ucayali, la Región y el País.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

HI: El diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000.

HO: El diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000.

1.6.2. Hipótesis Especificas

- HI: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030.

  HO: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030.

- HI: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, según los parámetros propuesto por el comité Visión 2000.
  HO: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU no cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, según los parámetros propuesto por el comité Visión 2000.

1.7. Sistema de Variables, Dimensiones e Indicadores

1.7.1. Variable Independiente.

- Infraestructura de las oficinas administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali.

1.7.2. Variable Dependiente.

- Desempeño sísmico.

1.7.3. Definición operacional de variables, dimensiones e indicadores

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD	TIPO DE VARIABLE	ESCALA	INSTRUMENTO
VI: Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali	Infraestructura de la Universidad Nacional de Ucayali construida en el año 2003. (OGI-UNU)	Las edificaciones se clasifican según su configuración estructural, las cuales son determinadas mediante métodos de análisis sísmicos a) Análisis Sísmico Estático b) Análisis Sísmico Modal dinámico	**D1:** Análisis Sísmico Estático	**I1:** Zonificación Sísmica	**U:** Adimensional	Cuantitativo	Razón	N.T.P E030-2019 RESOLUCIÓN MINISTERIAL N.º 043-2019-VIVIENDA
				I2: Peligro Sísmico				
				I3: Sistema de la Edificación				
			D2: Análisis Sísmico Modal Dinámico	**I1:** Espectro de Pseudoaceleraciones	**U1:** Aceleración (m/s2)			
				I2: Modos de Vibración	**U2:** Adimensional			
				I3: Periodos Fundamentales	**U3:** Tiempo (s)			
VD: Desempeño Sísmico	Comportamiento de la Edificación ante una amenaza sísmica (Aguiar, 2003)	El desempeño sísmico está asociado a los objetivos de desempeño de la edificación y los niveles de amenaza sísmica	**D1:** Objetivos de desempeño.	**I1:** Totalmente Operacional	Adimensional	Cuantitativo	Nominal	Norma ASCE 41-17, Norma ATC 40, Comité Visión 2000
				I2: Ocupación Inmediata				
				I3: Seguridad de Vida				
				I4: Prevención de Colapso				
			D2: Niveles de amenazas sísmica	**I1:** Sismo frecuente				
				I2: Sismo Ocasional				
				I3: Sismo Raro				
				I4: Sismo muy Raro				

CAPITULO II:

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes De La Investigación

Para poder realizar la presente investigación se han considerado investigaciones nacionales e internacionales al tema de estudio que ha sido base para la elaboración teórica.

2.1.1. Antecedentes Locales

Cruz & Ríos (2019). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Los Pabellones De Aulas N°1 Y N°2 De La Universidad Nacional De Ucayali",* aplicaron el modelo italiano Benedetti y Petrini, para determinar el índice de vulnerabilidad de dos pabellones de aulas de la Universidad Nacional de Ucayali, teniendo como resultado que ante un sismo severo los pabellones de las Aulas N°01 Y N°02 sufrirán falla de columna corta, piso blando, la tabiquería colapsaría, pudiendo llevar a un posible colapso de la infraestructura.

Cordova & Mallma (2018). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Evaluación Del Riesgo Sísmico De Las Edificaciones Educativas De Módulos Construidos Por El Instituto Nacional De Infraestructura Educativa Y Salud (INFES), En La Región Ucayali; Durante El Periodo De 1992 Al 2000",*realizo la evaluación del riesgo sísmico de Institución educativa Auristela Dávila Zevallos, concluyendo que en la estructura de los módulos existe una mala estructuración el cual producirían daños severos e irreparables para la edificación ante un sismo de mediana intensidad.

Cartagena & Del Águila (2018). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Análisis Y Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica Del Hospital II De Pucallpa – Essalud",* tuvo como resultado que algunas de las edificaciones presentan un índice de vulnerabilidad sísmica media y alta, riesgo sísmico medio y alto, con derivas que no cumplen con la norma E030.

Teniendo como resultados críticos en la resistencia global ocasionando fallas ante un evento sísmico.

2.1.2. Antecedentes Nacionales.

Campos & Leandro (2022). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, Provincia de Lima, Departamento de Lima",* concluye que los resultados obtenidos del análisis Pushover de una edificación de 3 niveles, arrojaron que dicha estructura cuenta con los propósitos de desempeño planteados por SEAOC VISION 2000, para la dirección XX el desempeño de la edificación es de resguardo de vida y en el eje YY se observa el desempeño es de resguardo de vida, excepto en las aletas de las placas del primer nivel que sobrepasan el nivel de resguardo de vida**.**

Izquierdo & Mendoza (2022). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, "*Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque, aplicando el procedimiento no lineal estático"* , concluye que después de haber evaluado el diseño de una institución educativa a partir de la norma técnica peruana E.030 (2018) y de acuerdo a estándares internacionales que fueron utilizados como guía de análisis en la evaluación del desempeño sísmico, siendo los parámetros propuestos por el comité VISION 200 (SEAOC, 1995) y ASCE/SEI 41-17 (2017), resultó que el nivel de desempeño obtenido es de resguardo de vida, indicando que la estructura puede todavía posee suficiente resistencia y rigidez en los entrepisos, aun soporta cargas de gravedad , posee derivas permanentes y su reparación no es económicamente recomendable pese que presenta un margen de seguridad frente al colapso.

Huerta (2022). – En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, "*Desempeño Sísmico De Edificios Multifamiliares De Muros Estructurales Aplicando El Método De Espectro De Capacidad"*, estudio cuatro edificaciones

multifamiliares ubicado en la zona sísmica Z4, construido sobre un suelo de perfil tipo S1. El cual determina el desempeño estructural de los cuatro edificios mediante el análisis estático no lineal (AENL), utilizando el método de espectro de capacidad (MEC) de la norma ATC-40 (1996) y FEMA – 440 (2005), obteniendo como resultado que el punto de desempeño de cada una de las edificaciones estudiadas tiene un desempeño optimo ante un sismo de diseño y sismo máximo en las direcciones X e Y.

Ramos (2021). – En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares mediante métodos convencionales, edificio multifamiliar Benjamín Del Solar, Sachaca, Arequipa 2021",* realiza la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares, aplicando el método de análisis lineal estático, dinámico modal y análisis no lineal estático, para que determine el comportamiento sísmico, teniendo como resultado que la edificación se encuentra en el nivel de seguridad de vida (LS), además menciona que la norma peruana de diseño sismorresistente proporciona una conservadora resistencia a las edificaciones de concreto armado, limitando las derivas de entre piso al 7 por mil.

Mayhua (2018). – En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, *"Diseño Estructural por Desempeño Sísmico de un Edificio de 5 pisos en el Distrito de Ascensión, Provincia de Huancavelica",* en su planteamiento del problema manifiesta que "el método más utilizado en la ingeniería sismorresistente está basado en las especificaciones de la Norma Técnica E-030, la cual no considera el estado ultimo de resistencia para un nivel de sismo severo, el cual no permite evaluar los factores importantes como son: el comportamiento inelástico de la estructura, el grado de ductilidad de la estructura, la capacidad de la estructura de formar rotulas plásticas sin alcanzar el colapso bajo las cargas sísmicas".

Calcina (2017). - en su tesis de maestría *"Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De Once Pisos Utilizando Análisis Estático Y Dinámico No-Lineal"* busca evaluar el desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos

utilizando el análisis estático y análisis dinámico no lineal, mencionando que en la gran parte de los esfuerzos de la Ingeniería Sísmica están centrado en el desarrollo y la aplicación de los métodos de evaluación de estructuras existentes, con la finalidad de identificar el desempeño de las edificaciones ante una demanda inducida por un sismo.

Aplicando el programa ETABS 2016 v16.0.3 realiza el análisis no lineal estático y dinámico utilizando los parámetros de la norma FEMA 273 y ATC-40, el cual se obtiene como resultado final del análisis, las rotulas plásticas en los elementos estructurales ante la ocurrencia de un sismo podrían a llegar a producir daños y con esto dejar de funcionar. Todos estos resultados dieron a conocer las zonas débiles de la edificación. Obteniéndose la curva de capacidad y el punto de desempeño, permitiendo comprender los mecanismos de falla que gobiernan la ductilidad y de requerir una mayor ductilidad debe diseñarse el edificio para que las rótulas plásticas ocurran en todos los extremos de las vigas y columnas.

Auris (2017). - En su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil; *"Análisis Del Desempeño Sísmico En Estructuras De Instituciones Educativas Del Sector De Azapampa, Distrito De Chilca, Huancayo – 2016"* concluye lo siguiente: "El desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas cumple con la propuesta del ATC-40, además menciona que los objetivos de desempeño pueden ser asignados a una edificación a partir de las consideraciones de funcionalidad, economía, y de preservación. La propuesta del ATC-40, muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Así mismo utilizando el análisis Estático no lineal – Pushover, los resultados numéricos obtenidos se asemejan a un comportamiento más real de la estructura, debido que se trabaja en el rango inelástico, en comparación con la norma E030 el cual recomienda trabajar en el rango elástico".

Huapaya (2017). – En su Tesis *"Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal"* indica lo siguiente; "diseñar estructuras a partir de un análisis lineal resulta muy costoso y hasta innecesario, debido que al diseñar teniendo las

fuerzas que se generan de las aceleraciones provenientes de un análisis resultan reforzamientos y secciones de concreto que no son reales e incluso excesivos.

El análisis no lineal, permite conocer un comportamiento más real de las edificaciones; como el coeficiente de Reducción Sísmica R, la ductilidad μ, indicadores que permiten aproximar a la realidad el sismo de diseño.

El cual en su tesis busca evaluar la sobre resistencia y ductilidad para edificios aporticados mediante el método estático no lineal y comparar su capacidad con la demanda propuesta en la norma E030, el cual realiza en edificaciones de 3,6,9,12,15 y 18, que funcionan como hoteles, apoyadas sobre un suelo rocoso tipo S1 y perteneciente a la zona sísmica 4.

Concluyendo con lo siguiente: El valor de la sobre - resistencia Ω y el factor de ductilidad μ, depende del periodo fundamental de la estructura. A medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta, el valor de la sobre resistencia Ω aumentan consigo también y el valor del factor de ductilidad μ disminuye a razón de una ecuación polinómica.

El espectro de capacidad de las estructuras es superior al espectro de demanda solicitado por la norma de diseño sismo E-030, además la resistencia al cortante última mostrada en las curvas de capacidad de las estructuras es superior al cortante de diseño presentado por la norma peruana de diseño sismo-resistente E-030".

Cisneros (2014). - En su Tesis *"Análisis Y Diseño Sísmico Por Desempeño De La Infraestructura De La Escuela Profesional De Ingeniería Civil".* indica lo siguiente: "La mayoría de Normas y Códigos sismorresistente tienen como objetivos básicos de evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo sugiere qué estos objetivos no sé han alcanzado de manera satisfactoria. En particular es relevante mencionar los

daños importantes en estructuras de concreto armado que se han observado en sismos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos sismos, y que sin embargo han llevado al colapso de estructuras o, a daños en elementos estructurales o no estructurales. Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseñó sísmico es el llamado diseñó Sísmico por Desempeño". En ese sentido considera que el Diseño por Desempeño debería ser establecido en la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030)."

2.1.3. Antecedentes Internacionales

González (2017-2018). – en su trabajo final de Master: *"Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados De Ductilidad. Aplicando La Norma Sismorresistente colombiana 2010 (Nsr-10)"* analiza la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de estructuras típicas de pórticos en hormigón armado, tomando diferentes criterios de ductilidad definidos por la NSR-10 que son de capacidad mínima de disipación de energía (DMI), capacidad moderada de disipación (DMO) y capacidad esencial de energía (DES). Se diseña la estructura cumpliendo con cada uno de los requerimientos sísmicos en las zonas de confinamiento de la estructura haciendo un comparativo de costo de cada uno de los casos incluyendo un modelo donde no se considere las cargas de sismo.

El cual se calcula por el método PUSH-OVER, análisis no lineal estático de plastificación progresiva, el espectro de capacidad y el grado de ductilidad real de la estructura de cada uno de los modelos.

Al realizar los análisis correspondientes de modelo, manifiesta que con el método de PUSH-OVER nos brinda mayores beneficios como proyectistas comparando con los métodos tradicionales de hoy en día, como falla y nivel falla

de la edificación, aunque este método cada vez es más conocido todavía no es incorporado por muchas normativas, la normativa americana y europea ya incluyen esta opción de cálculo, mientras que la normativa colombiana apenas fue añadida en el año 2010.

Los resultados de sus análisis indican que las rotulas plásticas se presentan en las plantas inferiores, lo que lleva a pensar que, por normativa se debe reforzar la estructura está cumpliendo todos los requerimientos sísmicos en todos los elementos. Pudiéndose con este análisis localizar estos detalles y reducir costos.

En tanto los costos de la edificación analizada se observa, que, en los costos la mejor opción no es la de disipar energía mínima (DMI) como se esperaba inicialmente, si no, la opción más desfavorable económicamente es aumentar el nivel de ductilidad a DMO, llevándonos a secciones más pequeñas principalmente en los pilares que viendo de la percepción arquitectónica es más óptimo".

Medina & Music (2018). Obras y Proyectos 23,63-67 – En su artículo científico "*Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena"*, mencionan que, "debido al cambio reciente de su normativa de diseño de muros de hormigón armado en chile, existe un interés de evaluar el nivel de desempeño de edificios de gran altura, el cual podría contribuir en un futuro completar la normativa chilena vigente. El cual en su artículo determinan el nivel de desempeño que alcanza un edificio estructurado en base de muros de hormigón armado".

Villanueva (2009).- en su tesis: *"Diseño Sísmico Por Desempeño Aplicado A Un Edificio De Hormigón Armado"* concluye que : "Al analizar la estructura mediante la teoría de Diseño por Desempeño, concluyen que aplicando la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch.433.Of.96, específicamente usando el método modal espectral y diseñando los elementos usando el código de diseño ACI-318-05, la estructura tiene un desempeño mejor que el esperado, ya que

permanecerá Operacional durante un Sismo Frecuente y un Sismo Ocasional, y garantizará la Seguridad de Vida luego de un Sismo Raro y un Sismo Muy Raro.

La aplicación de diseño sismo por desempeño es una herramienta que nos permite conocer en detalle el comportamiento de una estructura cuando esta es sometida a un determinado sismo, pudiendo de esta manera comprobar si el diseño preliminar utilizando la normativa nacional, es consistente con las expectativas de diseño de esta. De esta manera contamos con una herramienta extra de comprobación del diseño que nos permitirá asegurar la conformidad del mismo".

2.2. Revisión de conceptos básicos y bases teóricas.

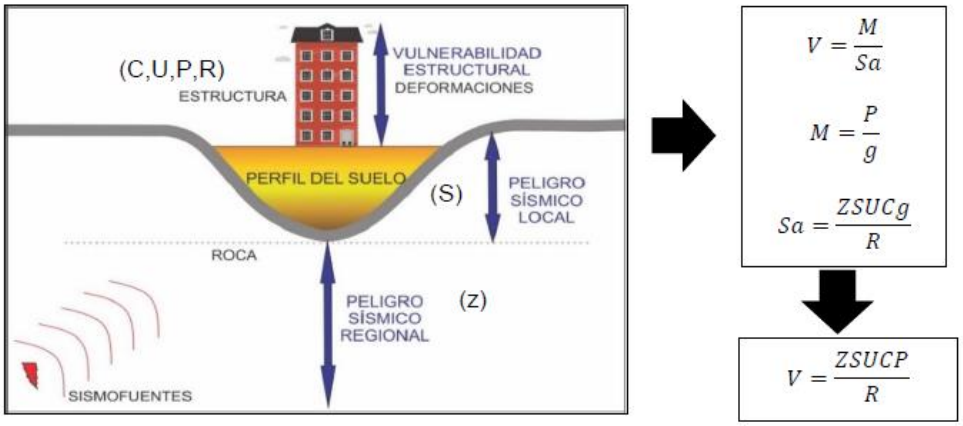
2.2.1. Demanda Sísmica

La demanda sísmica es ocasionada por sismos, los cuales generan movimiento del suelo, reflejado a través de oscilaciones. El objetivo de un diseño de una edificación es brindar espacios con condiciones seguras y confortables. Motivo por el cual la configuración estructural debe contar con los principios de resistencia, rigidez y ductilidad suficientes para que pueda responder adecuadamente a las solicitaciones sísmicas. La demanda sísmica de la estructura, estando representada por espectro de respuesta de aceleraciones.

La demanda sísmica se encuentra relacionada al riesgo de una edificación ubicada en una zona sísmica. Significando que la demanda sísmica está asociada a la fuerza cortante basal sísmica procedente del peligro sísmico y de la vulnerabilidad de las estructuras (Mayhua Huamán, 2018).

Figura Nº 1.

Demanda Sísmica



Fuente: Mayhua Huamán, 2018

El desempeño deseado de la estructura está relacionado a la definición de niveles de amenaza sísmica, que se pueden describir de manera probabilística y determinista. En la manera probabilística se da con relación a la probabilidad de ocurrencia de un determinado nivel de movimiento y con referencia la determinista se da con una magnitud dada y relacionada a una fuente especifica de un movimiento máximo. Para fines de diseño de estructuras se utilizan términos y parámetros ingenieriles tal como: intensidad macro sísmica, espectros de respuesta, aceleraciones pico.

2.2.2. Peligro Sísmico

El peligro Sísmico o peligrosidad sísmica es definida como la probabilidad que en una determinada región se produzcan movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado.

El peligro sísmico está asociado a la zona sísmica y a las condiciones locales del suelo las cuales dependen de sus características estratigráficas y topográficas. Es decir, depende de las características sismotécnicas de la zona, de las condiciones geotécnicas y de la topografía del lugar (Quintana y León, 2004)

A nivel mundial, el Perú es uno de los países de mayor potencial sísmico debido a que forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, región donde la Tierra libera más del 85% de la energía acumulada en su interior debido a los procesos de convección del manto.

La actividad sísmica en torno de la placa del Pacífico, es debida a los diversos procesos de convergencia de placas con velocidades de hasta 8 cm/año. En América del Sur, en su borde occidental, son las placas de Nazca y Sudamericana las que convergen y desarrollan el proceso de subducción mediante el cual, la placa oceánica de Nazca se introduce por debajo de la continental o Sudamericana

El registro de sismos por el IGP durante más de 60 años, ha permitido identificar y definir la existencia de importantes fuentes sismogénicas, clasificando a los sismos en función de la profundidad a la cual ocurren, en sismos de foco superficial (profundidad menor a 60 km), de foco intermedio (profundidad entre 61 y 300 km) y de foco profundo (profundidad mayor a 351 km) (Tavera, Hernando 2018)

Los sismos de foco superficial (círculos rojos), ocurren en mayor número frente a la línea de costa, alcanzando mucho de ellos magnitudes de hasta M8.5, causando daños importantes en las áreas urbanas ubicadas en la zona costera. Estos sismos también ocurren a lo largo de la cordillera y en mayor número, en las regiones San Martin, Ancash, Junín, Ayacucho, Cusco y Arequipa. La mayoría de los sismos alcanzaron magnitudes de hasta M6.5 causando importantes porcentajes de daño en superficie.

Los sismos de foco intermedio (círculos verdes), ocurren con mayor frecuencia en la región sur del Perú, en el borde oriental de la región norte y de manera puntual en torno de la ciudad de Pucallpa. En todos los casos, estos sismos alcanzaron magnitudes de hasta M7.2, aunque recientemente, el 26 de mayo ocurrió un sismo de M8.0 que sacudió el suelo de las localidades de Yurimaguas y Lagunas en la región Loreto con altas intensidades.

Los sismos de foco profundo (círculos azules), presentan sus epicentros en la zona de frontera entre Perú y Brasil con una clara distribución norte-sur, y en la frontera Perú y Bolivia con una orientación este-oeste. En el primer grupo los sismos son más frecuentes, pero en ambas regiones han alcanzado magnitudes de hasta M8.5, tal como ocurrió en el año 1993 en la frontera Perú – Bolivia. (Tavera, Hernando 2018).

Figura Nº 2.

Perfiles de Sismicidad en el Perú, Tavera, Hernando (2018)

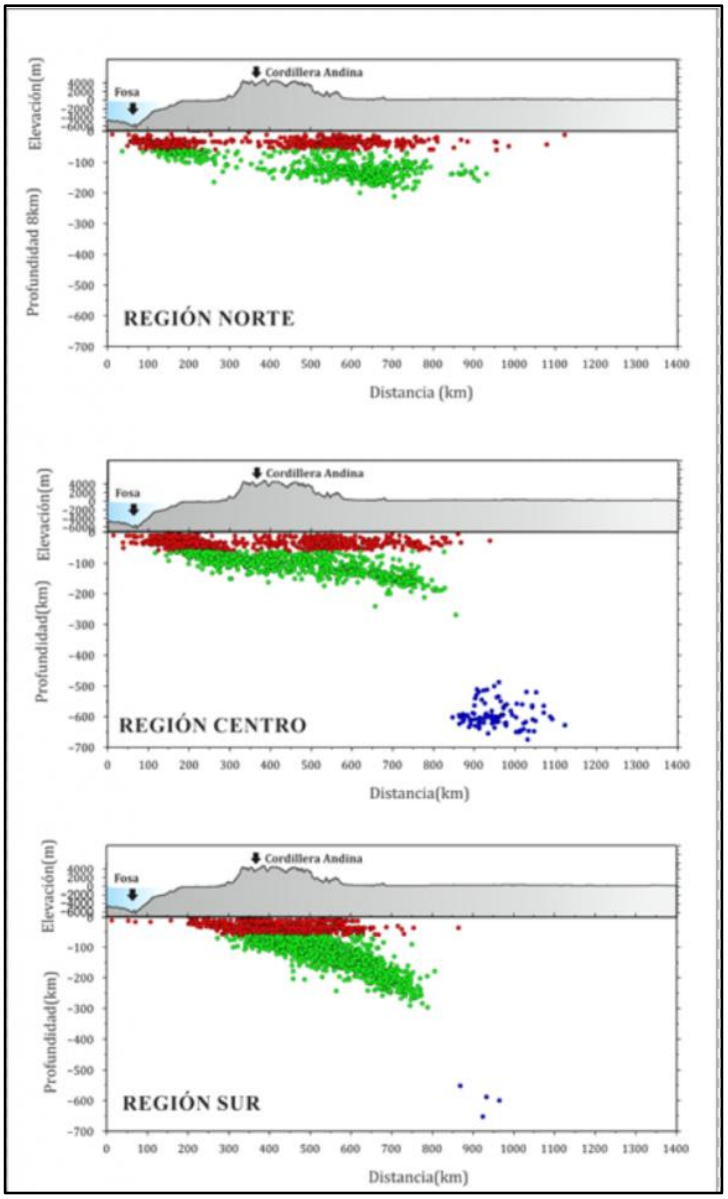
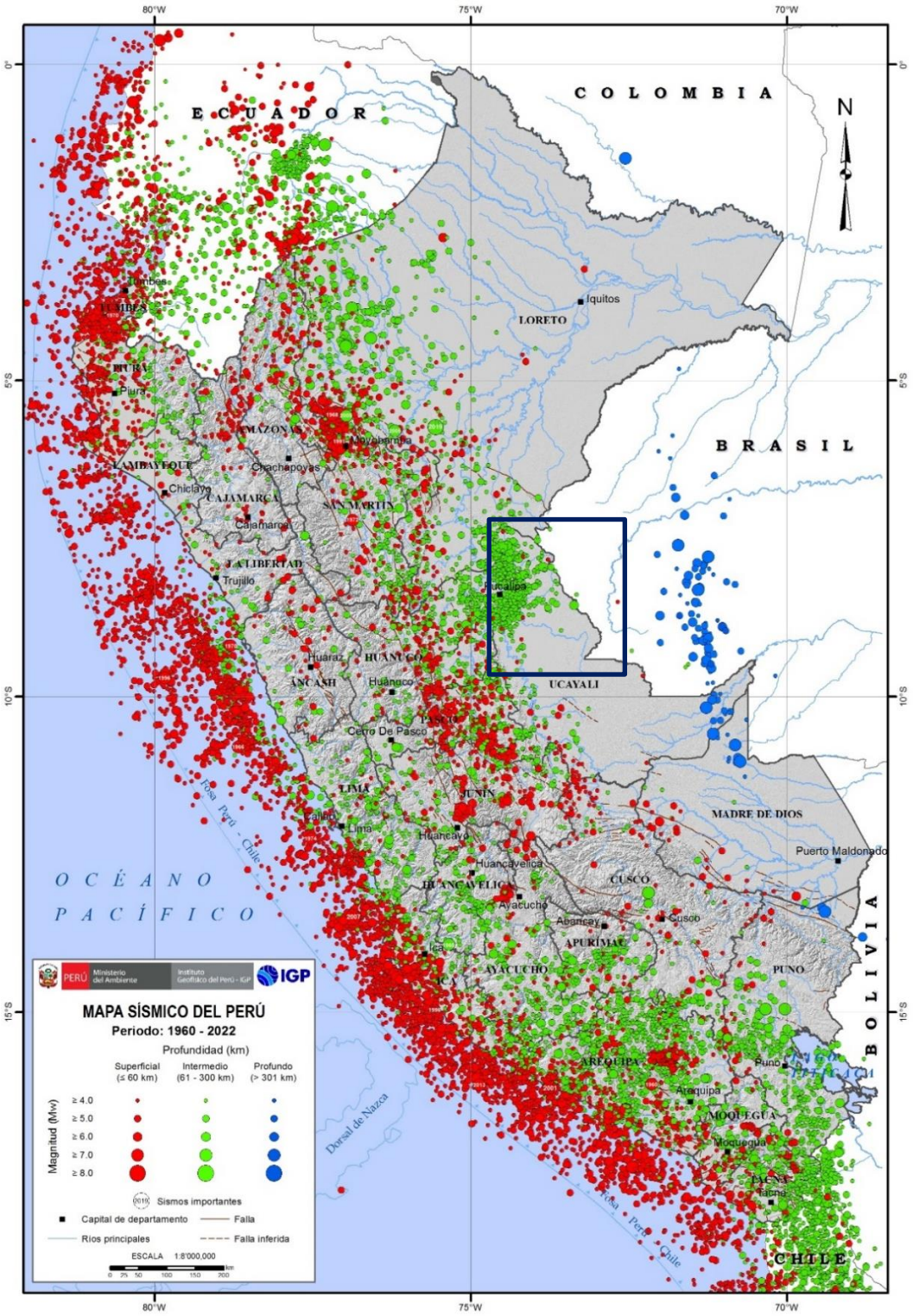


Figura Nº 3.

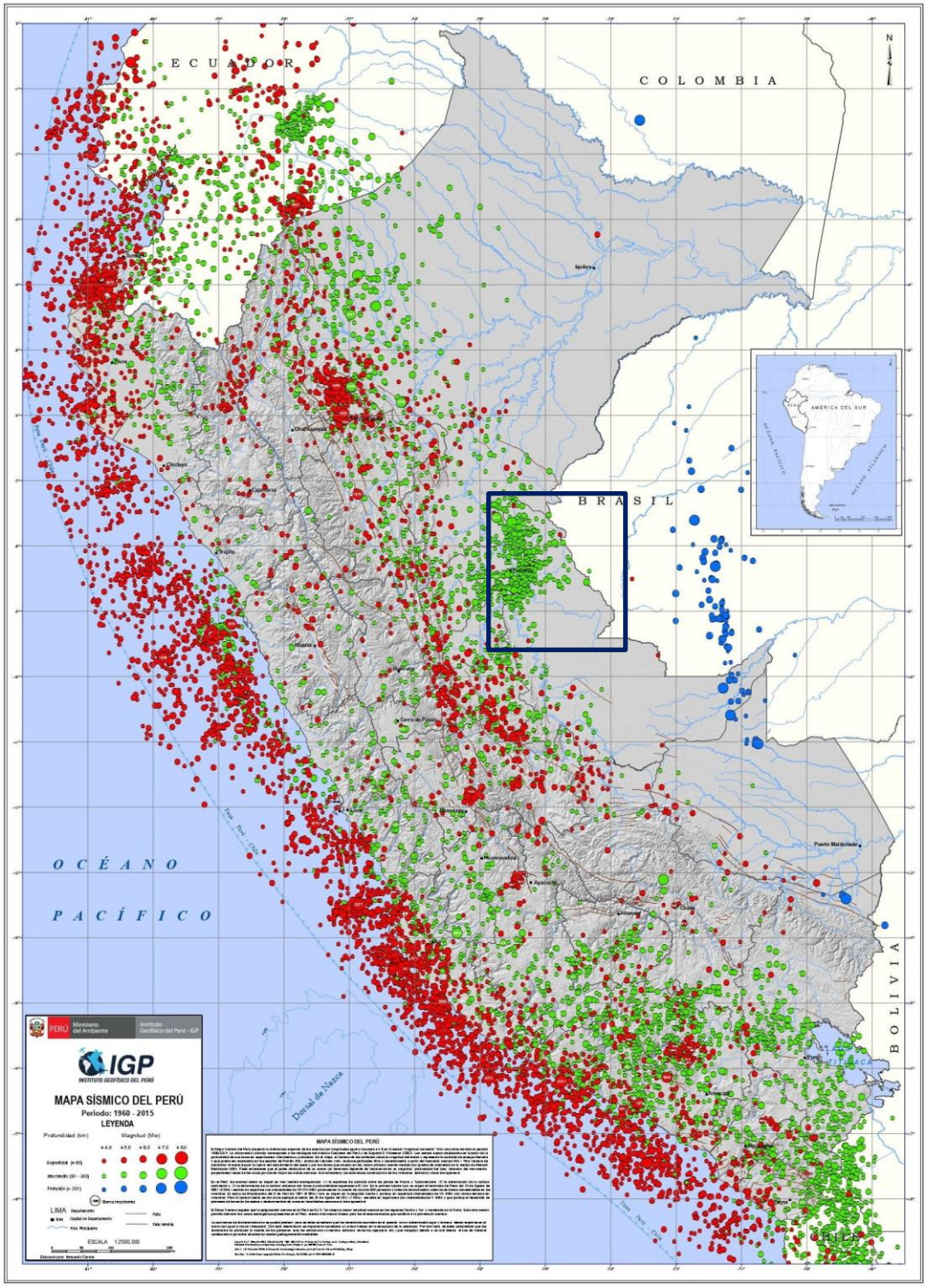
Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2022



Fuente: *Instituto Geofísico del Perú (2023)*

Figura Nº 4.

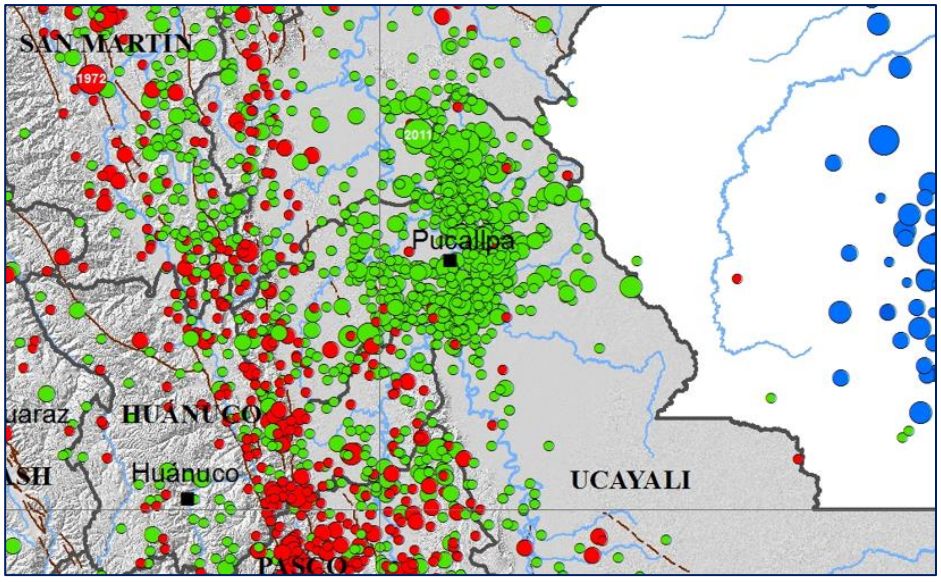
Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015



Fuente: *Instituto Geofísico del Perú (2023)*

Figura Nº 5.

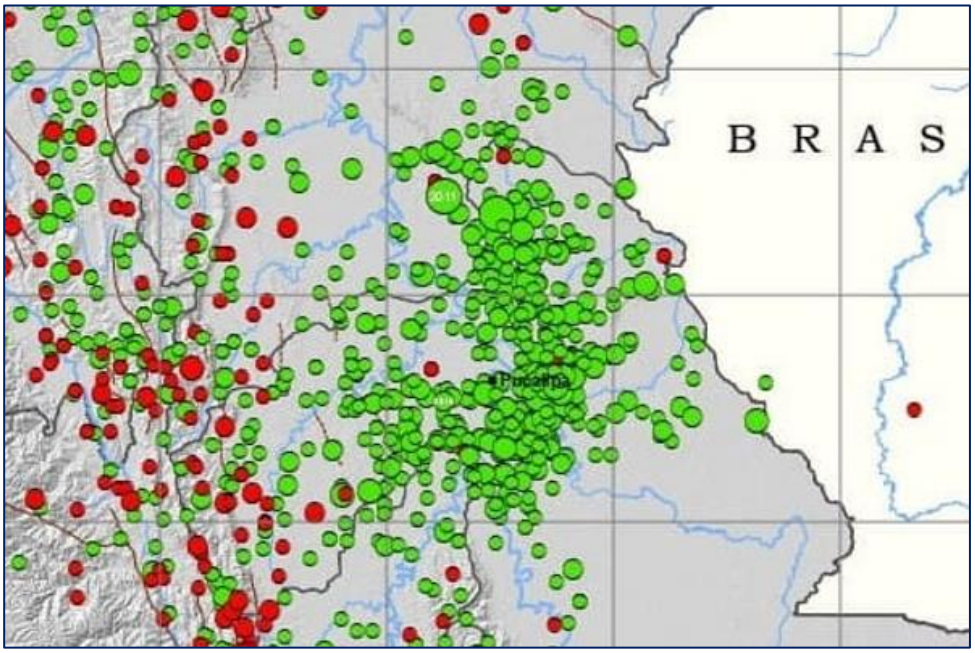
Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015



Fuente: *Instituto Geofísico del Perú (2023)*

Figura Nº 6.

Mapa Sísmico del Perú periodo 1960-2015

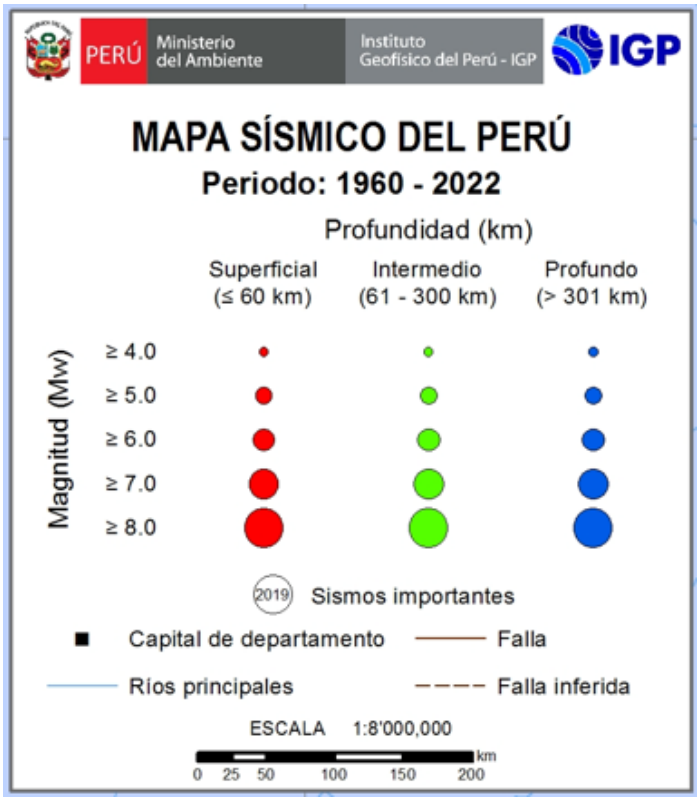


Fuente: *Instituto Geofísico del Perú (2023)*

En la figura Nº05 y la figura Nº06 se observa el incremento del sismo de profundidad intermedia en la región Ucayali, con un sismo máximo ocurrido en el año 2011 con una magnitud mayor a 7 en la escala de Richter con una profundidad de entre 61 a 300 km.

Figura Nº 7.

Leyenda de mapa sísmico



El ultimo sismo ocurrido en la región Ucayali reportando por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) informó que un sismo de magnitud 5.8 se registró el 23 de junio del 2023 a las 22:31 p.m. en la región de Ucayali. El epicentro del sismo fue a 43 kilómetros al norte de Pucallpa, en la provincia de Coronel Portillo.

2.2.3. Niveles De Amenaza Sísmica

El desempeño deseado de la estructura está relacionado a la definición de niveles de amenaza sísmica, los cuales se pueden describir de manera

probabilística y determinista. En la manera probabilística se da con relación a la probabilidad de ocurrencia de un determinado nivel de movimiento y con referencia la determinista se da con una magnitud dada y relacionada a una fuente especifica de un movimiento máximo. Para fines de diseño de estructuras se maneja términos y parámetros ingenieriles tal como: intensidad macro sísmica, espectros de respuesta, aceleraciones pico (Auris Romero, 2018).

El nivel de amenaza sísmica se debe contemplar en la ubicación de la estructura respecto al fallas geológicas existentes, las características de la geología regional y del sitio. De estos parámetros depende los movimientos a los que se someterán en el terreno, dichas consideraciones pueden alterar el desempeño esperado de la estructura, así también depende de la magnitud del sismo, distancia del epicentro hacia la edificación, la dirección de la transmisión a la rotura de la falla (Lloclle Helaccama,2021).

Siendo estos aspectos los que se deben estudiar y tomar en cuenta al momento del diseño de nuevos proyectos y/o evaluación de una estructura existente, basada en el desempeño.

2.2.3.1. Propuesta Visión 2000

Uno de los países con mayor conocimiento dentro del campo de la Ingeniería Sísmica es los Estados Unidos de Norte América; sin embargo, de ello, dos sismos recientes de magnitud moderada, como el de Loma Prieta de 1989, con una magnitud de 7.1, y el de Northridge de 1994, con una magnitud de 6.7, dejaron ocho mil millones y cuarenta mil millones de dólares en pérdida, respectivamente. El número de muertos en el sismo de Loma Prieta fue de 63 y 51 en el sismo de Northridge. Cifras demasiadas altas que motivaron la revisión de la filosofía de diseño, por parte del Comité VISION 2000.

En la nueva filosofía se da mayor importancia al diseño por desempeño que al diseño por resistencia, ya que este último por sí solo no garantiza un adecuado comportamiento de la edificación ante sismos menores. (Aguiar, 2003).

En términos de extensiones de recurrencia o posibilidad de excedencia son los niveles de Sismo de Diseño. Esto está expresado en un promedio de periodo del tiempo, su expresión es en años, entre el retorno de un sismo que produce efectos de mayor severidad (Adolfo Lloclle,2021).

Para poder evaluar el desempeño sismorresistente de una edificación el SEAOC (Structural Engineers Association of California) propone 4 niveles de peligro sísmico, los mismos denominados sismos frecuentes, sismos ocasionales, sismos raros y sismos muy raros, como se observa en la **tabla 01.**

Estos niveles se definen por los posibles daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes debido a estos daños y la importancia de la edificación (SEAOC, 1995).

El periodo de retorno es expresado por las siguientes ecuaciones.

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - P_e)} \qquad \text{……. } \textit{Ecuación 1}$$

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{\frac{1}{t}}} \qquad \text{……. Ecuación 2}$$

Donde:

T_R: Período de retorno (años)

P_e: Probabilidad de Excedencia

t: Vida útil de la edificación

Conocido el periodo de retorno y aceleración del periodo para un nivel de sismo.

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)^{0.4} \text{ ... ... Ecuación 3}$$

$$a_2 = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) * a_1 \text{ ... ... Ecuación 4}$$

Donde:

T_{R1}: Período de retorno para el nivel de sismo 1

T_{R2}: Período de retorno para el nivel de sismo 2

a_1: aceleración del sismo 1

a_2: aceleración del sismo 2

Al observar el período de retorno del sismo frecuente, se aprecia que este evento si se va a registrar durante la vida útil de una edificación que por lo regular es de 50 años. La nueva visión es que se tome en cuenta este sismo en el diseño y no únicamente el sismo raro, que se tome en cuenta y que se verifique el desempeño que va a tener la edificación acorde a lo indicado en las tablas 1.1 y 1.2. Lo propio se puede indicar para el sismo ocasional, que tiene una alta probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura. Finalmente se ha añadido un nuevo evento denominado sismo muy raro, con una baja probabilidad de ocurrencia. (Aguiar, R. 2003).

Tabla 1.

Niveles de Peligro Sísmico según SEAOC VISION 2000.

Sismo	Vida útil	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno
Frecuente	30 años	50 %	43 años
Ocasional	50 años	50 %	72 años
Raro	50 años	10 %	475 años
Muy raro	100 años	10 %	970 años

Las normas que están vigentes en la mayoría de los códigos y normativas sísmicas, tienen como objetivo principal que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo, el mismo que se define mediante

estudios de peligrosidad sísmica, considerando una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10% de probabilidad de excedencia. Este sismo tiene un período de retorno que está alrededor de los 475 años. Para este evento, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse. De tal forma que el objetivo principal de la mayor parte de los códigos es salvar vidas para el sismo severo. (Aguiar, 2003).

Se indica una descripción muy resumida de las definiciones utilizadas por el Comité Visión 2000 para el comportamiento esperado para los diferentes niveles de desempeño, expresado en términos de los efectos que un sismo puede dejar en las edificaciones.

Tabla 2.

Definiciones del Desempeño Estructural según NEHRP y VISION 2000.

GUIA NEHRP	***VISION 2000***	***Descripción***
Operacional	Completamente Operacional	A
Inmediatamente Ocupacional	Ocupacional	B
Seguridad de vida	Seguridad de vida	C
Prevención de colapso	Cerca de colapso	D

Fuente: *Aguiar 2003*

A.- La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.

B.- No hay daño significativo a la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenia antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.

C.- Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros, pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.

D.- Daño sustantivo estructural y no estructuras. Existe una gran degradación de la resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

De acuerdo al uso que va a tener una estructura, el Comité VISION 2000 ha presentado un nivel mínimo de desempeño, el mismo que se indica en la tabla 3, para tres tipos de edificaciones: básica, esencial y de seguridad crítica.

La visión a futuro de diseño sísmico de estructuras, consiste en verificar el desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener la edificación para cada uno de los sismos indicados en la tabla e, de acuerdo al uso de la misma. Esta verificación se la realiza sobre la base de las distorsiones máximas permitidas, en base al grado de daño local y global de la estructura y en base al Índice de Desempeño. (Aguiar, 2003).

Tabla 3.

Sismo de análisis y Desempeño esperado en las edificaciones

Sismo	(O)	IO	LS	CP
Frecuente	♦			
Ocasional	▪	♦		
Raro	❖	▪	♦	
Muy Raro		❖	▪	♦

- O : Operacional
- IO : Ocupación Inmediata
- LS: Seguridad de Vida

- CP: Prevención de colapso

- ♦ Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.
- ▪ Edificaciones esenciales como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.
- ❖ Edificaciones de seguridad crítica.

2.2.3.2. Propuesta ATC - 40

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) de la Comisión de Seguridad Sísmica de California (SSC), publica en 1996 la norma ATC-40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Evaluación Sísmica de Edificios y Rehabilitación de edificios de Hormigón) define tres niveles de sismo: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, como se describe a continuación.

Sismo de servicio (SE): Movimiento del suelo con una probabilidad de 50% de excedencia durante 50 años. Tiene un periodo de retorno (T)de 75 años. Sismo considerado como frecuente ya que su ocurrencia es más de una vez durante el tiempo de vida útil de la edificación.

Se puede tomar de referencia como la mitad de un sismo de diseño además que representa un sismo ocasional.

Sismo de servicio (DE): Movimiento del suelo con una probabilidad de 10% de excedencia durante 50 años. Tiene un periodo de retorno (T) de 475 años. Movimiento sísmico considerado poco frecuente, intensidad moderada y severa por lo que su ocurrencia es menos de una vez durante la vida útil de la edificación.

Por lo general es el que se establece por las normas de diseño de estructuras convencionales, además que representa un sismo raro

Sismo Máximo (DM): Movimiento del suelo con una posibilidad de 2% y 5% de excedencia durante 50 años. Tiene un periodo de retorno (T) de entre 975

y 2475 años. Movimiento sísmico considerado como máximo que pueda someterse sobre una estructura.

Por lo general se toma como referencia entre 1.25 y 1.50 veces el valor de un sismo de diseño, generalmente utilizado para el diseño de edificaciones esenciales, representado a un sismo muy raro.

2.2.3.3. Propuesta del ASCE/SEI 41-17

El ASCE/SEI 41-17 establece 5 niveles de amenaza sísmico que se usan para la determinación de los distintos tipos de objetivos de desempeño.

a. Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 50% en el tiempo de 50 años con un periodo de regreso de 72 años. Es decir que es el equivalente al sismo ocasional de la Tabla 1.

b. BSE-1E: Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 20% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 225 años.

c. BSE-2E: Evento sísmico con posibilidad de ocurrencia de 5% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 975 años.

d. BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE 7. Es un sismo con una posibilidad de ocurrencia de 10% en el tiempo de 50 años con un periodo de retorno de 475 años. Es el equivalente al sismo raro de la Tabla 1.

e. BSE-2N: Corresponde al MCER (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con la probabilidad de excedencia de 2% en el tiempo de 50 años, con un periodo de retorno promedio de 2475 años.

2.2.3.4. Según la Norma Técnica Peruana NTE E.030-2019

La normativa peruana, así como en la mayoría de los reglamentos sismorresistente en Latinoamérica, establece el sismo de diseño de una estructura con que se debe analizar para que la edificación sea capaz de soportar el sismo de diseño con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años. (NTP. E-030, 2019), que de acuerdo a los niveles de sismo propuesto por el comité Visión 2000 hace referencia a un sismo raro.

2.2.4. Objetivos de Desempeño

El objetivo de desempeño consiste, en determinar el deseado nivel de un edificio para una o varias demandas símicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (representado mediante rótulas plásticas), para un nivel de demanda símica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles de demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

Un Objetivo de Comportamiento dual o múltiple puede ser creado seleccionando dos o más niveles de comportamiento del edificio deseado, cada uno para un diferente nivel de sismo.

Un Objetivo de desempeño de una estructura se define escogiendo un nivel de desempeño del edificio anhelado para un nivel dado de sismo. Lo cual deberá ser muy satisfactorio, con muy pocas deficiencias o fallas después de ocurrencia de un evento extraordinario esperado, por lo general se considera 50 años de periodo de retorno, para lo cual se ha diseñado la estructura

Para seleccionar el objetivo de desempeño, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su

interior, y consideraciones de importancia de la estructura como por ejemplo patrimonio histórico y cultural (Bozorgnia y Bertero, 2006).

2.2.4.1. Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), clasifica a las estructuras en tres grandes grupos de acuerdo a su importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas (ejemplo, depósitos radioactivos), 2) estructuras esenciales (ejemplo, hospitales) y 3) estructuras básicas (ejemplo, viviendas). La siguiente tabla, muestra la propuesta por el comité Visión 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Tabla 4.

Objetivos de Desempeño propuesto por el Comité Visión 2000

AMENAZA SISMICA	**PROBABILIDAD**		**NIVEL DE DESEMPEÑO**			
NIVEL	**% OCURRENCIA**	**PERIODO**	**(TO)**	**(IO)**	**(LS)**	**(CP)**
FRECUENTE	50% EN 30 AÑOS	42 AÑOS	1	0	0	0
OCASIONAL	50% EN 50 AÑOS	72 AÑOS	2	1	0	0
RARO	10% EN 50 AÑOS	475 AÑOS	3	2	1	0
MUY RARO	10% EN 100 AÑOS	975 AÑOS	-	3	2	1
0	Desempeño inaceptable de para cualquier edificación					
1	Edificaciones básicas: Residencias, viviendas y oficinas					
2	Edificaciones esenciales: Hospitales, bomberos					
3	Edificaciones de Seguridad Critica : Depósitos radiactivos					

Fuente: Elaboración propia

- TO: Totalmente Operacional
- IO: Ocupación inmediata
- LS: Seguridad de Vida.
- CP: Prevención de Colapso

El desempeño inaceptable por cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima del color respectivo. Los casilleros en blanco representan un desempeño inadecuado para cualquier tipo de edificación.

2.2.4.2. Propuesta Del ATC-40

La propuesta del ATC-40 combina los niveles de desempeño con los movimientos sísmicos. Son considerados de acuerdo a sus características funcionales, económicas, legales y de preservación de cada estructura.

Tabla 5.

Objetivos de Seguridad básica para estructuras convencionales.

Amenaza Sísmica	**Nivel de Desempeño**			
	O	**IO**	**LS**	**ES**
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			x	
Sismo Máximo, ME				x

Fuente: *ATC 1996*

- **O:** Operacional
- **IO:** Ocupación Inmediata
- **LS:** Seguridad de vida
- **ES:** Estabilidad Estructural

2.2.4.3. Propuesta FEMA 440

El Objetivo Básico de Seguridad, mostrado en la tabla, es un nivel de objetivo de desempeño dual, definido como un comportamiento del edificio que alcanza el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, 3-C, para un Nivel de Sismo de Diseño y el Nivel de desempeño Estabilidad Estructural, 5-E, para el Nivel de Sismo Máximo.

Tabla 6.

Objetivo Básico de Seguridad

Amenaza Sísmica	**Objetivo Básico de Seguridad**			
	Nivel de comportamiento del Edificio			
	O	IO	LS	ES
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			x	
Sismo Máximo, ME				x

Fuente: FEMA 356

Tabla 7.

Objetivos de Rehabilitación

Peligro Sísmico	**Nivel de comportamiento del Edificio**			
	O	**IO**	**LS**	**CP**
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
10%/50 años	i	j	k	l
2%/50 años	m	n	o	p

Fuente: (FEMA -356)

Observación

1. Cada celda en la matriz de arriba representa un objetivo de Rehabilitación Discreto.

2. Los Objetivos de Rehabilitación en la matriz de arriba pueden ser usados para representar tres específicos objetivos de rehabilitación como sigue:

   k+p = Objetivo Básico de Seguridad (BSO)

   k + p + cualquiera de a, e, i, b, f, j ó n = Objetivo Incrementado solo o, solo n, solo m = Objetivo Incrementado

   c, g, d, h, i= Objetivos Limitados. (Vergara & Zevallos, 2014)

2.2.4.4. Propuesta ASCE 41-17

El Objetivo de Desempeño consistirá en uno o más pares de un Nivel de Riesgo Sísmico seleccionado, con un Nivel de Desempeño Estructural objetivo y un Nivel de Desempeño No Estructural objetivo.

2.2.4.4.1. Nivel de Desempeño Estructural

El Nivel de Desempeño Estructural de un edificio se seleccionará entre seis Niveles de Desempeño Estructural discretos y dos Rangos de Desempeño Estructural intermedios.

Los niveles discretos de desempeño estructural son inmediatos, Ocupación (S-1), Control de Daños (S-2), Seguridad Humana (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No considerado (S-6).

Los rangos intermedios de rendimiento estructural son el rango de seguridad mejorada y el rango de seguridad reducida.

- **Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1).**

El Nivel de Desempeño Estructural S-1, Ocupación Inmediata, se define como el estado de daño posterior al terremoto en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente retiene su resistencia y rigidez anteriores al terremoto. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación de esta norma para Ocupación Inmediata logre este estado posterior al terremoto.

- **Rango de rendimiento estructural de seguridad mejorada**.

El Rango de Desempeño Estructural Mejorado se define como el rango continuo de estados de daño entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1).

- **Nivel de Desempeño Estructural de Control de años (S-2).**

El Nivel de Desempeño Estructural S-2, Control de Daños, se define como un estado de daño posterior al terremoto entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1). Los criterios de aceptación para la evaluación o el reacondicionamiento basados en el nivel de rendimiento estructural de control de daños se tomarán a mitad de camino entre los de seguridad de vida.

- **Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3).**

El Nivel de Desempeño Estructural S-3, Seguridad Humana, se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados en esta norma para este Nivel de Desempeño Estructural alcance este estado.

- **Rango de Desempeño Estructural de Seguridad Reducida.**

El rango de rendimiento estructural de seguridad reducida se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de rendimiento estructural de seguridad humana (S-3) y el nivel de rendimiento estructural de prevención de colapso (S-5).

- **Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Limitada (S-4).**

El Nivel de Desempeño Estructural S-4, Seguridad Limitada, se define como un estado de daño posterior al terremoto entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5). Criterios de aceptación para la evaluación o El reacondicionamiento basado en el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Limitada debe tomarse a mitad de camino entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5).

- **Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5).**

El Nivel de Desempeño Estructural S-5, Prevención de Colapso, se define como el estado de daño posterior al terremoto en el cual una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero no retiene margen contra el colapso. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados en esta norma para este Nivel de Desempeño Estructural logre este.

- **Desempeño estructural no considerado (S-6).**

Cuando una evaluación o modificación no se ocupe de la estructura, el Nivel de Desempeño Estructural será Desempeño Estructural No Considerado (S-6).

2.2.4.4.2. Niveles de Desempeño No Estructural.

El Nivel de Desempeño No Estructural objetivo para un edificio se seleccionará de cinco Niveles de Desempeño No Estructural discretos: Operacional (NA), Retención de Posición (NB), Seguridad Humana (NC), Riesgos Reducidos (ND) y No Considerado (NE).

- **Nivel de Desempeño Operacional No Estructural (NA).**

El Nivel de Desempeño No Estructural NA, Operacional, es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden proporcionar las funciones que desempeñaban en el edificio antes del terremoto.

- **Nivel de Desempeño No Estructural (NB) de Retención de Posición.**

Nivel de rendimiento no estructural NB, Retención de posición, es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden dañarse hasta el punto de que no pueden funcionar de inmediato, pero se aseguran en su lugar para evitar daños causados por caídas, volcaduras o roturas de conexiones de servicios públicos. Los sistemas de seguridad de vida y acceso al edificio, incluidas puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia,

alarmas contra incendios y sistemas de supresión de incendios, generalmente permanecen disponibles y en funcionamiento, siempre que los servicios públicos y de energía estén disponibles.

- **Nivel de Desempeño No Estructural (NC) de Seguridad Humana.**

El nivel de rendimiento no estructural NC, Life Safety, es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden dañarse, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida.

- **Riesgos Nivel de rendimiento no estructural reducido (ND).**

El Nivel de Desempeño No Estructural ND, Riesgos Reducidos, debe definirse como el estado de daño posterior al terremoto en el cual los componentes no estructurales están dañados y podrían potencialmente crear riesgos de caída, pero los componentes no estructurales de alto riesgo identificados en el Capítulo 13, Tabla 13-1 de la Norma ASCE 41-17, están asegurados para prevenir las caídas en áreas de reunión pública o los peligros de caídas de esos componentes podrían representar un riesgo para la seguridad de la vida de muchas personas.

- **Desempeño no estructural no considerado (NE).**

Cuando una evaluación o modificación no aborde todos los aspectos no estructurales componentes a uno de los niveles de los apartados anteriores, el Nivel de Desempeño No Estructural será Desempeño No Estructural No Considerado (NE).

2.2.4.4.3. Niveles de Desempeño del Edificio Objetivo

Un nivel de rendimiento del edificio objetivo se designa alfanuméricamente con un número que representa el nivel de rendimiento estructural y una letra que representa el nivel de rendimiento no estructural:

- **Nivel de Desempeño Operacional del Edificio (1-A).**

  Para alcanzar el Nivel de Desempeño Operacional del Edificio (1-A), los componentes estructurales del edificio deben cumplir con los requisitos para el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S -1), y los componentes no estructurales deberán cumplir con los requisitos para el Nivel de rendimiento operativo no estructural (NA).

- **Nivel de Desempeño del Edificio de Ocupación Inmediata (1-B).**

  Para alcanzar el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (1-B), los componentes estructurales del edificio deben cumplir con los requisitos para el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1), y los componentes no estructurales del edificio deberá cumplir con los requisitos para el Nivel de Desempeño No Estructural (NB) de Retención de Posición.

- **Nivel de Desempeño del Edificio de Seguridad Humana (3-C).**

  Para alcanzar el Nivel de Desempeño del Edificio de Seguridad Humana (3-C), los componentes estructurales del edificio deben cumplir con el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3), y los componentes no estructurales deben cumplir con los requisitos para el Nivel de Desempeño No Estructural (NC) de Seguridad Humana.

- **Nivel de Desempeño del Edificio de Prevención de Colapso (5-D).**

  Para alcanzar el Nivel de Desempeño del Edificio de Prevención de Colapso (5-D), los componentes estructurales del edificio deben cumplir con los requisitos para el Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso (S-5), y para el Peligro Reducido Nivel de Desempeño No Estructural (ND).

2.2.4.5. Norma Técnica E-030

La Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, Resolución Ministerial Nº355-2018 Vivienda y su última actualización RESOLUCIÓN MINISTERIAL N.º 043-2019-VIVIENDA, establece como Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente, evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de propiedad donde, cuyos principios son los siguientes:

a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

c. Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Tabla 8.
Objetivos de Desempeño propuesto por la NTP-030

Amenaza Sísmica		**Nivel de Desempeño de la Estructura**			
Nivel	**Probabilidad**	**SP-1**	**SP-2**	**SP-3**	**S-PR4**
Frecuente	69% /50 años	B, C	B, C	0	0
Raro	10% /50 años	A	A	B, C	0
0	Desempeño inaceptable para cualquier edificación				
C	Edificaciones Comunes: Residencias, viviendas y oficinas				
B	Edificaciones Importantes: Centros Comerciales				
A	Edificaciones Esenciales: Hospitales, Instituciones Educativas, etc.				

Fuente: RNE y SEAOC 1995

SP-1: Operacional

SP-2:Funcional

SP-3: Resguardo de la Vida

SP-4: Cercal al Colapso

2.3. Desempeño Sísmico

El concepto de desempeño sísmico nace a partir de la necesidad de diseñar estructuras capaces de soportar los eventos sísmicos sin exponer en peligro la seguridad de sus ocupantes y sin llegar al colapso, es por tal razón, la tendencia de la ingeniería estructural fue impulsar el empleo y la aplicación de los pensamientos básicos del diseño basado en el desempeño sísmico en los últimos años.

La normativa actual vigente de cualquier país latino tiene por objetivo el control de daños y la seguridad de vida para los sismos de servicio (frecuentes) y sismos de diseño (moderados) y prevención de colapso para los sismos máximos (severos). Sin embargo, por el procedimiento de análisis estructural empleado en dichas normativas es en general es el rango lineal (elástico) lo cual alcanzar los objetivos planteados son realmente incierta por lo que no se puede estimar el comportamiento de la estructura para los diferentes niveles de sismo en el rango no lineal (inelástico).

El desempeño sísmico está basado en tres conceptos fundamentales que se describen a continuación.

Capacidad. - La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de los elementos de manera individual de la estructura, esta propiedad también es conocida como ductilidad de los elementos que conforman la estructura. El método de análisis estático no lineal “Pushover” nos permite determinar la capacidad en el rango inelástico, mediante una serie de

análisis elásticos secuenciales super impuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza – desplazamiento de la estructura. (Hernández, 2010)

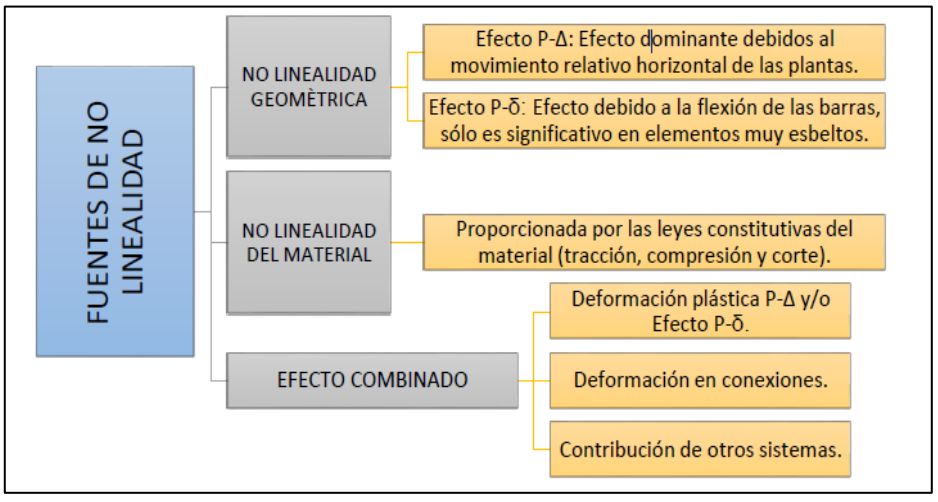
Demanda. - El movimiento del suelo durante un sismo que produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que varía con el tiempo. Para una estructura en análisis y un movimiento sísmico, la demanda de respuesta de desplazamientos es un estimado de la máxima demanda de respuesta esperada de la estructura en análisis durante un movimiento sísmico (Hernández, 2010)

Desempeño. – Una vez que se ha obtenido la curva de capacidad y desplazamiento, es posible evaluar el punto de desempeño o también denominado punto de máxima respuesta en la estructura (Hernández, 2010).

2.3.1. Comportamiento De Los Elementos De Concreto Armado Ante Acciones Laterales

Comprender la no linealidad de los elementos estructurales, es estudiar tres tipos de fuentes de no linealidad: no linealidad geométrica, no linealidad del material y la combinación de ambas, se muestra la siguiente ilustración como síntesis de lo mencionado.

Figura Nº 8.
Fuentes de No linealidad



Fuente: *Mayhua Huamán, J. A (2018).*

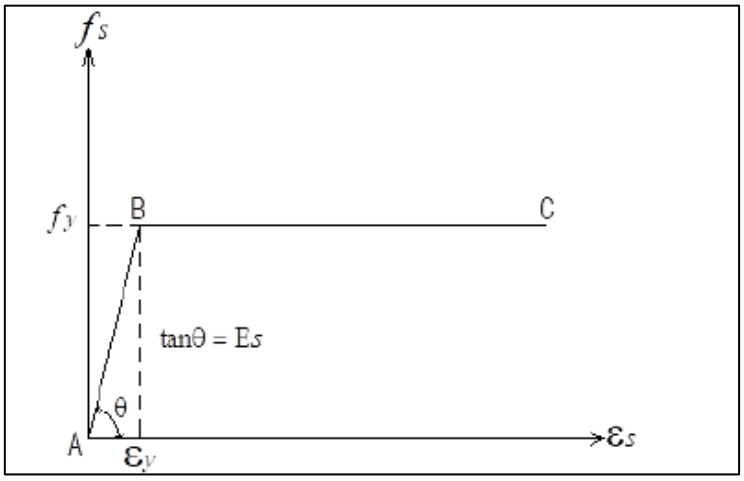
Para el análisis no lineal de la presente investigación se utilizará las propiedades no lineales proporcionadas por el tipo de material (concreto y acero), utilizando la relación esfuerzo deformación; también conocidas como leyes constitutivas de cada material (Mayhua Huamán, J. A, 2018).

2.3.1.1. Modelos Esfuerzo- Deformación Para El Acero

2.3.1.1.1. Modelo Elastoplástico Perfecto.

Es el modelo bilineal muy utilizado en el diseño por su sencillez, donde se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. El empleo de este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia (Allauca, 2006).

Figura Nº 9.
Modelo Elastoplástico Perfecto.



Fuente: *Mayhua Huamán, J. A, 2018*

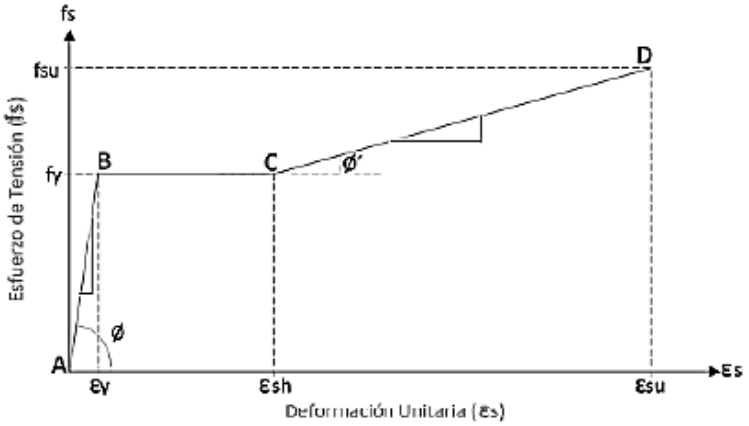
2.3.1.1.2. Modelo Trilineal

Este modelo además de la fluencia del acero, también usa un tramo correspondiente al endurecimiento del acero. Como se puede observar en la ilustración 4, el tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde la pendiente es el módulo de elasticidad (Es). El tramo BC es el escalón de fluencia (fy), aquí el esfuerzo permanece constante hasta llegar a la deformación ε_{sh} (deformación

al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y la pendiente es Esh (Borda y Pastor, 2007).

Figura Nº 10

Modelo Elastoplástico Perfecto



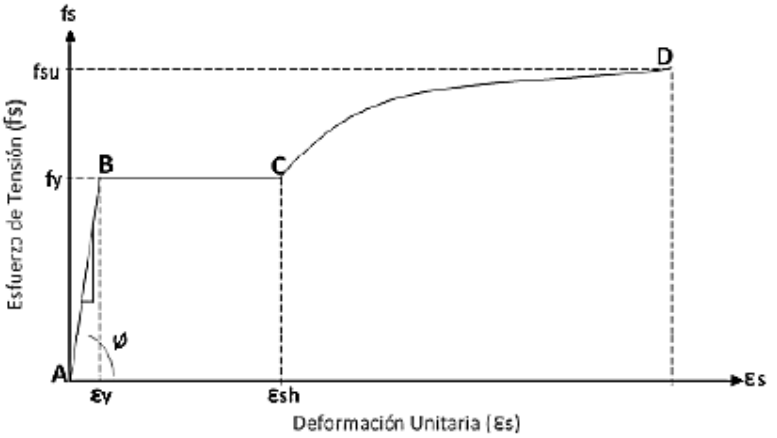
Fuente: *Mayhua Huamán, J. A, 2018*

2.3.1.1.3. Modelo Elastoplástico Con Endurecimiento Curvo

Este modelo al igual que el Trilineal tiene los tramos similares AB y BC. Mientras que para el Tramo de endurecimiento considera una parábola de 2do o 3er grado (Ilustración 5). Este modelo representa un mejor comportamiento y se usa en la presente tesis (Allauca, 2006).

Figura Nº 11

Modelo Elastoplástico con Endurecimiento



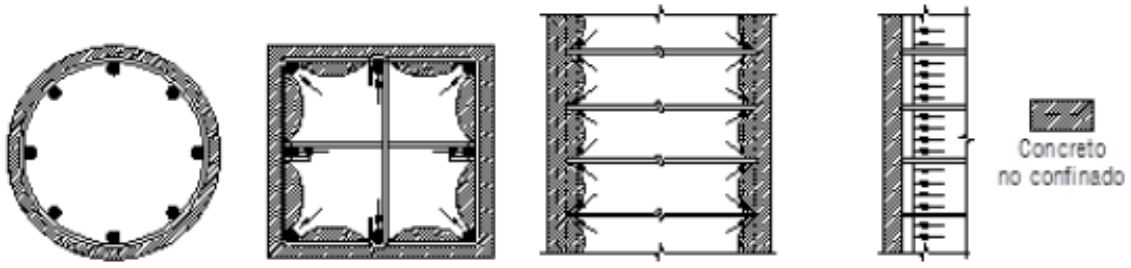
Fuente: *Mayhua Huamán, J. A, 2018*

2.3.1.2. Modelos Esfuerzo- Deformación Para El Concreto

Los resultados de pruebas de laboratorio han demostrado que el concreto confinado con una adecuada distribución de refuerzo transversal en forma de espirales o estribos circulares o rectangulares, ilustración 6 (a) y (b), da como resultado un mayor aumento en la resistencia y la ductilidad del concreto comprimido (Park & Paulay, 1988).

Además, la presencia del refuerzo longitudinal alrededor del perímetro de la sección y del refuerzo adicional transversal mejorará significativamente el confinamiento del concreto. El concreto apoyado contra el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal transmitirán las reacciones de confinamiento a las barras longitudinales, ilustración 6 (c) y (d) (Park & Paulay, 1988).

Figura Nº 12
Confinamiento columnas refuerzo longitudinal y transversal.



(a) Estribos circulares o espirales | (b) Estribos rectangulares con "cross tie" | (c) confinamiento por el refuerzo transversal | (d) confinamiento por las barras longitudinales

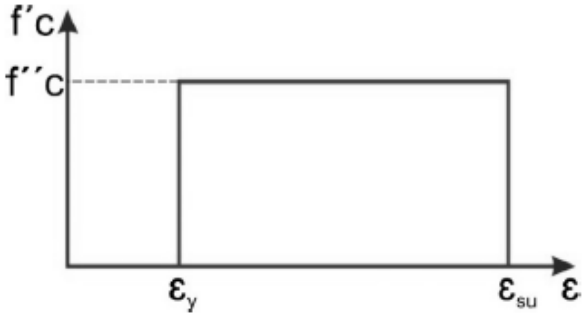
Fuente: *(Park & Paulay, 1988)*

2.3.1.2.1. Concreto no confinado.

Los modelos de concreto no confinado que describiremos a continuación son muy empleados para el diseño de elementos estructurales.

- **Modelo de Whitney o ACI:** Reemplazó la forma del bloque de tensiones real por un bloque de compresiones rectangular y se usa para diseños conservadores.

Figura Nº 13
Modelo de Whitney



Fuente: *Aguiar, 2003*

- **Modelo de Hognestad**:

Es uno de los métodos más usados, compuesto por un tramo parabólico que llega a una deformación unitaria para el concreto de ε_o=2*f´´c/Ec en el esfuerzo máximo del concreto (f´´c), con una ecuación para la parábola de 2do grado: Reemplazó la forma del bloque de tensiones real por un bloque de compresiones rectangular y se usa para diseños conservadores.

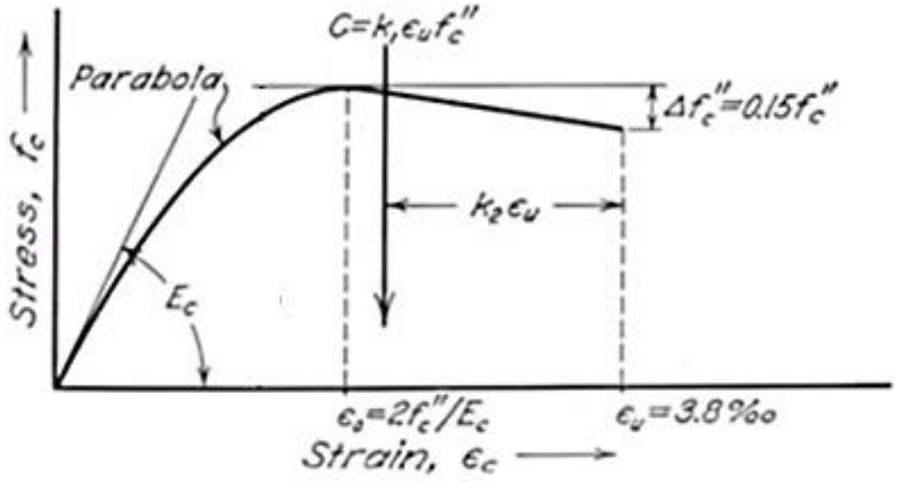
Después de la parábola, tiene un comportamiento lineal decreciente hasta alcanzar una deformación unitaria máxima de 0.0038 a la cual le corresponde un esfuerzo de 0.85*f´´c.

El modelo de Honestad (1951) está basado en 120 pruebas experimentales de las cuales 90 fueron columnas cuadradas de 254 mm de lado reforzados con estribos en cuantías de1.46% a 4.8%. la resistencia a la comprensión varío entre 10.5 MPa a 38 MPa y es aplicable para el concreto confinado con secciones circulares, rectangulares y cuadradas.

$$para\ 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_o: \qquad f_c = \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^2\right]$$

$$para\ \ \varepsilon_o \le \varepsilon_c \le \varepsilon_u: \qquad f_c = f'_c - \frac{0.15 * f'_c(\varepsilon_c - \varepsilon_o)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_o)}$$

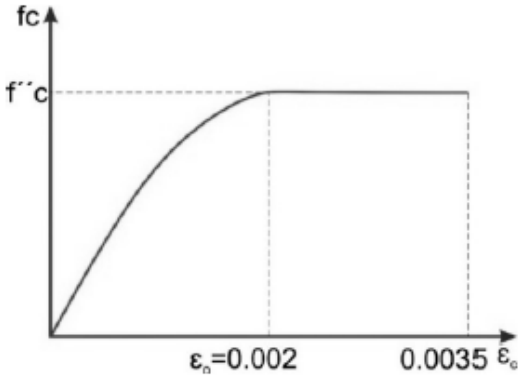
Figura Nº 14
Modelo de Curva Esfuerzo-Deformación Hognestad,1951.



- **Modelo del CEB (Parábola – Rectángulo):**

Definida por el Comité Europeo de Concreto y consiste en un modelo inelástico perfectamente plástico, y empieza con una parábola seguida por una recta, donde la resistencia del concreto de la estructura real está dada por f´´c=0.85f´c y su correspondiente deformación εo=0.002, luego y bajo un esfuerzo constante, la deformación del concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor εcu=0.0035 (Ottazzi, 2011).

Figura Nº 15
Modelo del CEB



Fuente: *Ottazzi, 2011*

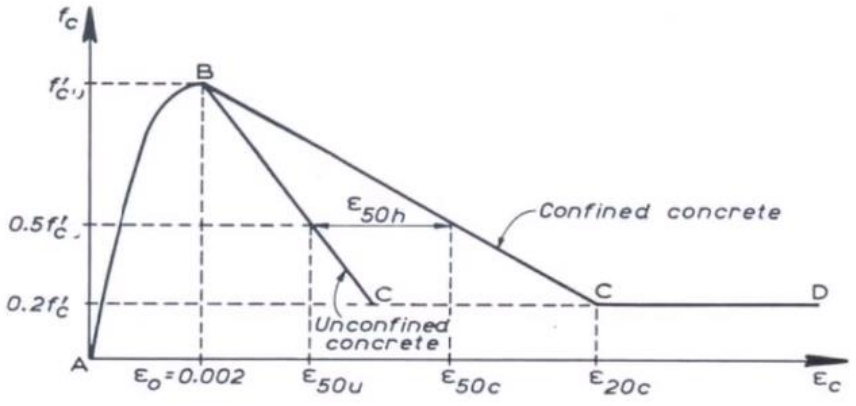
2.3.1.2.2. Concreto confinado.

En cuanto al concreto confinado, los modelos que los representan son usados para determinar la capacidad última de estos elementos, esto se debe a que debido al confinamiento le provee un aumento de resistencia debido a los esfuerzos de compresión triaxial del sistema (Albarracín y Gallo, 2010, Como se citó en Mayhua, 2018).

- **Modelo de Kent y Park (1971).**

Dudley Charles Kent y Robert Park, 1971, bajo la base de evidencias experimental existente propone el siguiente modelo de curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no confinado. El aporte del acero de confinamiento (estribos, espirales) ayuda a mantener un material dúctil ante deformaciones excesivas. Las variables que componen esta curva son la relación volumétrica del acero transversal- volumen del núcleo confinado de concreto, así también el espaciamiento del refuerzo de confinamiento y la resistencia del concreto.

Figura Nº 16
Esfuerzo - Deformación de concreto Confinado Kent y Park



- f'c: esfuerzo máximo en comprensión del concreto.
- ε_o: deformación unitaria longitudinal en el concreto al alcanzar su f'c.

- ε_{50u}: deformación en el concreto sin confinar al alcanzar el 0.50 de su f'c, en la recta B-C.
- ε_{50c}: deformación en el concreto confinado al alcanzar el 0.50 de su f'c, en la recta B-C.
- ε_{20c}: deformación en el concreto confinado al alcanzar el 0.20 de su f'c, al final de la recta B-C.

Parábola A-B: la relación entre fc y ε_c esta dada por la siguiente ecuación:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^2\right]$$

$$Donde \quad \varepsilon_c = 0.002$$

Recta B-C: la relación entre fc y ε_c esta dada por la siguiente ecuación:

$$f_c = f'_c[1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_o)]$$

$$Donde \quad Z = \frac{0.50}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon_o}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} p'' \sqrt{\frac{b''}{s}}$$

$$p'' = \frac{2(b'' + d'')A''_s}{b''d''s}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3 + 0.002f'c}{f'c - 1{,}000} \quad ; \text{ f'c debe estar en psi}$$

$$\varepsilon_{50h} = \varepsilon_{50c} - \varepsilon_{50u}$$

$$p'' = \frac{2(b'' + d'')A''_s}{b''d''s}$$

$$b'' = b - 2 * r - dbe$$

$$d'' = h - 2 * r - dbe$$

$$As'' = \text{área transversal del estribo}$$

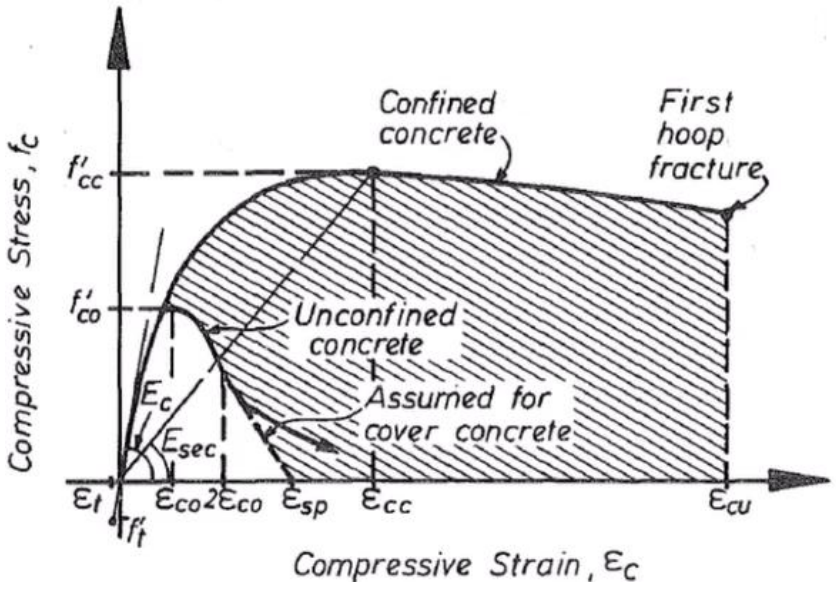
$$S = separacion\ entre\ estribos$$

Recta C-D: es una recta horizontal, en teoría hasta el infinito.

- **Modelo de Mander (1988):**

Este modelo propone una curva para describir la relación esfuerzo – deformación del concreto confinado aplicable a elementos de diferentes secciones transversales y diferentes niveles de confinamiento. Además, es el que se usa en la presente tesis.

Figura Nº 17
Esfuerzo-Deformación de concreto confinado de Mander 1988.



Solo tiene una ecuación:

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f_{cc} * r * \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

- $E_c = 15000\sqrt{f'_{co}}$
- $f'_c = f'_o$
- $\varepsilon_{co} = 0.002$
- $E.sec$ es el modulo de elasticidad secante en el punto máximo.
- ε_{cc} deformación del concreto para el esfuerzo f'cc.
- f'cc: nueva resistencia debido al refuerzo transversal.

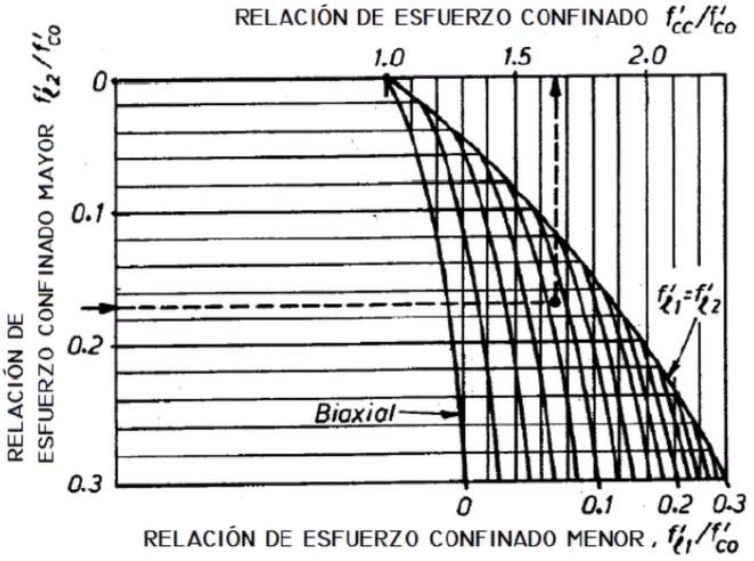
  Esta resistencia de calcula gráficamente.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f''_{co}} - 1\right)\right]$$

- f'cc: nueva resistencia debido al refuerzo transversal; esta resistencia se calcula gráficamente:

Figura Nº 18

Gráfico Relación esfuerzo confinado f"c/f"co



- se debe calcula f'1x y f'1y (esfuerzos de confinamiento en la dirección X e Y respectivamente), para poder usar el grafico.

$f'_{1x} = k_e \rho_x f_{yh}$ …. Ecuación 5 $\rho_{sx} = \frac{N_{rtx} * \pi * \phi_{rtx}^{\ 2}}{4 * d_c * S_c}$ .... Ecuación 6

$f'_{1y} = k_e \rho_y f_{yh}$ ….. Ecuación 7 $\rho_{sy} = \frac{N_{rty} * \pi * \phi_{rty}^{\ 2}}{4 * b_c * S_c}$ ... Ecuación 8

$$A_e = \left(b_{c*} d_c - A_{inef}\right)\left(1 - \frac{s'}{2 * b_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2 * d_c}\right) \text{…} \text{ Ecuación 9}$$

$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$…Ecuación 10 $A_{cc} = b_c * d_c(1 - \rho_{cc})$ Ecuación 11

$$\rho_{cc} = \frac{\pi * \phi_{rpe}^{\ 2} + (N_{rp} - 4) * \frac{\pi}{4} * \phi_{rpi}^{\ 2}}{(d_c - \phi_{rty}) * (b_c - \phi_{rtx})} \text{ …..} \text{ Ecuación 12}$$

- $f_{yh} = f_y$= 4200 kg/cm2 (acero grado 60)
- bc=b-2*recubrimiento-ø. Estribo
- dc=h-2*recubrimiento-ø. Estribo
- sc: separación eje a eje entre estribos
- s'=sc - ø. Estribo
- Nrtx: líneas del estribo en la dirección X
- Nrty: líneas del estribo en la dirección Y
- Ae: área efectiva
- Ainf: área inefectiva o de las parábolas

- Ørpe: diámetro de varilla esquinera
- Ørpi: diámetro de varilla interiores
- Nrp: número total de varillas

$$A_{inef} = 2(N_{rtx} - 1) * \frac{{w_x}^2}{6} + 2 * \left(N_{rty} - 1\right) * \frac{{w_y}^2}{6} \text{ ... ... Ecuación 13}$$

$$A_e = \left(b_c * d_c - A_{inef}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \text{..... Ecuación 14}$$

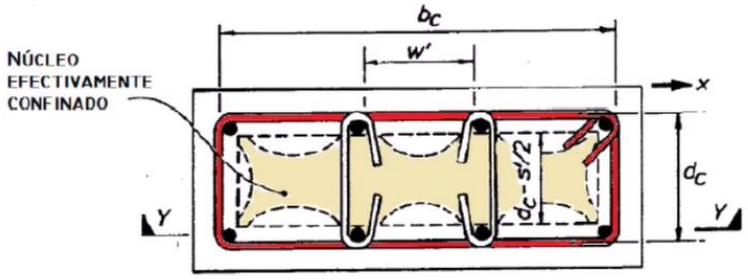
$$A_{cc} = b_c * d_c * (1 - \rho_{cc})$$

$$\rho_{cc} = \frac{\pi * {\phi_{rpe}}^2 + \left(N_{rp} - 4\right) * \frac{\pi}{4} * {\phi_{rpi}}^2}{\left(d_c - \phi_{rty}\right) * (b_c - \phi_{rtx})}$$

$$A_{inef} = 2(N_{rtx} - 1) * \frac{{w_x}^2}{6} + 2 * \left(N_{rty} - 1\right) * \frac{{w_y}^2}{6}$$

Figura Nº 19

Núcleo de concreto confinado



$$w_x = \frac{b_c - \phi_{rtx} - 2 * \phi_{rpe} - (N_{rtx} - 2) * \phi_{rpi}}{N_{rtx} - 1} \text{ ... . Ecuación 15}$$

- bc=b-2*recubrimiento-ø. Estribo
- dc=h-2*recubrimiento-ø. Estribo
- Nrtx: líneas del estribo en la dirección X
- Nrty: líneas del estribo en la dirección Y
- Nrp: número total de varillas
- W'=wx o wy: espacio libre entre varillas longitudinales en la dirección X o Y, respectivamente.

2.3.2. Momento Curvatura Y Formación De Rotulas Plásticas

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura M −φ, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_{φ}, la máxima a flexión del elemento Mu y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_{φ} para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación M −φ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La relación M −φ es la base del análisis no lineal dinámico y del análisis no lineal estático. (AGUIAR, 2003).

En el diseño de elementos y estructuras de concreto armado, es importante lograr un comportamiento dúctil bajo cargas de gravedad y especialmente frente a solicitaciones sísmicas severas. La importancia de considerar las características cargas - deformación de un elemento o de una estructura obedecen:

a) La necesidad de evitar las fallas frágiles. En el caso extremo de que una estructura se vea sobrecargada hasta la falla, si su comportamiento es dúctil y ciertas porciones de la estructura puedan fluir sin fallar, la estructura es capaz de soportar grandes deflexiones o deformaciones cerca de su capacidad máxima de carga, incursionando en el rango inelástico sin colapsar. Bajo estas condiciones la estructura “avisa” y es posible prevenir el colapso total.

$$\mu = Dmax/Dy \ldots\ldots \text{ Ecuación 16}$$

$\mu\varphi$= Ductilidad de desplazamientos

Dmax= Desplazamiento máximos

Dy= Desplazamiento donde se inicia la fluencia de la estructura.

b) Si una estructura hiperestática es dúctil, mediante la redistribución de momentos, puede modificarse la distribución de momentos flectores que se obtiene del análisis elástico. La redistribución de momentos en una estructura hiperestática significa que los momentos internos pueden reajustarse para permitir a la estructura soportar cargas adicionales, luego de la formación de una o más rotulas plásticas.

c) La ductilidad es importante no solamente porque puede servir como señal de alerta de falla inminentes, también es esencial si la estructura debe resistir, en algún instante de su vida útil, cargas dinámicas como las que imponen los grandes terremotos. En zonas de alta sismicidad, la ductilidad es una consideración de diseño muy importante. En la actualidad la filosofía de diseño sismo-resistente confía en las propiedades de absorción y disipación de energía de las estructuras para que estas puedan sobrevivir sin colapsar terremotos intensos.

Las características de disipación de energía o comportamiento inelástico de los elementos estructurales son importantes, cuyas características son dependientes de los diagramas Momento – Curvatura.

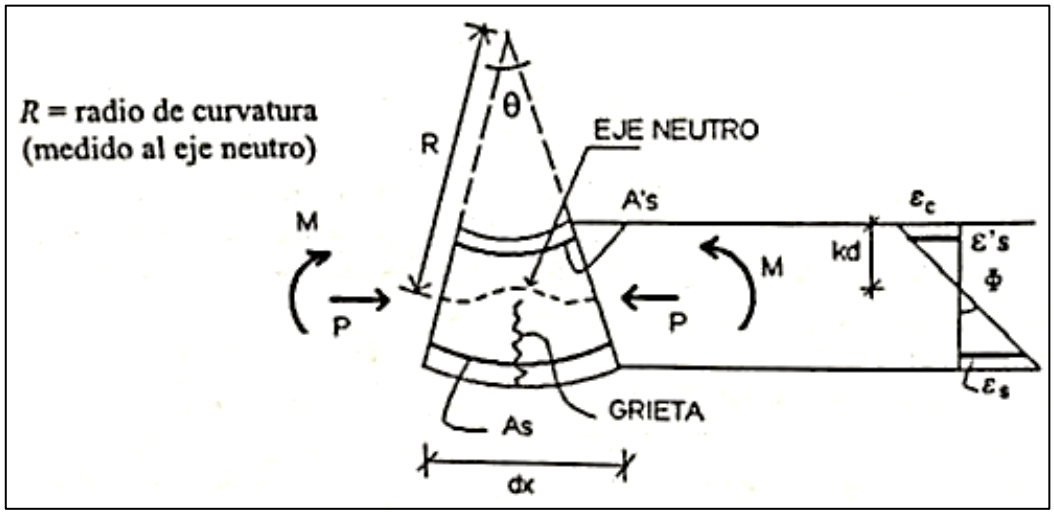
Para una sección de concreto armado los diagramas de Momento curvatura (M-φ) se suelen construir considerando que las deformaciones predominantes son las de flexión.

2.3.2.1. Definición de curvatura

La curvatura se define como el cambio de ángulo (rotación) por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión.

Figura Nº 20

Curvatura de un elemento



Fuente: Ottazzi, 2011

$$\theta = dx\frac{1}{R} \qquad \frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \varphi$$

Curvatura del elemento

(Rotación por unidad de longitud)

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \qquad \varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

La curvatura de la sección (φ) cambia a lo largo del eje del elemento debido a la variación en la cantidad de acero de refuerzo. En la etapa elástica (sección sin fisurar) se cumple la relación clásica (Ottazzi, 2011):

$$E\, I_g = MR = \frac{M}{\varphi} \text{..... Ecuación 17}$$

2.3.2.2. Forma General De Un Diagrama Momento Curvatura

El diseño sísmico tiene como objetivo diseñar miembros estructurales que, de ser sujetos a cargas cercanas a su máxima, desarrollen grandes deflexiones y adviertan una eminente falla, antes de colapsar. No todos los elementos llegan a capacidades limite simultáneamente, cuando un elemento llega a su carga última, se forma una articulación plástica, la cual hace que un elemento a través de una deformación inelástica, absorba, transmita y redistribuya esfuerzos a elementos que todavía no hay llegado a su límite, y solo cuando se forman suficientes rótulas plásticas, se presenta un mecanismo de falla.

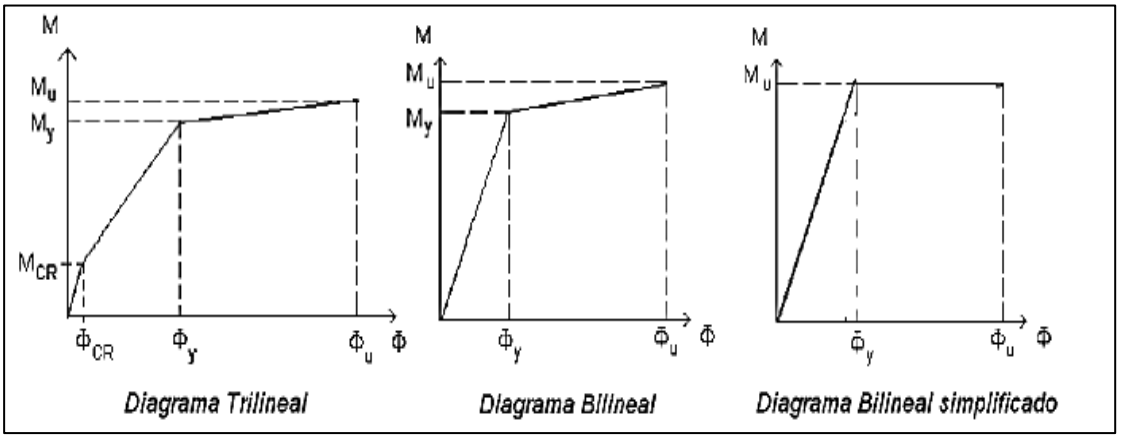
El cálculo de la relación Momento-curvatura está basado en suposiciones similares a las utilizadas en el cálculo de la resistencia a flexión, las cuales son:

- La hipótesis de Navier-Bernoulli, que sostiene que las secciones planas se mantienen planas en cualquier etapa de carga y deformación.
- La adherencia perfecta entre concreto y acero.
- Se desprecia la resistencia a tensión del concreto.
- Si el elemento está afectado por una carga axial, está debe ser aplicada en el centroide de la sección.
- Se deben escoger curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto, estudiadas anteriormente para poder realizar el diagrama momento curvatura.

Existen tres posibles simplificaciones para la construcción de los diagramas momento curvatura de una sección de concreto armado en flexión pura (Ottazzi, 2011).

Figura Nº 21

Diagrama Momento - Curvatura aproximado

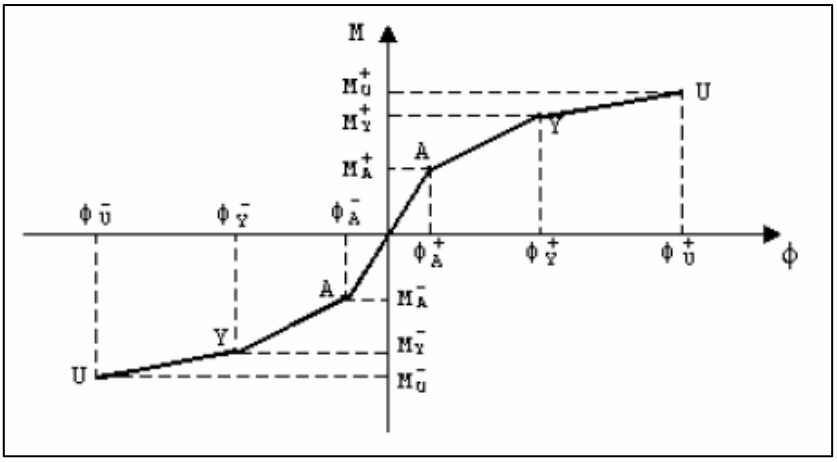


Fuente: *(Ottazzi, 2011)*

Para el análisis de las secciones de concreto armado se acostumbra usar el modelo trilineal como se muestra en la siguiente figura, en el cual el punto A, se encuentra cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a tracción. El punto Y, cuando el acero a tracción alcanza el límite de fluencia y el punto U, cuando el concreto a compresión llega a su máxima deformación útil (Aguiar, 2003).

Figura Nº 22

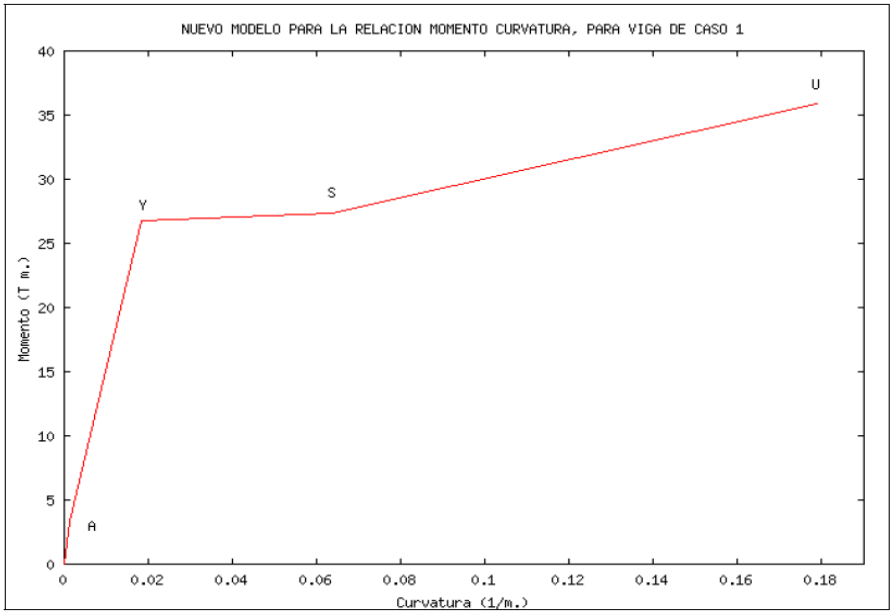
Modelo numérico del diagrama Momento Curvatura



Fuente: *Aguiar, 2003*

Figura Nº 23

Diagrama momento curvatura viga doblemente armada.

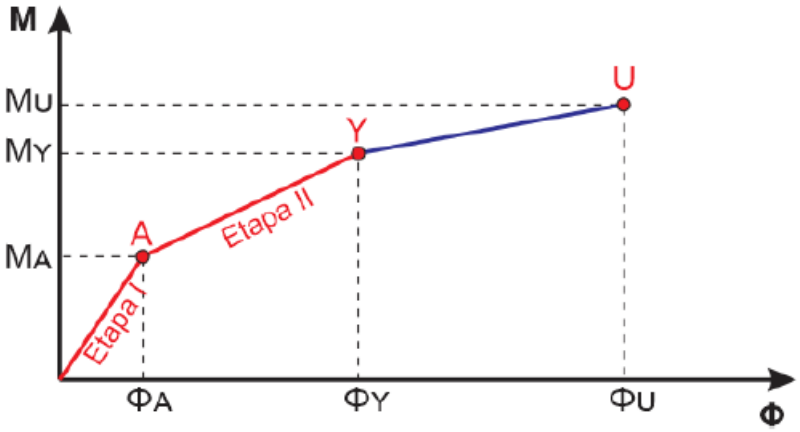


Fuente: *Aguiar,2003.*

- **El punto A,** condición de inicio del agrietamiento del concreto, se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción., En la ilustración 17 se aprecia que la capacidad a flexión del punto A es muy baja por este motivo muchas veces se lo ignora, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico.

Para poder entender el comportamiento de la sección, antes y después del inicio de agrietamiento es necesario estudiar dos etapas, la primera donde el concreto no se encuentra agrietado y la segunda etapa donde el concreto ya se encuentra agrietado. Donde al alcanzar el punto de agrietamiento el aporte del concreto en tracción no se considera ya que se toma la sección agrietada limitada por la profundidad del eje neutro. (Mayhua Huaman, 2018)

Figura Nº 24
Etapas del punto de Agrietamiento



Fuente: *Aguiar, 2003.*

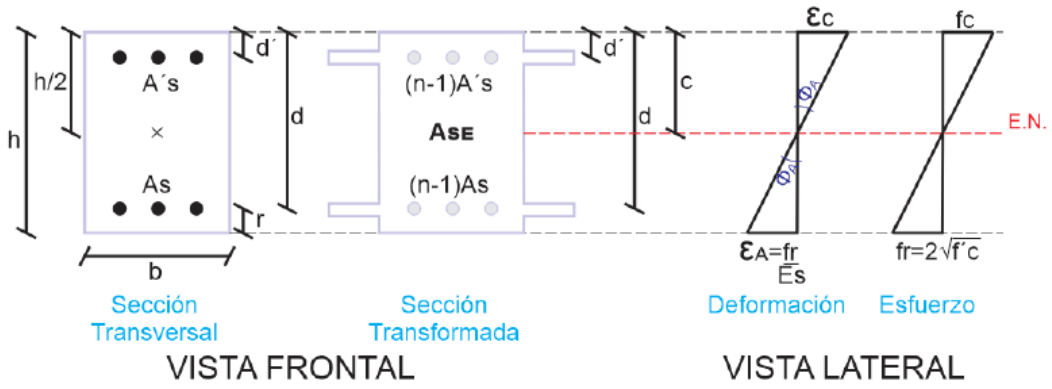
I Etapa (Sección no agrietada): Esta etapa se ubica entre el momento cero y el momento de agrietamiento, se puede notar esta condición cuando el momento flector actuante es muy pequeño. En este caso, la viga no está agrietada y se considera que toda la sección es efectiva, es decir, que todo el concreto resulta efectivo para resistir los esfuerzos de compresión a un lado y de tracción por el otro lado, limitados por el eje neutro. Además, en esta condición los esfuerzos en el concreto son pequeños y proporcionales a las deformaciones, es por esto que se cumple la Ley de Hooke. Entonces el elemento se considera homogéneo y linealmente elástico.

II Etapa (Sección agrietada): Esta etapa se ubica entre el momento de agrietamiento y el momento de cedencia. Este estado se inicia por un incremento de carga que genera el momento de agrietamiento en la sección, este momento se da cuando el concreto en su fibra más traccionada, alcanza su resistencia a la tracción por flexión (módulo de rotura) (Hernández, 2017). Esta etapa continua mientras los esfuerzos en la zona comprimida del concreto sean menores aproximadamente al 70% de la resistencia a la compresión y en la zona traccionada, al esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (Hernández, 2017). Se

puede calcular este punto mediante la siguiente figura y las siguientes expresiones derivadas de una sección de concreto armado:

Figura Nº 25

Punto de agrietamiento



Fuente: *Mayhua Huaman, 2018.*

Donde:

- $f´c$= Esfuerzo del concreto a la compresión,
- fy= Esfuerzo a la tracción del acero,
- Ec= Módulo de elasticidad del concreto,
- Es= Módulo de elasticidad del acero,
- As= Área del acero a tracción,
- $A´s$= Área del acero a compresión,
- εy= Deformación cedente del acero
- εs= Deformación última del concreto
- $fr = 2\sqrt{f´c}$= Módulo de rotura
- c= Profundidad del eje neutro.

De la ilustración 25, se pueden deducir las siguientes expresiones de la sección transformada, que nos ayudarán a encontrar el punto de agrietamiento:

Relación de módulos de elasticidad:

$$n = Es/Ec \quad \text{……. Ecuación 18}$$

Inercia de la sección equivalente respecto al eje neutro:

$$I_{SE} = \frac{bh^3}{12} + bh(h-c)^2 + (n-1)(A_s(d-c)^2 + A'_s(c-d')^2) \quad \text{….. Ecuación 19}$$

Área de la sección equivalente:

$$A_{SE} = bh + (n-1)(A_s + A'_s) \quad \text{…….. Ecuación 20}$$

Deformación de agrietamiento:

$$\varepsilon_a = \frac{f_r}{E_c} \quad \text{……. Ecuación 21}$$

Una vez encontrados estas expresiones se puede encontrar el eje neutro de la sección equivalente:

$$c = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)(A_s(d)^2 + A'_s(d')^2)}{A_{SE}} \quad \text{…….. Ecuación 22}$$

Al encontrar el eje neutro de la sección equivalente finalmente se puede encontrar la curvatura de agrietamiento (Φ_A) y el momento de agrietamiento (M_A)

$$\Phi_A = \frac{\varepsilon_a}{h-c} = \frac{f_r}{E_c(h-c)} \quad \text{……. Ecuación 23}$$

$$M_A = \frac{f_r I_{SE}}{h - c}$$ …….. Ecuación 24

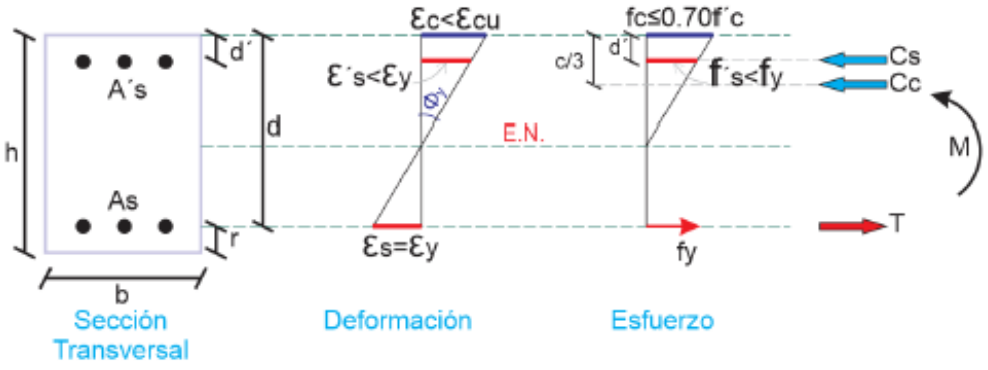
- **El punto Y**, condición de inicio de la fluencia del acero en tracción, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo f_y, y una deformación ε_y. En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.

Este punto se encuentra cuando el acero de refuerzo a tensión (capa de acero más lejana al eje neutro) fluye, o cuando la fibra extrema a compresión alcanza una deformación unitaria de 0.0021, lo que sea que ocurra primero. La ordenada correspondiente al momento en este punto se la denota como M_y, mientras que a la curvatura correspondiente como Φ_y.

En esta condición se pueden presentar tres casos:

Caso 1: El concreto se comporta de forma lineal y el acero a compresión no fluye.

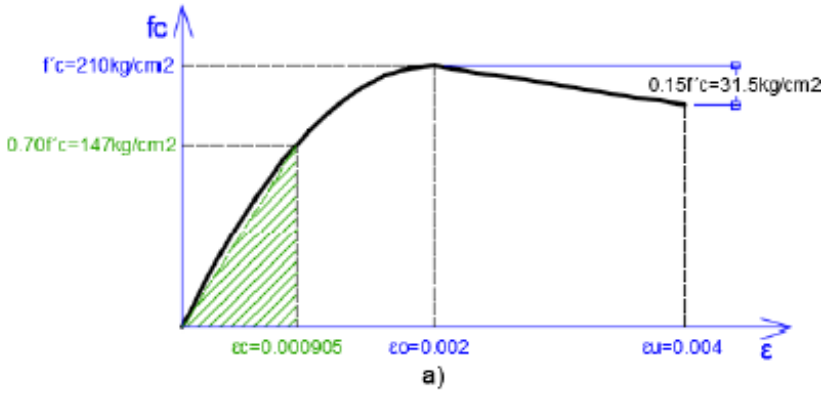
Figura Nº 26
Gráfico de Caso 1.



Fuente: *Mayhua,2017*

Figura Nº 27

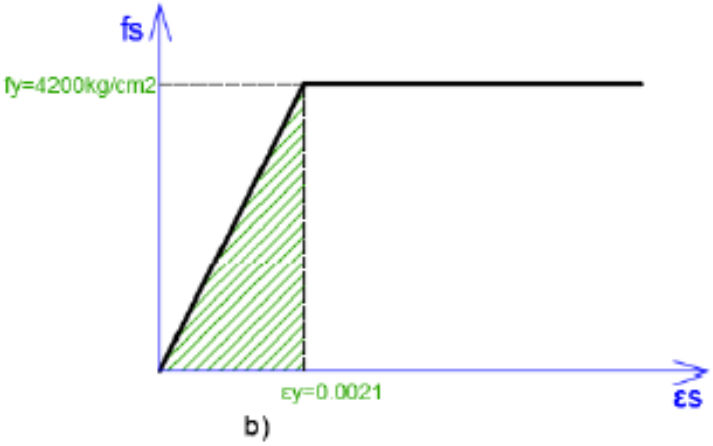
*Comportamiento del concreto (<0.70*210 kg/cm2) de forma lineal.*



Fuente: Mayhua,2017

Figura Nº 28

Acero a compresión no fluye (>4200 kg/cm2),



Fuente: Mayhua,2017

De la figura Nº 26 y 27, se puede encontrar el valor del eje neutro a través de la siguiente expresión de segundo grado, que fue encontrada de los diagramas de deformación y esfuerzo de la sección:

$$c^2\left(\frac{E_c\varepsilon_y b}{2}\right)+c[fy(A_s+A'_s)]-fy(A_s d+A'_s d')=0$$

……. *Ecuación 25*

Finalmente, al encontrar la profundidad del eje neutro se pueden encontrar la curvatura de cedencia (Φy) y el momento de cedencia (My):

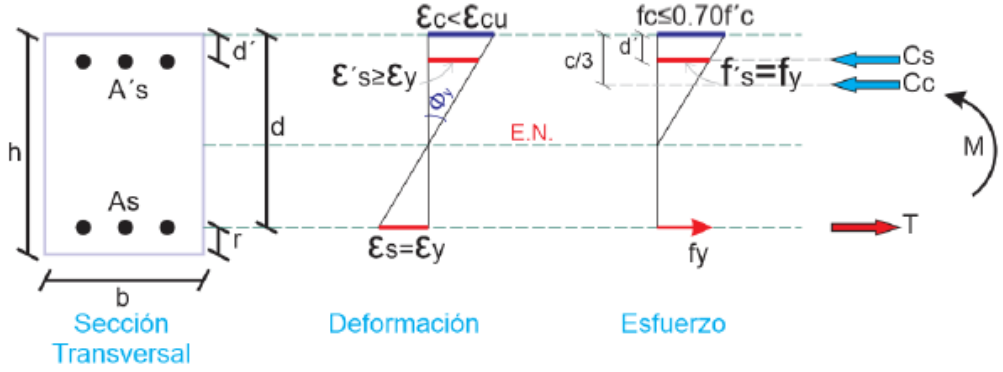
$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_y}{d-c} \quad \text{..... Ecuación 26}$$

$$M_y = C_c\left(d - \frac{c}{3}\right) + C_s(d - d') \quad \text{..... Ecuación 27}$$

Caso 2: El concreto se comporta de forma lineal y el acero a compresión ha cedido.

Figura Nº 29

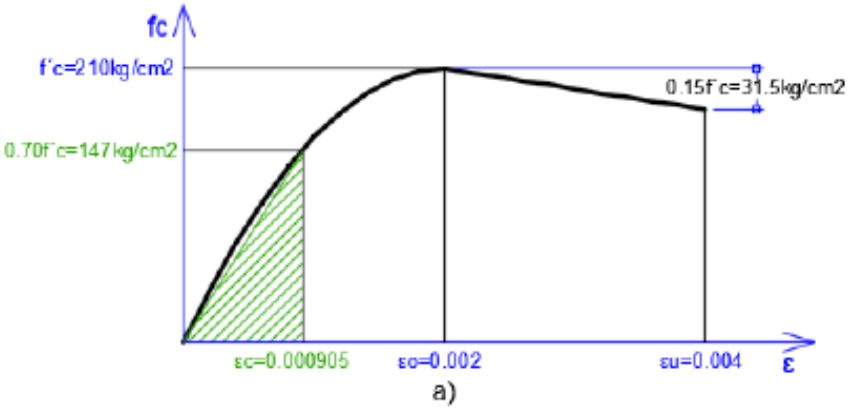
Punto de Cedencia Caso 2



Fuente: *Mayhua,2017*

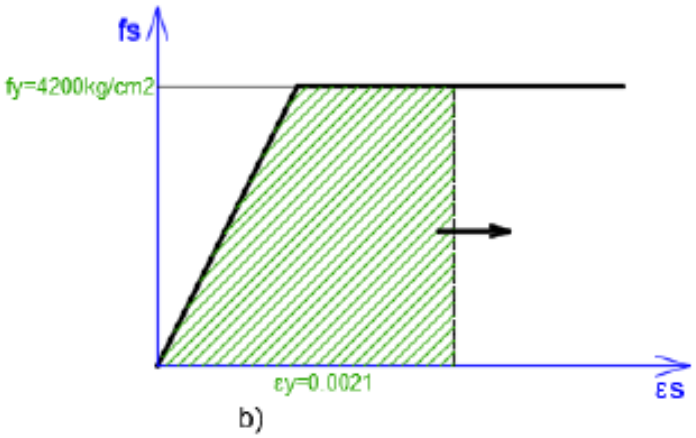
Figura Nº 30.

*Comportamiento del concreto (<0.70*210 kg/cm2) de forma lineal.*



Fuente: *Mayhua,2017*

Figura Nº 31
Acero a compresión fluye (>4200 kg/cm2).

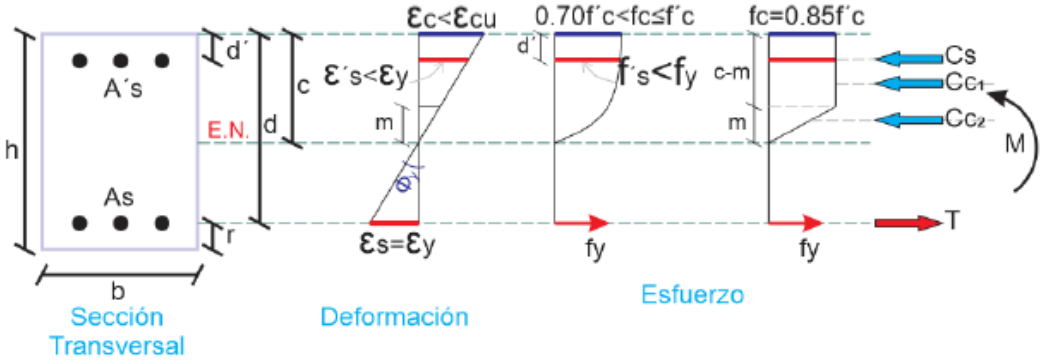


Fuente: *Mayhua,2017*

En este caso el acero en compresión alcanzo la cedencia última, entonces mediante esta premisa podemos encontrar la profundidad del eje neutro y los valores correspondientes a la curvatura de cedencia (Φy) y el momento de cedencia (My) con las expresiones (23) (24) y (25) respectivamente, vistas en el Caso I de cedencia.

Caso 3: El concreto se comporta de forma no lineal y el acero a compresión no ha cedido.

Figura Nº 32
Punto de Cedencia Caso 3



Fuente: *Mayhua,2017*

Para poder representar el comportamiento no lineal del concreto se usa un diagrama de formato bilineal de este que se muestra a continuación, el cual es aproximado. Y permite determinar el valor del esfuerzo del concreto a compresión. El cual se representa en la ilustración 25.

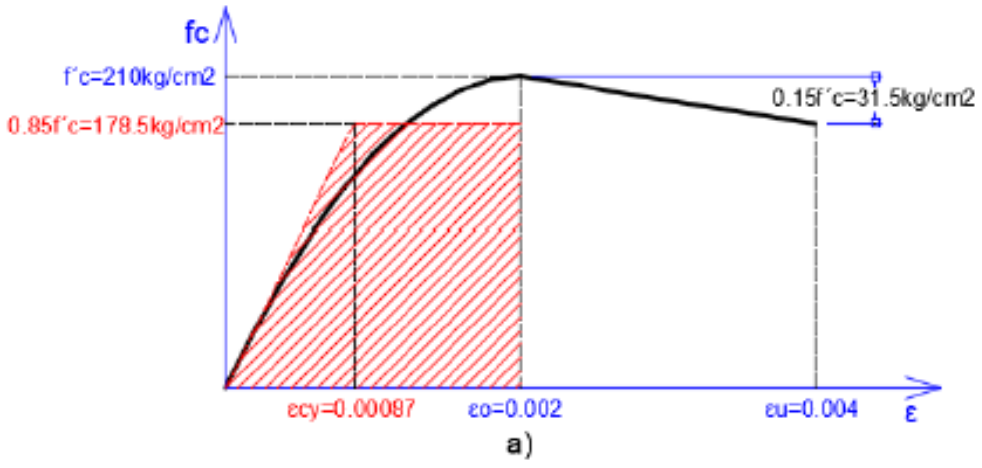
Utilizando la ilustración 24 y relaciones de geométricas del diagrama de deformación y esfuerzo de la sección, se podrá encontrar la profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{A_s fy - A'_s f'_s}{0.85 f'cb} + \frac{\varepsilon_{cy}(d-c)}{2\varepsilon_y} \ldots (2.6.-13)$$

…… Ecuación 28

Figura Nº 33

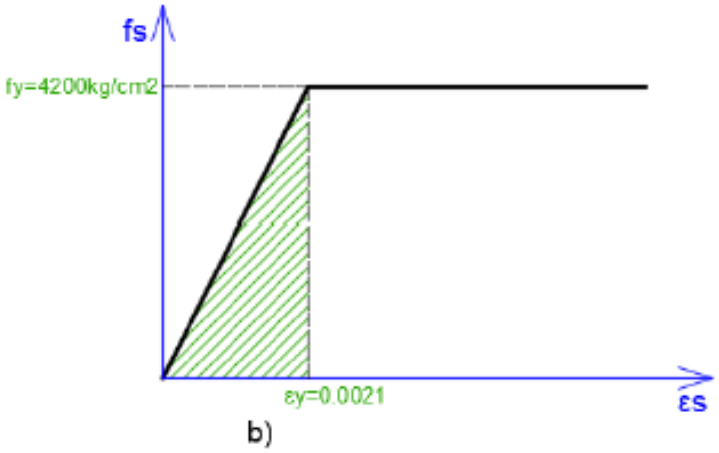
*Comportamiento (f'c ≥ fc >0.70*210 kg/cm2) de forma lineal.*



Fuente: *Mayhua,2017*

Figura Nº 34

Acero a compresión no fluye (>4200 kg/cm2)



Fuente: *Mayhua,2017*

Una vez encontrado el eje neutro de la sección en este punto, podremos encontrar la curvatura de cedencia (Φy) con la expresión (24) y el momento de cedencia (My):

$$M_y = C_{c1}\left(d - \frac{c-m}{2}\right) + C_{c2}\left(d - c + \frac{2m}{3}\right) + C_s(d - d')$$

……. *Ecuación 29*

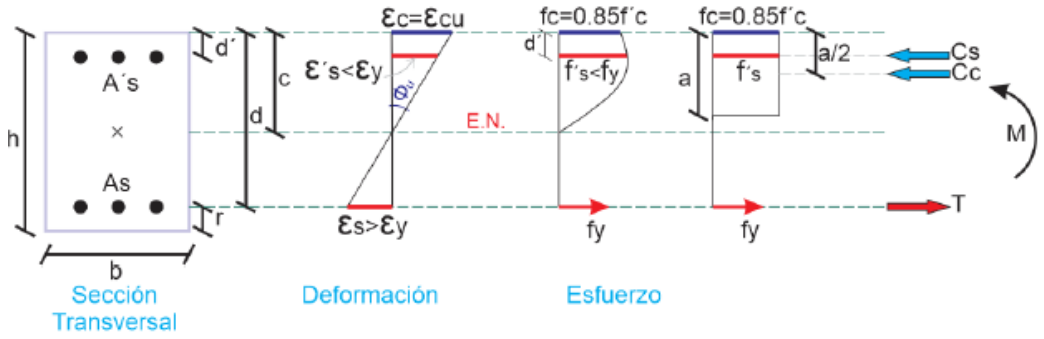
- **El punto U**, inicio del aplastamiento del concreto, se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión ε_u. No es la falla de la sección del elemento. Existe un punto adicional que tiene una menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo F, donde interesa para evaluar daño, Aguiar y Barbat (1997).

Este punto se encuentra cuando la deformación en la fibra de concreto más comprimida llega a su máximo valor con un valor de esfuerzo último de 0.85$f'c$.

El momento correspondiente a este punto se denota con Mu, y la curvatura correspondiente con Φu.

Figura Nº 35

Condición de agotamiento último

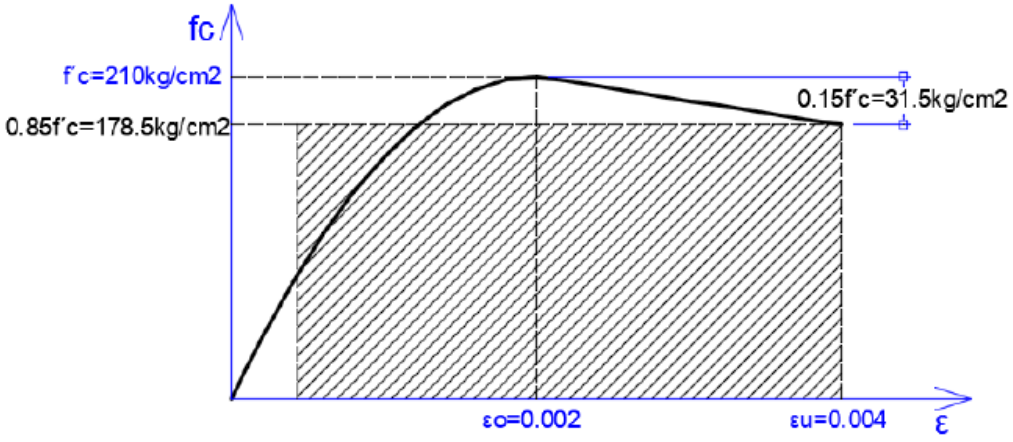


Fuente: Mayhua,2017

En la ilustración Nº35 se muestra el comportamiento del concreto cuando f'c = fc =0.70*210 kg/cm2, llegando a su punto de agotamiento ultimo.

Figura Nº 36

Punto de agotamiento último del concreto.



Fuente: *Mayhua,2017*

Bajo estas condiciones y al analizar la figura 68 se pueden encontrar la profundidad del eje neutro y a su vez, la curvatura de agotamiento última (Φu) y el momento de agotamiento último (Mu):

$$c^2(0.85f'c\beta_1 b) + c(A'_s E_s \varepsilon_{cu} - A_s fy) - A'_s E_s \varepsilon_{cu} d' = 0$$ ……... *Ecuación 30*

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}$$ ……*Ecuación 31*

$$M_u = C_c\left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s(d - d') \ldots (2.6.-17)$$ ……... *Ecuación 32*

Roberto Aguiar en su libro Análisis sísmico por Desempeño menciona que se puede mejorar el modelo trilineal del diagrama MC, considerando un cuarto punto entre el punto Y, y el punto U. Este sería el punto S que se alcanza cuando el acero llega al inicio de la zona de endurecimiento. Como se muestra en la siguiente figura.

- **El punto S**, se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia, en el modelo trilineal del acero indicado en la ilustración 3, 4, 5, se tendría este punto en la deformación ε_{sh}.

  Para el análisis de las secciones de concreto armado se acostumbra usar el modelo trilineal como se muestra en la siguiente figura, en el cual el punto A, se encuentra cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a tracción. El punto Y, cuando el acero a tracción alcanza el límite de fluencia y el punto U, cuando el concreto a compresión llega a su máxima deformación útil (Aguiar, 2003).

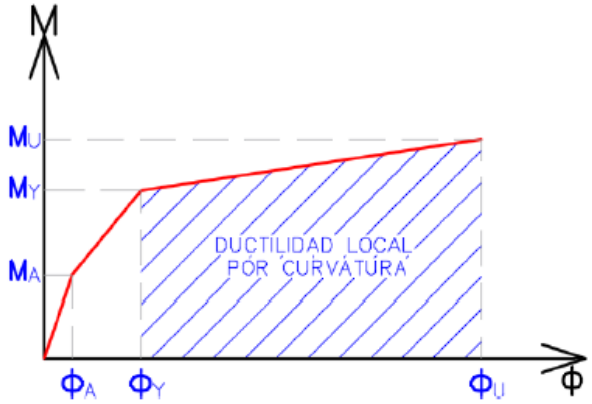
2.3.2.3. Relaciones Del Diagrama Momento Curvatura

a) Ductilidad local de Curvatura.

La ductilidad de curvatura permite medir la capacidad de rotación o deformación inelástica de una sección.

Figura Nº 37

Ductilidad Local por curvatura



Fuente: *Mayhua,2017*

$$\mu\varphi = \varphi_{max} / \varphi_y \ldots\ldots\ldots \text{Ecuación 33}$$

φ_{max} =curvatura correspondiente a la falla de la sección, cuando el concreto alcanza su deformación de agotamiento $e_{cu,}$ se asume que el acero no ha llegado a la rotura.

φ_y = curvatura correspondiente a la primera fluencia de acero de refuerzo a tracción.

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación

momento curvatura $M - \phi$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura $\mu\phi$, la máxima capacidad a flexión del elemento Mu y comparar estas cantidades con las

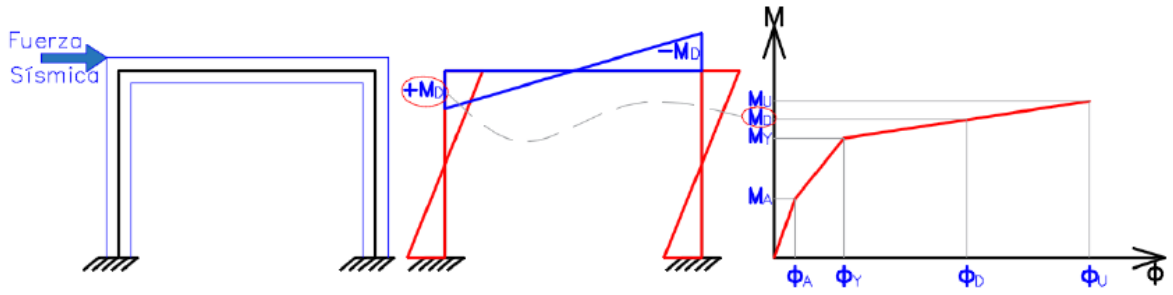
demandas que se tienen en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de $\mu\phi$ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada (Aguiar, 2003).

b) **DEMANDA DE DUCTILIDAD POR CURVATURA**

Ante la acción de un sismo de gran magnitud la estructura incursiona en el rango inelástico, es cuando un momento MD actuará y si la sección en análisis posee suficiente ductilidad por curvatura entonces este momento será mayor a MY pero menor al MU.

Figura Nº 38

Modelo Trilineal y un modelo actuante M_D ante un sismo de gran magnitud



Fuente: Aguiar, 2003

Asociado a MD se tiene la curvatura ϕD. Se define la demanda de ductilidad por curvatura como μD, con la siguiente relación:

$$\mu_D = \frac{\phi_D}{\phi_Y} \ldots (2.6.-19)$$

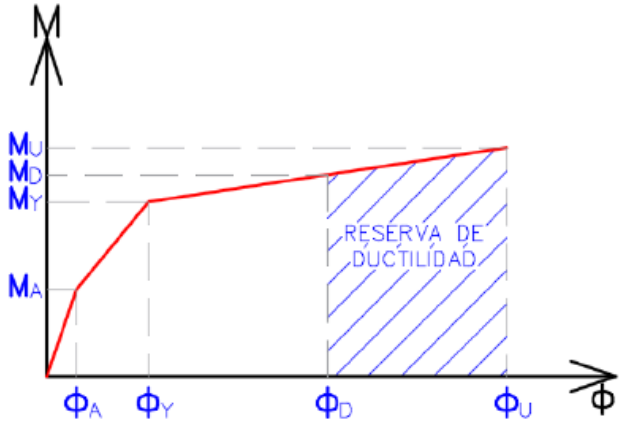
……. *Ecuación 34*

c) RESERVA DE DUCTILIDAD POR CURVATURA

La diferencia entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad por curvatura se denomina reserva de ductilidad por curvatura.

Figura Nº 39

Reserva de Ductilidad por Curvatura



Fuente: Elaboración Propia

$$\mu_r = \frac{\phi_U}{\phi_Y} - \frac{\phi_D}{\phi_Y} \quad \text{……..} \quad \textit{Ecuación 35}$$

Mientras más alta sea la reserva de ductilidad por curvatura de los diferentes elementos que conforman una estructura, mejor será el comportamiento sísmico que se espera de la edificación, toda vez que se permitirá la redistribución de momentos, se obligará a que otros elementos adyacentes a los que están sobrecargados absorban parte de las cargas, aliviando de esta manera las zonas recargadas (Aguiar, 2003).

d) ÍNDICE DE DAÑO

La tendencia del diseño sismo resistente es cuantificar el comportamiento no lineal que se espera de una edificación y esto entre otras cosas significa, calcular el Índice de daño a nivel de sección de los elementos, a nivel de piso y a nivel de la estructura.

Para lo cual se presenta una manera sencilla de calcular el índice de daño y representarlo en función de relaciones momento curvatura:

$$Id = \frac{M_D - M_Y}{M_U - M_Y}$$

…… Ecuación 36

$$Id = \frac{\phi_D - \phi_Y}{\phi_U - \phi_Y}$$

…….. Ecuación 37

Si el momento actuante MD es igual al Momento de Fluencia MY, el Índice de Daño es Cero. Y si el momento actuante MD es igual a MU, el Índice de Daño será igual a la Unidad.

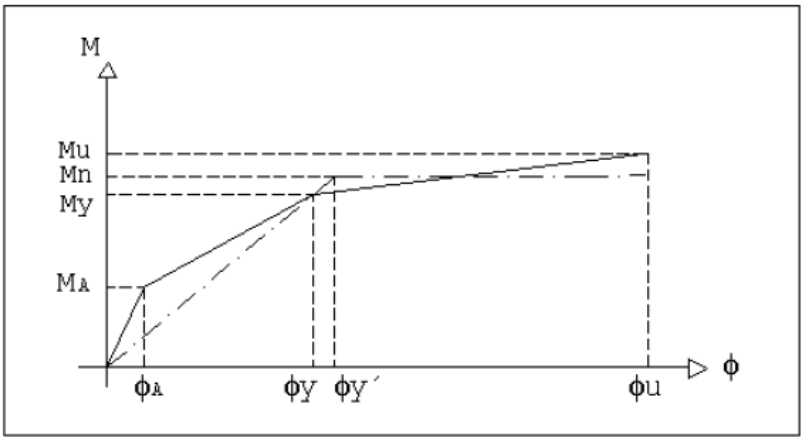
Es evidente que al incursionar en el régimen inelástico se presentarán índices de daño mayores a cero, pero al tener una sección con alta ductilidad serán menores a uno.

2.3.2.4. Rotulas Plásticas

Se define este punto como aquel en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. (Aguiar, 2003)

Figura Nº 40

Modelo bilineal en función de la definición de rótula plástica



Fuente: *Aguiar, 2023*

En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se la utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema.

2.3.2.4.1. Formulas aproximadas.

Para encontrar los puntos notables A, Y, U, del diagrama momento curvatura, existen fórmulas aproximadas que se pueden utilizarlas cuando no se dispone de un programa de ordenador. Estás fórmulas se presentan a continuación.

a) Vigas simplemente armadas

- **Punto A.**

$$M_A = \frac{I}{C_t} f_{ct} \qquad f_{ct} = 0.10\ f_c^{'} \qquad C_t = \frac{h}{2}$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c\ I} \qquad I = \frac{b\ h^3}{12}$$

donde es la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada; fct es el esfuerzo máximo a tracción del hormigón, *I* es el momento de inercia de la sección.

- **Punto Y**

$$M_Y = A_s\ f_y\ jd \qquad jd = \left(1 - \frac{k}{3}\right) d \qquad k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad \rho = \frac{A_s}{b\ d} \qquad \phi_Y = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d}$$

Siendo *kd* la profundidad del eje neutro, *jd* es el brazo de palanca o distancia desde el centroide de la fuerza a compresión del hormigón al centroide de la fuerza de tensión, d es la altura efectiva, es la armadura a tracción de la viga**.**

- **Punto U**

$$M_U = A_s\ f_y \left(d - \frac{A_s\ f_y\ d}{1.7\ b\ f_c^{'}} \right) \qquad \phi_U = \frac{\varepsilon_U}{c} \qquad c = \frac{A_s\ f_y}{0.7225\ b\ f_c^{'}}$$

donde ε_U es la deformación máxima útil del hormigón, para análisis se considera ε_U = 0.004. Este valor es para cuando no se considera la contribución de la armadura transversal, al considerar el confinamiento del hormigón el valor de ε_U es mayor al anotado. En la ecuación que define el eje neutro *c* se ha considerado b1 = 0.85

b) Vigas doblemente armadas

Para el cálculo del punto A se procede de igual manera que en el caso de vigas simplemente armadas.

- **Punto Y**

$$M_Y = A_s\ f_y\ jd \qquad jd = \left(1 - \frac{k}{3}\right) d$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\ d} \qquad \rho^{'} = \frac{A_s^{'}}{b\ d}$$

$$k = \sqrt{\left(\rho - \rho^{'}\right)^2\ n^2 + 2\left(\rho + \rho^{'}\frac{d^{'}}{d}\right)n} - \left(\rho + \rho^{'}\right)n$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad \phi_Y = \frac{\varepsilon_Y}{(1-k)d} \qquad (1.13)$$

donde A's es la armadura a compresión. Las restantes variables han sido ya definidas.

- **Punto U**

$$M_U = 0.85\, a\, b\, f_c^{'} \left(d - 0.5\, a\right) + A_s^{'}\, f_y \left(d - d^{'}\right)$$

$$\phi_U = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_c\, \beta_1}{a}$$

$$a = \frac{\left(A_s - A_s^{'}\right) f_y}{0.85\, b\, f_c^{'}}$$

La deformación ε_c no se la conoce razón por la cual no es posible utilizar la ecuación (1.14). En este contexto lo más adecuado es utilizar el formulario propuesto por Young Park que tiene un carácter experimental y teórico que se indica a continuación y es aplicable para vigas y columnas.

c) Formulario general para Vigas y Columnas

- **Punto A**

$$M_A = \frac{I}{C_t}\left(f_{ct} + \frac{P_o}{A}\right) \qquad A = b\, h \qquad \phi_A = \frac{M_A}{E_c\, I}$$

donde P_o es la fuerza axial de compresión. Las otras variables han sido ya definidas.

- **Punto Y**

$$M_Y = 0.5\, f_c^{'}\, b\, d^2 \left[(1 + \beta_c - \eta)\eta_o + (2 - \eta)p_t + (\eta - 2\beta_c)\alpha_c p_t^{'}\right]$$

$$\beta_c = \frac{d^{'}}{d} \qquad \eta = \frac{0.75}{1 + \alpha_y}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^{0.7} \qquad \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o} \qquad \eta_o = \frac{P_o}{b\, d\, f_c^{'}}$$

$$p_t = \frac{A_s\, f_y}{b\, d\, f_c^{'}} \qquad p_t^{'} = \frac{A_s^{'}\, f_y}{b\, d\, f_c^{'}} \qquad \varepsilon_c = \phi_y\, d - \varepsilon_Y \le \varepsilon_U \quad (1.16)$$

$$\alpha_c = (1-\beta_c)\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \le 1 \qquad \phi_y = \left[1.05 + (C_2 - 1.05)\frac{\eta_o}{0.03}\right]\frac{\varepsilon_y}{(1-k)d}$$

$$k = \sqrt{(p_t + p_t')^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (p_t + \beta_c\ p_t')\frac{1}{\alpha_y}} - (p_t + p_t')\frac{1}{2\alpha_y}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + p_t)}$$

Las fórmulas indicadas en (1.16) fueron propuestas por Y. Park (1985) tienen un respaldo teórico y experimental basado en el ensayo de 400 elementos. Las variables todavía no definidas, son: *d* ' es el recubrimiento de la armadura a compresión, ε_0 es la deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia.

- **Punto U**

$$M_U = (1.24 - 0.15\ p_t - 0.5\ \eta_o)M_y$$

$$\phi_u = \mu_\phi\ \phi_y$$

$$\mu_\phi = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o}\right)^{0.218pw-2.15} \qquad \exp(0.654pw + 0.38)$$

donde pw es la cuantía de confinamiento del refuerzo transversal en porcentaje. Si *pw* > 2% se considera pw = 2 . Por otra parte, la ductilidad por curvatura φ μ será igual a 1 si el valor que resulta al aplicar la respectiva ecuación es menor a la 1. Las variables todavía no definidas

son:

$$\varepsilon_p = 0.5\,\varepsilon_b + 0.5\sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2}$$

$$\varepsilon_b = \left[C_1 + (C_2 - C_1)\frac{\eta_o}{0.3} \right] \phi_y$$

$$C_1 = 1.05 \qquad Para \quad p_t^{'} \neq 0$$

$$C_1 = 1 + 1.9\; p_t^{2.4} \qquad Para \quad p_t^{'} = 0$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + 2\,p_t^{'} - p_t)}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \qquad u < 5 \qquad o \qquad \frac{L}{d} > 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5}\left[1 + 0.27(u - 5)\right] \qquad u > 5 \qquad y \qquad 2.5 < \frac{L}{d} < 4$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5}\left[1 + \frac{0.185(u - 5)}{\sqrt{pw} - 0.4}\right] \qquad u > 5 \qquad y \qquad \frac{L}{d} < 2.5$$

$$u = \frac{\tau_b}{\sqrt{f_c^{'}}}$$

Donde θ_s es la rotación por corte, τ_b es el esfuerzo promedio de adherencia y L es la longitud del elemento.

2.3.2.4.2. Longitud de Rotula plástica

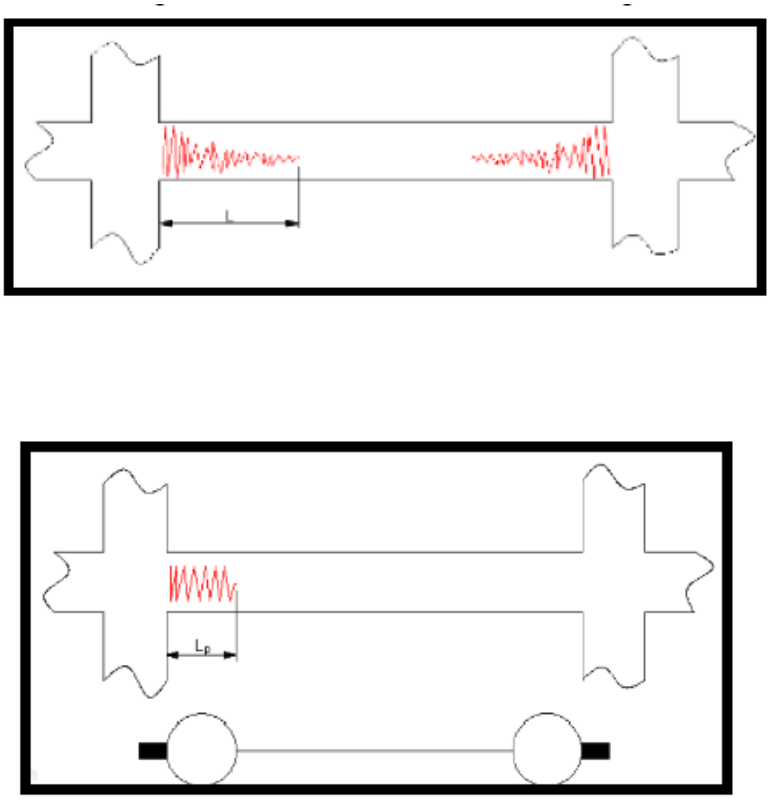
La ubicación de la rótula, es complicada por el hecho que las rótulas crecen en longitud durante el aumento de la deriva de piso. Durante el evento sísmico los elementos estructurales como vigas y columnas padecen daños en la zona adyacente a los nudos en una longitud “L”. El daño se concentra en los nudos como se muestra en la figura.

En el sector de daño equivalente se reúne toda la deformación inelástica, donde el daño y la curvatura se pueden asumir constantes. Dicho sector se

denomina rótula plástica, que está representada por una longitud equivalente (Lp), menor a la del daño total (L).

Figura Nº 41

Idealización de daño en vigas



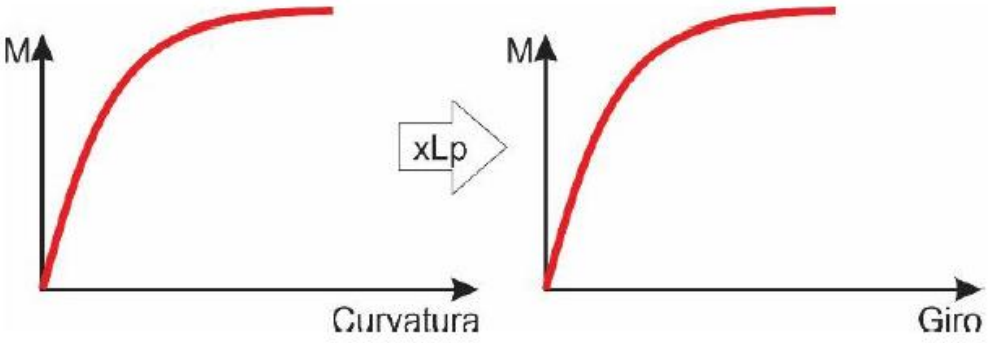
Fuente: *Auris, 2017.*

Relaciones momento – giro en rótulas plásticas

El giro inelástico en los extremos de los elementos depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico “L”. Como hemos asumido que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica (longitud de daño L), bastará multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de rótula “Lp” para obtener el valor del giro que se genera en la zona inelástica.

Figura Nº 42

Diagrama Momento giro



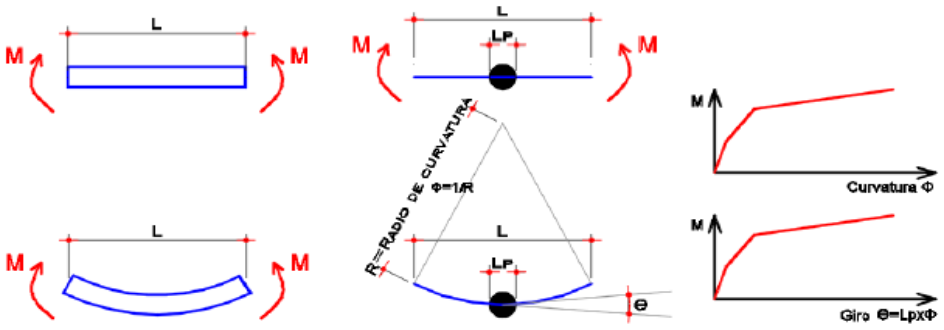
$$\theta = Lp.\phi \ldots (2.6.-23) \ldots \text{Relación Simplificada}$$

Fuente: Mayhua, 2018

Es importante entender la diferencia entre un diagrama momento curvatura y un diagrama momento giro. La diferencia está en que la curvatura se puede dar en cualquier punto de un elemento estructural sometido a flexión, y la rotación o giro plástico del mismo elemento estructural ocurre en una zona donde se concentra la rótula plástica con una determinada longitud (Lp: Longitud plástica o longitud de rótula efectiva), según se muestra en la siguiente figura y depende de la rotación del elemento.

Figura Nº 43

Diferencia entre diagrama momento curvatura y momento giro



Fuente: Mayhua, 2018

Kent y park (1998), Se puede obtener una buena estimación de la longitud efectiva de la rótula plástica a partir de la expresión:

$$l_p = 0.08l + 0.022 d_b f_y \quad \text{(MPa)}$$
$$= 0.08l + 0.15 d_b f_y \quad \text{(ksi)}$$

…….. Ecuación 38

Donde:

l: la longitud del elemento

d_b: Diámetro de la varilla

f_y: esfuerzo de fluencia del acero.

Para vigas y columnas la proporción típica se aproxima a:

lp=0.50h,

donde h es la altura de la sección.

Se muestra valores aproximado de longitud de rotula plástica:

Tabla 9.
Longitudes de rótula plástica en elementos estructurales

ELEMENTO ESTRUCTURAL	RANGO DE VALORES APROXIMADOS
Viga	(0.50-0.75) d
Columna	(0.60-0.85) d
Placa	(0.60-1.00) d

Fuente: Asmat, 2016

2.4. Análisis no Lineal de Estructuras

Al utilizar este procedimiento, es posible aproximarse al comportamiento del edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial colapso progresivo.

En la actualidad en Estados Unidos y Europa las nuevas provisiones sísmicas requieren que los ingenieros estructurales efectúen un análisis no-lineal.

Para poder implementar correctamente un análisis no-lineal es necesario contar con a información adecuada sobre la estructura.

Los métodos de análisis no-lineal se clasifican en dos grandes grupos: los análisis estáticos no-lineal y los análisis dinámicos no-lineal. Ambos requieren de un extenso conocimiento de las características de los materiales, principalmente de aquellas que tienen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas (Meneses, 2006).

2.4.1. Análisis Estático no Lineal

(Calcina,2017) El análisis estático no-lineal considera parámetros más específicos sobre deformación de materiales donde los edificios son sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. El objetivo principal de realizar este análisis no-lineal es verificar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Los procedimientos estáticos más usados son: (i) El método del espectro de capacidad (CSM), propuesto por Freeman, incluido en el ATC-40 y mejorado en el FEMA-440; (ii) el método del coeficiente de desplazamiento (DCM), presentado inicialmente en el FEMA-273, FEMA-274 y FEMA-356 y recientemente mejorado en FEMA-440; y, el método N2, desarrollado por Fajfar y adoptado por el Euro código 8.

El objetivo principal de todo procedimiento estático no lineal es caracterizar la respuesta de la estructura bajo una acción sísmica en términos de desplazamientos. Todos estos métodos están basados en un proceso que consta de dos pasos básicos.

El primer paso consiste en determinar un sistema equivalente de un grado de libertad por medio de la curva de capacidad obtenida en un análisis estático no lineal tipo Pushover (AENL).

El segundo paso consiste en la caracterización de la demanda sísmica en términos de espectro de respuesta elástica sobre amortiguada (en el caso del

CSM) o en términos de espectro de diseño inelástico (en el caso del DCM y N2). El desplazamiento máximo se determina a través del llamado “punto de desempeño”, como indicador del nivel de daño producido en la estructura.

En realidad, casi todas las estructuras se comportan de manera no-lineal pero los ingenieros realizamos una simplificación e idealización al problema y casi siempre hacemos análisis lineales. (Calcina,2017)

2.4.1.1. Método de análisis de colapso (Pushover)

Calcina (2017). El método de análisis de colapso más conocido como Pushover, por su nombre en inglés, o por sus siglas Análisis Estático No-lineal (AENL), cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad, para modelar una estructura de múltiples grados de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.

Fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), y permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos.

Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo "Pushover", con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico, y emplea de manera aproximada, la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no-lineal, como, por ejemplo, la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no-lineal, los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, drift de entrepisos, ductilidades, fallas de elementos por flexión y corte, esfuerzos, etc.

Es una técnica simple y eficiente que se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales permanentes de la estructura, produciéndose las primeras deformaciones, luego actúan las cargas laterales que se incrementan de manera monotónica y se mantienen constantes, es decir, en un solo sentido hasta que se forma la primera rótula plástica, presentado una redistribución de la rigidez de la estructura, así continua un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. Sucede lo mismo con las cargas laterales en la otra dirección.

En tal sentido, el análisis estático no-lineal consiste en un análisis por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Asimismo, las curvas Pushover muestran la capacidad de la estructura y su comportamiento inelástico.

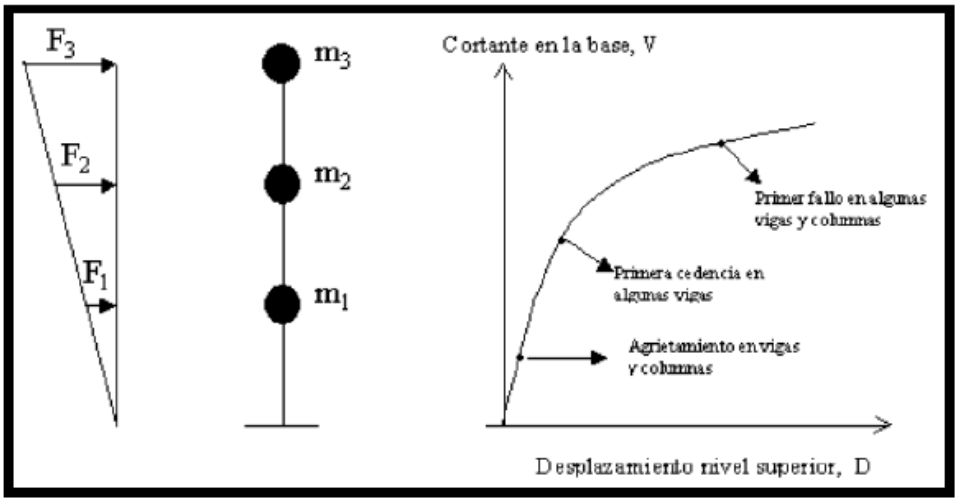
Este comportamiento y capacidad variará, de acuerdo, al detallado de los miembros estructurales. La capacidad deberá compararse con la demanda en el caso de estudio de estructuras existentes y con base en esta comparación se tomará la decisión de si se debe reforzar o no la edificación (Calcina, 2017).

Auris (2017). Un análisis estático no lineal, nos ayuda a determinar la capacidad de una estructura, resistencia – deformación, donde se somete la estructura a fuerzas laterales incrementales para que la estructura alcance su capacidad máxima. Por este proceso se dice que este tipo análisis es simple y eficiente para la determinación de la capacidad estructural, además que se conoce la secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los elementos, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes de la estructura.

La aplicación de fuerzas laterales en la estructura para el análisis estático no lineal (Pushover) se da en forma constante, lineal y parabólica. De esta distribución dependerá la determinación de la curva de capacidad, se puede recomendar utilizar dos tipos de aplicación de fuerzas y definir la capacidad con la envolvente de los ambos resultados (Auris, 2017).

Figura Nº 44

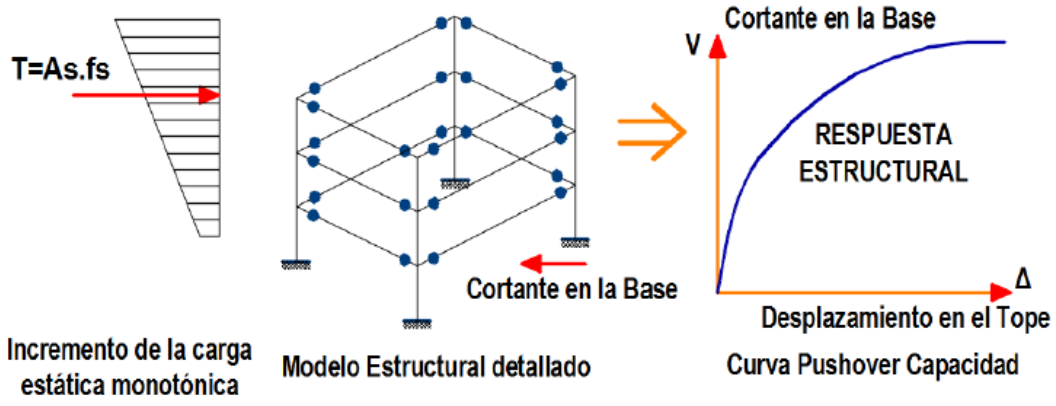
Esquema de procedimiento usado para el análisis Pushover



Fuente: *Auris, 2017*

Figura Nº 45

Esquema de procedimiento para determinar la curva capacidad



Fuente: *Calcina, 2017*

El análisis estático no lineal, tiene algunas limitaciones que deben ser consideras para su aplicación:

- Para el análisis Pushover se supone que la estructura vibra en el primer modo, el cual no se cumple para edificios de gran altura, ni para edificios asimétricos.

Este método está basado en fuerzas estáticas, siendo imposible predecir un comportamiento para cargas cíclicas (Ramon, 2017).

- El análisis pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, por lo que este procedimiento puede conducir a depreciar la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso (Nicolás Guevara, Sergio Osorio y Edgardo Vargas, 2006)

- El análisis Pushover no es válido para estructuras cuyos modos más altos son significativos, pudiendo no detectar las debilidades en la estructura que se pueden generar cuando las características dinámicas de la estructura cambian después de la formación del primer mecanismo plástico (Bonett, 2003).

- El daño estructural es función tanto de la deformación como de la energía sísmica. El procedimiento utilizado en el análisis de Pushover asume implícitamente que el daño estructural depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada en la estructura. Entonces, la aplicabilidad de esta medida de daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática (Bonett, Díaz, 2003).

- El análisis Pushover, utiliza una distribución de fuerzas laterales incrementales, mas no tiene en cuenta la distribución de cargas sísmicas verticales.

- Este análisis no estudia los cambios en las propiedades modales cuando se da la cedencia no lineal cíclica durante un evento sísmico de la estructura.

2.4.1.2. Importancia de la aplicación análisis estático no lineal (Pushover)

Para la realización del diseño estructural de una edificación, se estima a través de un espectro de diseño inelástico, que esto depende de un factor de

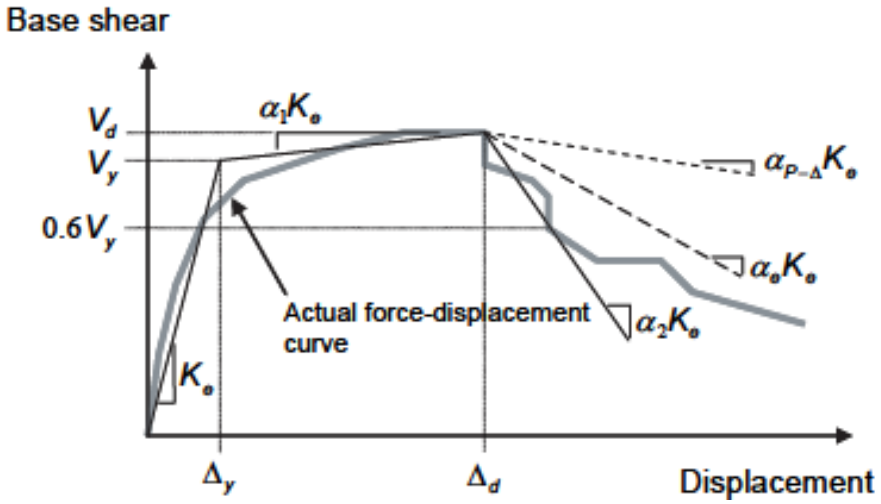
Reducción inelástico “R”, dicho factor obedece al sistema estructural y la importancia de la edificación. Al asumir el factor “R” se está suponiendo que la estructura superada su rango inelástico disipará energía en forma estable, para ello se requiere de una ductilidad suficiente mente capaz de disipar dicha energía. Esta ductilidad va a depender del sistema estructural por su capacidad de deformación, les irregularidades que presenta la estructura ya sean horizontales o Verticales. (E. Hernández, 2018)

Aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) se obtendrá la curva de capacidad establecida en términos de desplazamientos en el techo de la estructura versus el cortante basal. Encontrando el punto de desplazamiento de la cedencia y el punto de desplazamiento último se encontrará y se podrá definir la ductilidad del sistema. A continuación, se muestra una gráfica de la curva de capacidad en la que se explica donde se aprecia el punto de cedencia y el punto último, los cuales son producto de la relación de la fuerza cortante cedente versus desplazamiento cedente y la cortante ultimo versus desplazamiento último respectivamente (Lloclle, 2021).

En la ilustración Nº045 se Curva fuerza-desplazamiento idealizada para un análisis Estático no lineal.

Figura Nº 46

Curva idealizada para un análisis Estático no lineal



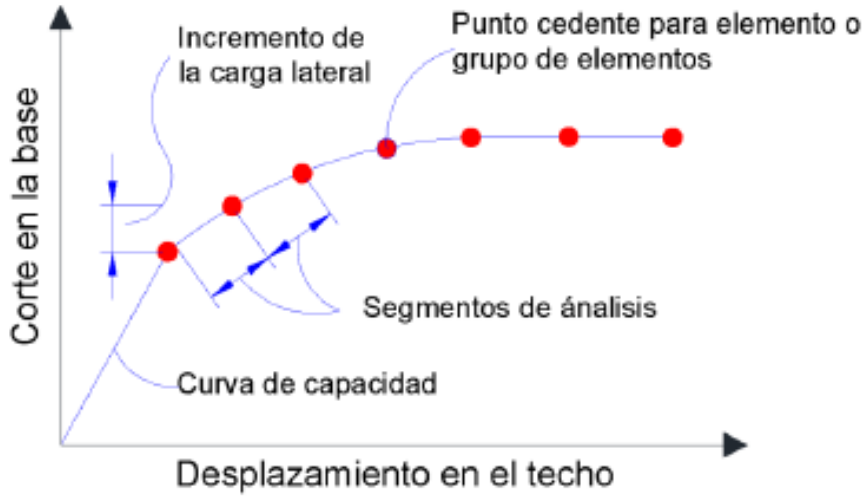
Fuente: *FEMA 440 (2005).*

2.4.1.3. Procedimiento general del análisis estático no lineal (Pushover)

1. Se va a definir un primer caso no lineal relacionado a la carga gravitacional comprendido además la acción constante y variable.
2. Se definirá un segundo caso no lineal relacionado con el patrón de cargas laterales, de manera que algunos elementos estén alrededor del 10% de su resistencia bajo esfuerzos. Este caso no lineal comienza cuando el primer caso gravitacional termina.
3. se ubica y define un punto control en el tope de la estructura, punto donde se hacer el monitoreo constante de desplazamientos en función al incremento de la cortante.
4. Se realizan la aplicación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales. Siguiendo los lineamientos de FEMA 356 o ASCE 41-13 y ASCE 41-17.
5. Se obtiene el patrón de rótulas y la curva de capacidad en función al desplazamiento en el techo versus en el corte en la base. (Llocllе, 2021).

Figura Nº 47

Representación de la curva de capacidad



Fuente: *Adaptación de ATC (1996)*

2.4.2. Análisis Dinámico no Lineal

Calcina (2017). El análisis dinámico no lineal (ADNL) es la manera “exacta” de obtener la respuesta sísmica inelástica de estructuras sometidas a movimientos sísmicos importantes. Para llevar a cabo un ADNL es necesario contar con registros de aceleraciones del terreno ya sean reales o simulados, o una combinación de estos.

La ejecución de un ADNL requiere de programas especializados y un manejo minucioso de los datos, por lo que su uso se limita a estructuras especiales (Calcina, 2017)

2.4.2.1. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El IDA es un método de análisis paramétrico que se utiliza para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Implica realizar una serie de ADNL en los cuales se somete un modelo estructural a uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a distintos niveles de intensidad, para producir una o varias curvas parametrizadas versus nivel de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2001).

Cada punto de la curva IDA está asociado a un parámetro de respuesta definido (DM, por sus siglas en inglés Damage Measure) y a un nivel de intensidad (IM, por sus siglas en inglés, Intensity Measure), obtenidos de cada uno de los ADNL.

Como DM se puede tomar el nivel de distorsión máxima, rotación nodal máxima, desplazamiento de azotea, cortante basal, aceleración de entrepiso, etc. De esta manera una curva IDA muestra todas las etapas del comportamiento de una estructura, desde la etapa elástica lineal, el punto de la primera la fluencia, la progresión de daño (formación de articulaciones plásticas), hasta llegar al estado de colapso.

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no-lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como, por ejemplo: Características de frecuencias, ruptura, etc. (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no-lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este es procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración (Safina Melone, 2002).

Los niveles de desempeño pueden ser identificados a través de una curva IDA, para ello existen varios criterios que nos señalen que se ha alcanzado un objetivo de diseño. De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002) estos criterios pueden estar asociados a un valor del parámetro de daño DM (distorsiones de entrepiso, rotaciones plásticas máximas, etc.), o a un nivel de intensidad IM (movimiento sísmico con diferentes periodos de retorno), y también como presentar en la curva una tangente igual o menor al 20% de la rama elástica. Sin embargo, hay que tener presente que puede existir uno o más puntos que cumplen con dichos criterios y lo más lógico sería tomar el menor de ellos. Lo anterior dependerá del objetivo final para el cual se está realizando el estudio.

A diferencia de la etapa elástica lineal o el punto de fluencia, el punto de colapso no es fácil de identificar. Se puede tomar el colapso cuando se ha excedido un nivel de intensidad IM asociado a un periodo de recurrencia dado, o bien cuando se ha excedido un nivel de daño DM, por ejemplo, cuando se excede el límite de distorsión de entrepiso. El FEMA 356 (FEMA, 2000) sugiere que se

tome como un índice de daño el cambio de pendiente en la curva IDA, si ésta llegará a ser menor del 20% de la pendiente elástica, se considera que ha colapso la estructura.

Resulta difícil poder identificar el punto de colapso de una estructura, entre otras cosas se tienen que revisar los niveles de deformaciones locales a ese punto y los índices de daño correspondientes.

CAPITULO III:

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Metodología y Técnicas Utilizadas

3.1.1. Tipo de Investigación

El enfoque de la investigación a desarrollar de acuerdo al fin que se persigue es del tipo Aplicativa.

3.1.2. Nivel de Investigación

- Descriptiva. Comprende el proceso de investigación e identificación del comportamiento inelástico de la estructura durante un sismo.
- Analítica. Se analizará los datos obtenidos del análisis no lineal de la estructura, para luego ser comparados con la normativa peruana y los parámetros de Visión 2000.

3.1.3. Diseño de Investigación

Esquema De La Investigación

1) Se realizará una profunda recopilación de bibliografía sobre análisis no lineal de estructuras, y diseño por desempeño sísmico.

2) Se realizará un levantamiento arquitectónico de la infraestructura para su análisis.

3) Se realizará modelamiento estructural y el diseño de los elementos estructurales de acuerdo a la normativa vigente y se comparará con el diseño estructural existente.

4) Se realizará el diseño por desempeño sísmico y se comparará con el diseño de la norma técnica peruana.

5) Modelo matemático de la investigación

GE:O1 X O2

6) Conclusiones y recomendaciones.

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Población

El universo estará determinado por las edificaciones existentes en el campus de la sede central de la Universidad Nacional de Ucayali.

3.2.2. Muestra

La muestra para poder elaborar el modelo es de manera intencional, el cual será la Infraestructura de las oficinas administrativas de la UNU (Caja, Tesorería, Bienestar, Contabilidad, administración, Mesa de partes, Abastecimiento, Centro Médico, Escalafón, Remuneraciones, Recursos Humanos, Proyección y Extensión Social Universitaria, Planificación, Presupuesto, Control Institucional, Logística y Oficina General de infraestructura).

3.3. Descripción Del Proyecto

La edificación en estudio se encuentra ubicada dentro del campus Universitario de la Universidad Nacional de Ucayali, pabellón administrativo, cuyos ambientes vienen siendo utilizados para las actividades administrativas: Caja, Tesorería, administración, bienestar universitario, planificación y presupuesto, Recursos Humanos, Escalafón, Extensión Universitaria, infraestructura, logística, control Interno, entre otros.

3.1.1. Ubicación Geográfica.

- Región: Ucayali
- Provincia: Coronel Portillo

- Distrito: Callería

3.2. Parámetros Sísmicos

Todos los parámetros Sísmicos para el análisis lineal serán tomados de la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente.

3.2.1. Zonificación Sísmica

De acuerdo a la norma E 030 de Diseño Sismorresistente (Art.10, Tabla N°01) la edificación de estudio se encuentra en la Zona Sísmica 2, cuyo Factor de Zona es el Siguiente:

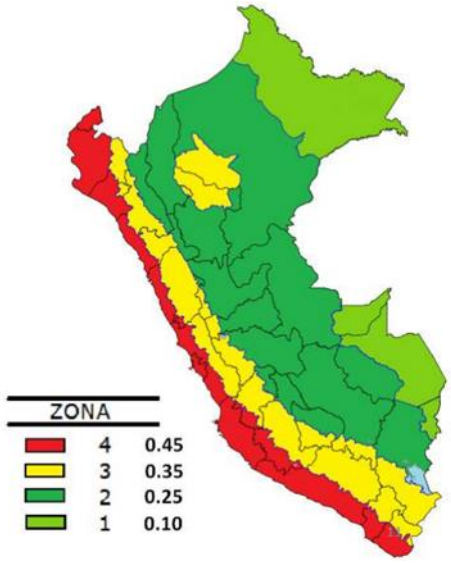


Tabla 10.
Factor de Zona Sísmica

FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z
	Z2	0.25

Fuente: Elaboración Propia, obtenido del RNE E030.

3.2.2. Condiciones Geotécnicas y Factores de Sitio.

Se tiene como antecedente para realizar el análisis sísmico de la infraestructura de las oficinas administrativas de la UNU el Estudio de Mecánica

de Suelos del Expediente Técnico, no se ha contemplado la realización de un nuevo estudio de mecánica de suelos, debido a que las condiciones Geotécnicas son las mismas, el cual es defina como un suelo Blando dentro del informe de estudio de Mecánica de Suelos del Expediente Técnico. (Art.15, Art. 13, Tabla N°03 Y N°04)

Tabla 11.

Factor de Zona Suelo

FACTOR DE SUELO "S"	PERFIL DE SUELO		PARÁMETROS DE SITIO		
	TIPO	DESCRIPCION	S	TP	TL
	S3	SUELOS BLANDOS	1.40	1.00	1.60

Fuente: Elaboración Propia, obtenido del RNE E030.

3.2.3. Factor de amplificación Sísmica.

El factor de amplificación sísmica se interpreta como el factor de amplificación estructural respecto a la aceleración del suelo, cuyo valor depende de las características de sitio, el cual se defina por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2{,}5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura.

3.2.4. Categoría de Edificación y Factor de Uso.

La Norma de diseño sismorresistente estable un factor de uso de acuerdo al tipo de edificación y el uso que tendrá durante su vida útil.

Las Edificaciones de Categoría A2 (Art.12, Tabla N°05) corresponden a edificaciones esenciales como instituciones educativas, institutos superiores y tecnológicos y universidades.

Tabla 12.

Factor de Uso de Edificación

FACTOR USO "U"	CATEGORIA	U
	"A2" EDIFICACIONES ESENCIALES	1.50

Fuente: Elaboración Propia, obtenido del RNE E030.

3.2.5. Categoría, Sistema Estructural Y Coeficiente Básico Reducción De Las Fuerzas Sísmicas

De acuerdo a la configuración estructural de la edificación de análisis se asumirá como sistema aporticado, sistema estructural también contemplado en el expediente técnico.

Tabla 13.

Factor Básico de Reducción Sísmica R_0

FACTOR BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FURZAS SÍSMICAS "Ro"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL	Ro
	DIR X-X	Pórticos de concreto armado	8
	DIR Y-Y	Pórticos de concreto armado	8

Fuente: Elaboración Propia, obtenido del RNE E030.

3.2.6. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R):

Es determinado por el producto delo coeficiente Ro (coeficiente básico de reducción sísmica) y el los factores Ia (irregularidades en altura) e Ip (irregularidad en planta).

$$R = R_0 . I_a . I_P$$

3.2.7. Factores De Irregularidades En La Edificación

La norma E030 en su artículo 20, tabla N°08 y Nº 09 establece los factores de irregularidades de la edificación, los cuales se muestran a continuación:

Tabla 14.
Tabla de factores de irregularidad

IRREGULARIDADES	DESCRIPCIÓN	Factor
EN ALTURA (Ia)	Irregularidad de Rigidez-Piso blando	0.75
	Irregularidad de Resistencia-Piso débil	0.75
	Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
	Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
	Irregularidad de Masa o Peso	0.90
	Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
	Discontinuidad de Sistemas Resistentes	0.80
	Discontinuidad Extrema de los sistemas Resistentes	0.80
EN PLANTA (Ip)	Irregularidad Torsional	0.75
	Irregularidad Torsional Extrema	0.60
	Esquinas Entrantes	0.90
	Discontinuidad del Diafragma	0.85
	Sistemas No Paralelos	0.90

Fuente: RNE E030.

En caso de entrarse una irregularidad en planta y en altura se tomará el menor valor encontrado en cada uno de los casos, de no encontrarse algún tipo de irregularidad se considerará el valor 1.

Nota: Los valores de Ia e Ip serán asumidos como el valor de 1 inicialmente para el análisis de la estructura, para posterior corrección de los mencionados valores.

3.2.8. Periodo Fundamental de Vibración (T)

a) El periodo de vibración para cada dirección de análisis de estima por la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

C_T = 35, para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección de análisis sean únicamente:

- Pórticos de concreto armando sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

C_T = 45, para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección de análisis sean:

- Pórticos de concreto armando con muros de en las cajas de los ascensores y escalera.
- Pórticos de acero arriostrados.

C_T = 60, para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

b) Alternativamente puede usarse la siguiente expresión:

$$T = \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^{n} P_i . d_i^2)}{(g . \sum_{i=1}^{n} f_i . d_i)}}$$

Donde:

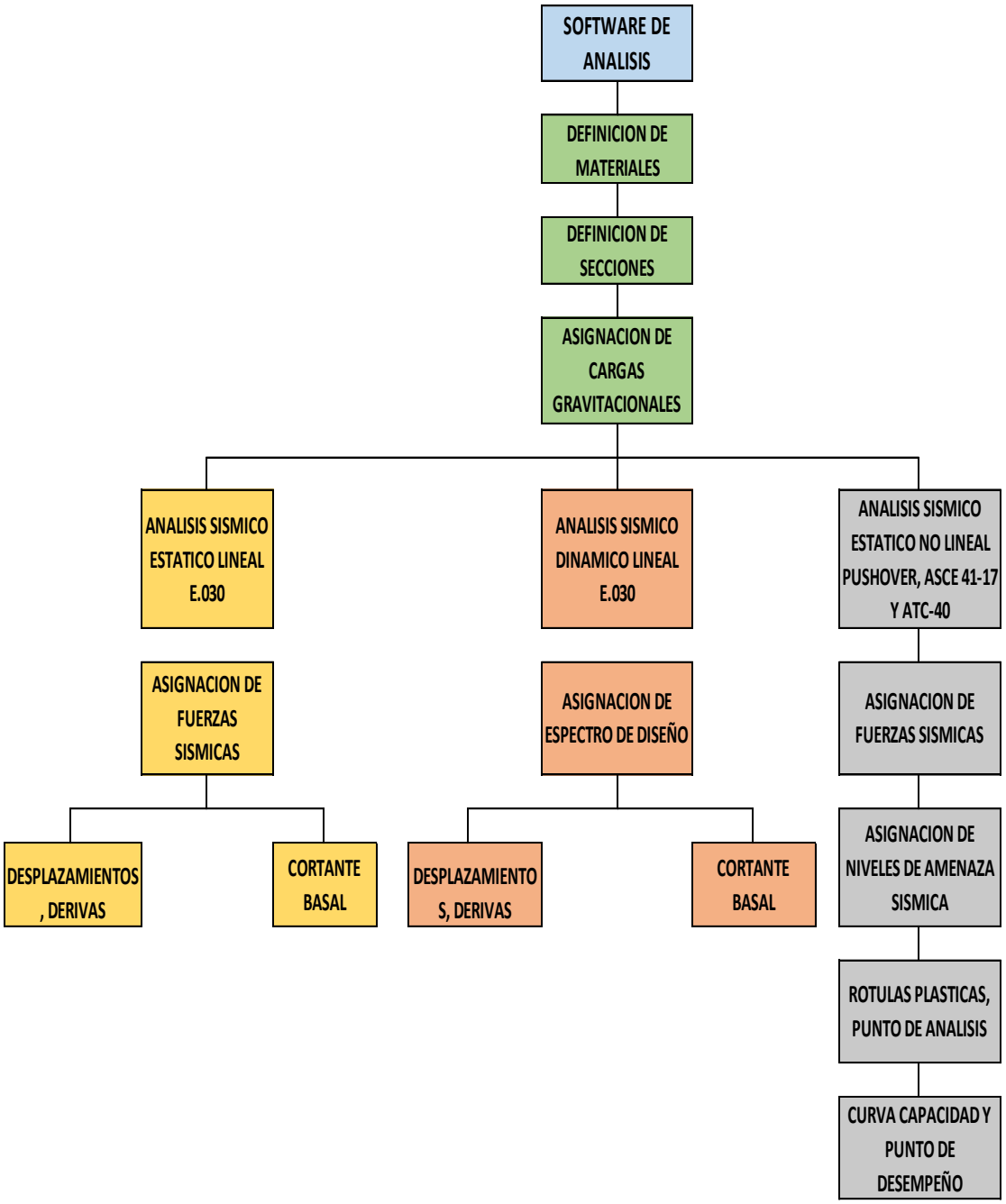
- fi es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante al primer modo en la dirección de análisis.
- di es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas fi. los desplazamientos se calculan suponiendo un comportamiento

lineal elástico de la estructura, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

3.3. Procedimiento de Análisis.

Figura Nº 48

Modelo de Simulación para el desarrollo en el software ETABS v18



Fuente: Elaboración Propia.

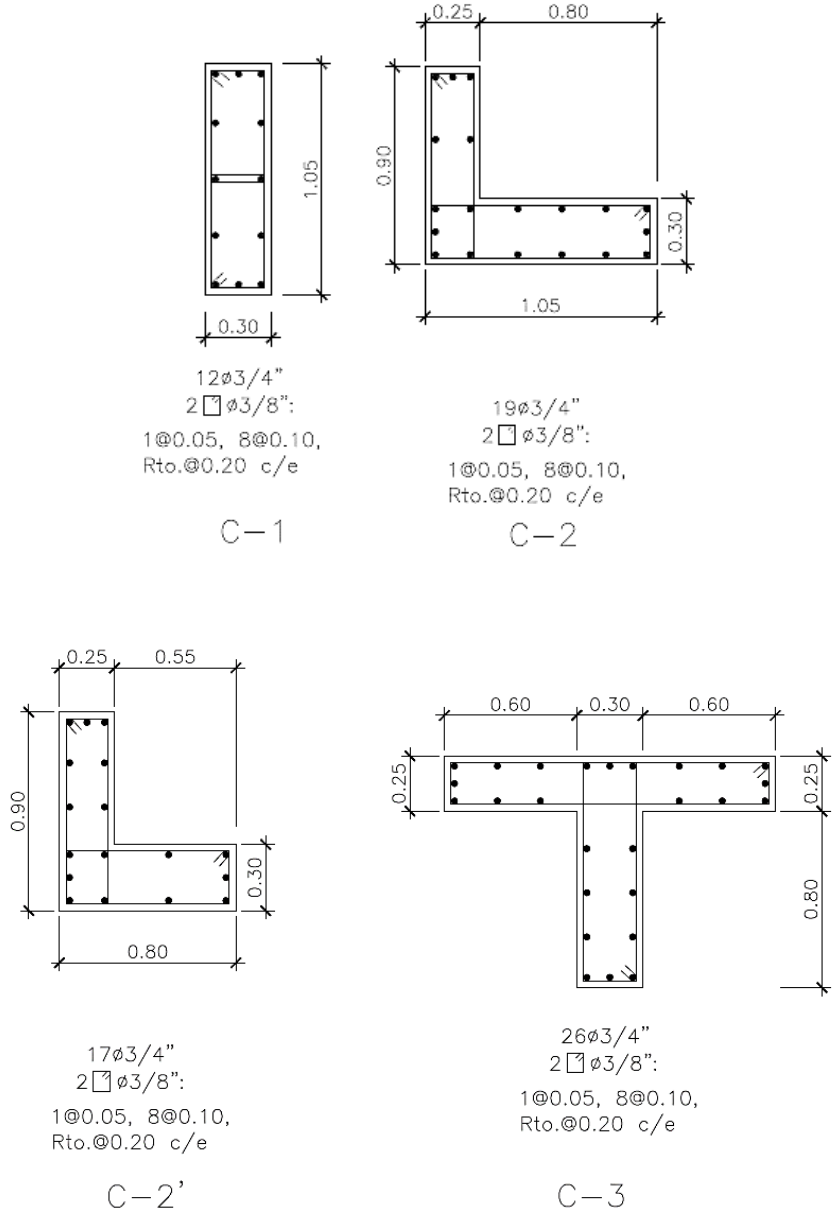
3.4. Análisis Sísmico NTP E.030

3.4.1. Elementos Estructurales

Columnas:

Figura Nº 49

Secciones de Columna de la edificación en análisis



Vigas:

Figura Nº 50

Secciones de vigas de la edificación en análisis

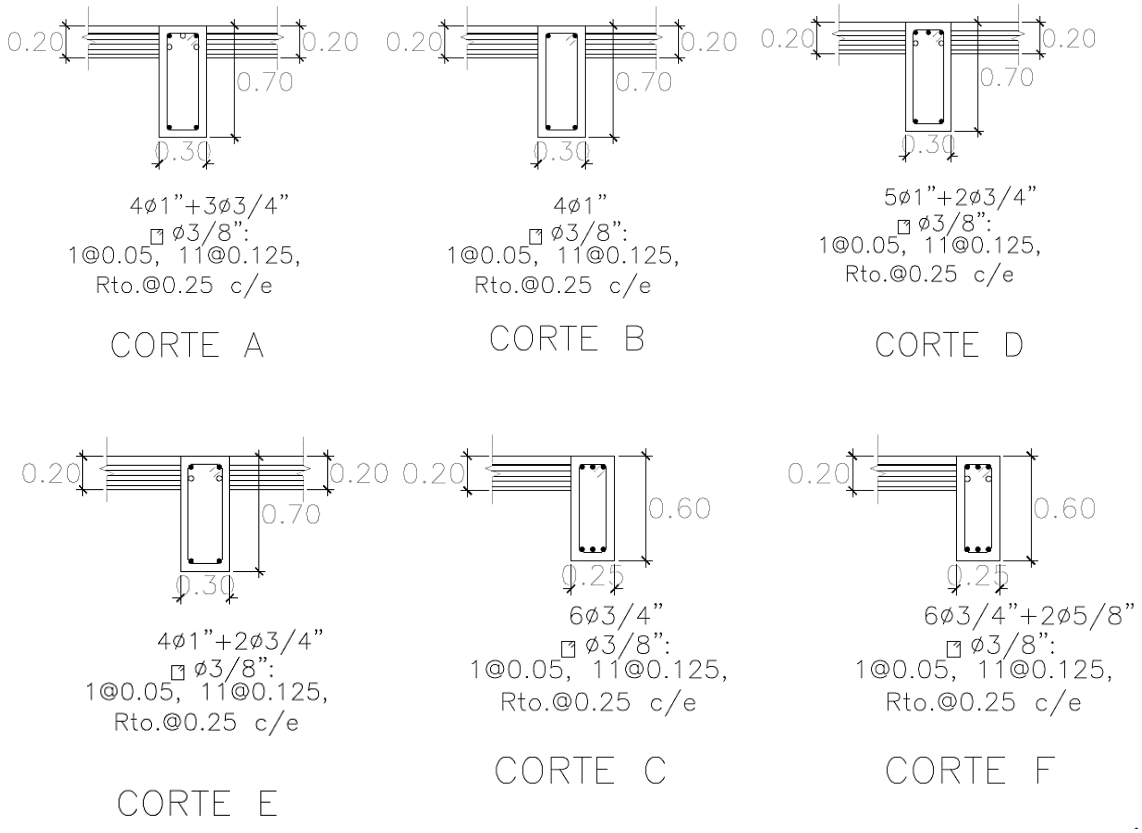
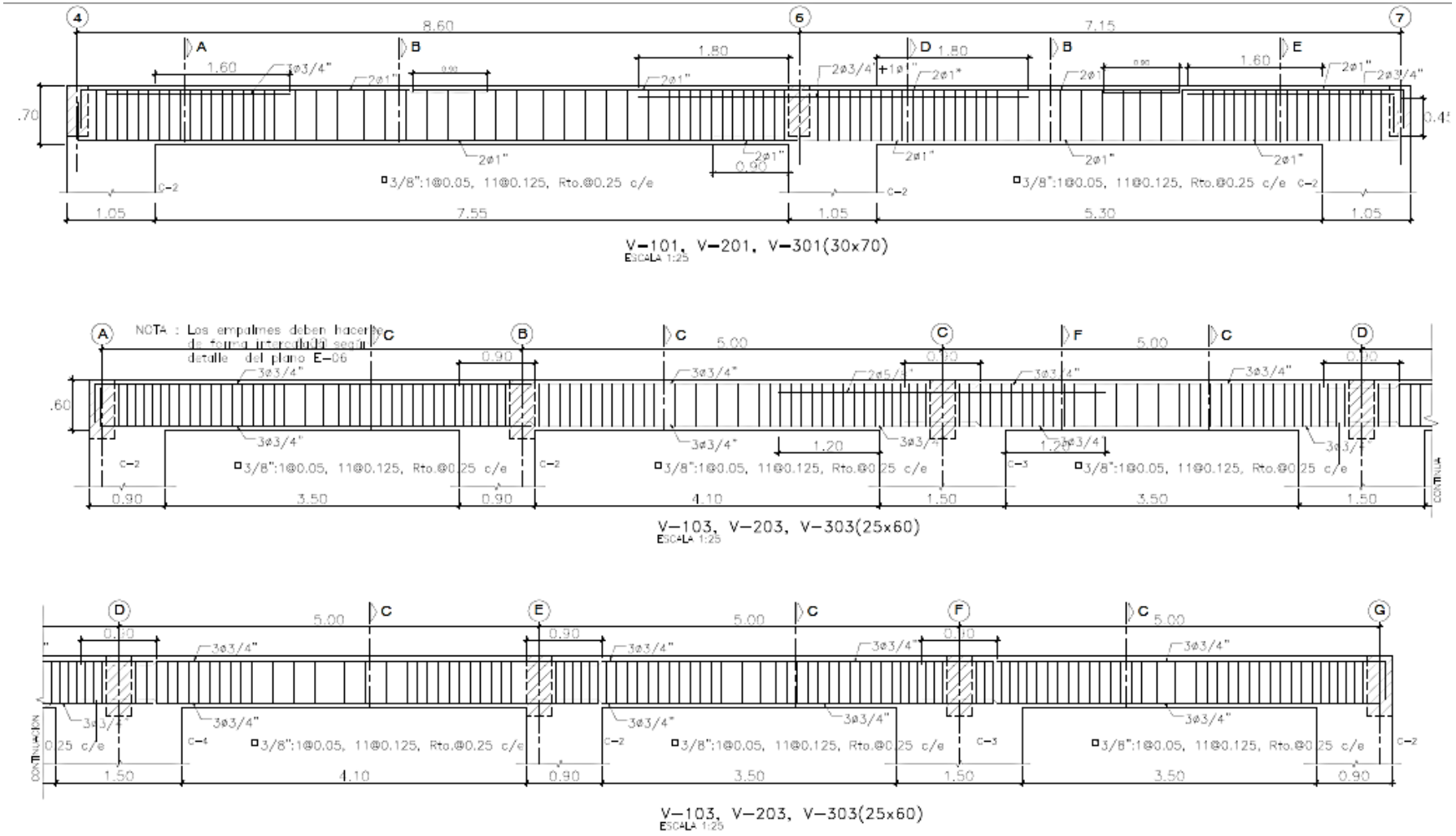


Figura Nº 51

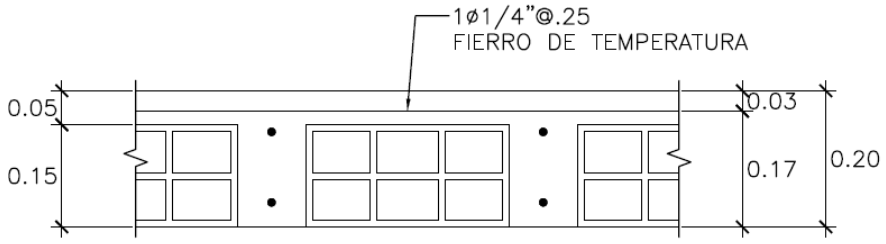
Detalles de vigas de la edificación en análisis



Losa aligerada:

Figura Nº 52

Detalles losa aligerada de edificación en análisis



3.4.2. Propiedades de los materiales:

3.4.2.1. Determinación de la Resistencia del Concreto

3.4.2.1.1. Formulas aproximadas

Dada la gran cantidad de factores que intervienen en el proceso de endurecimiento del concreto, es muy difícil predecir la resistencia a una edad a partir de los resultados obtenidos a edades tempranas

La Instrucción española EHE en su tabla 30.4.b proporciona unos valores estimativos de la resistencia a compresión a la edad de "j" días en relación con la resistencia a 28 días. Valcuende et al. (2008).

Tabla 15.

Evolución de la resistencia a compresión en el tiempo

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

Fuente: *Valcuende et al. (2008).*

El Ministerio de Fomento. EHE. Instrucción de Hormigón Estructura EHE-08l, proporciona valores a edades muy concretas.

$$f_c(j) = \beta_{cc}(j) f_{c,28}$$ ……. *Ecuación 39.*

$$\beta_{cc}(j) = e^{\left[s\left(1-\sqrt{\frac{28}{j}}\right)\right]}$$ …….. *Ecuación 40.*

Donde:

fc (j): Es la Resistencia a la compresión a la edad j. MPa

fc,28: resistencia a compresión a la edad de 28 días. MPa

S: coeficiente que depende del tipo de cemento y que edad adopta los valores de

0.20 para cementos de endurecimiento rápido y de alta resistencia.

0.25 para cementos de endurecimiento normal o rápido.

0.38 para endurecimiento lento.

La siguiente tabla muestra la relación de la resistencia del concreto a una determinada edad y su resistencia a los 28 días.

Tabla 16.
Evolución de f'c concreto en diferentes etapas.

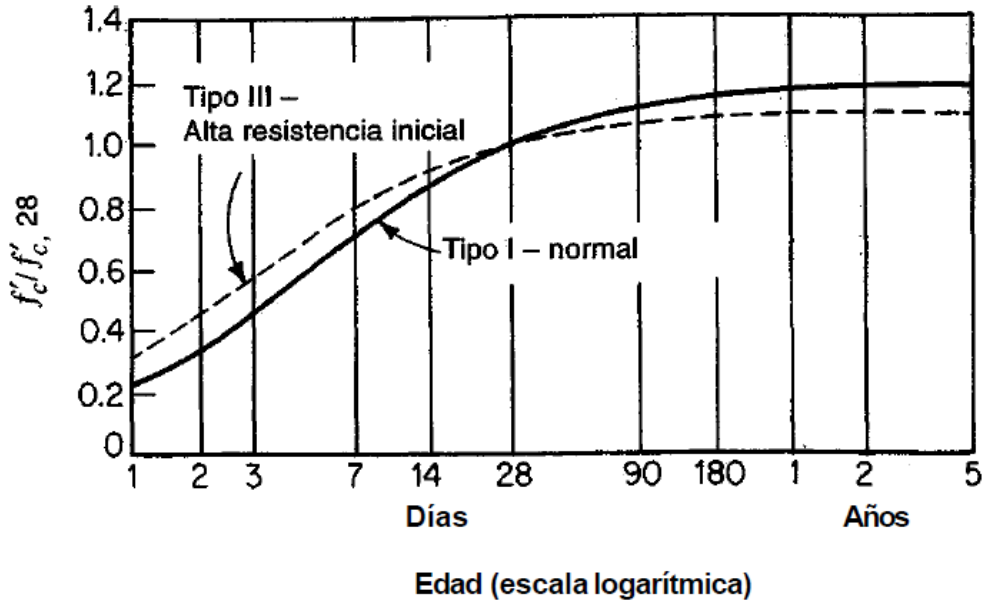
Tiempo	**7**	**14**	**28**	**90**	**6**	**1**	**2**	**5**
	días	**días**	**días**	**días**	**meses**	**años**	**años**	**años**
$f'_{c(t)}/ f'_{c28}$	0.67	0.86	1	1.17	1.23	1.27	1.31	1.35

Fuente: *Harmsen (2002)*

La información de las propiedades de resistencia del concreto, se obtienen usualmente mediante ensayos sobre muestras a los 28 días de edad. Sin embargo, el cemento continúa su hidratación y por tanto su endurecimiento, durante mucho tiempo a una tasa cada vez menor.

Como se muestra en la ilustración N°43 en donde se muestra una curva atípica del incremento de la resistencia del concreto en función del tiempo, donde su utilizaron cemento tipo I (normal) y cemento tipo III (alta resistencia inicia).

Figura Nº 53
Resistencia a compresión f'c para concretos curados al vapor.



Fuente: *Arthur (2001)*

Se puede observar que en la ilustración los cementos de alta resistencia inicial producen un aumento más rápido en la resistencia a edades tempranas, aunque la tasa de aumento de resistencia disminuye generalmente para edades mayores, Arthur (2001).

De acuerdo a las fórmulas de aproximación la resistencia del concreto en el transcurso del tiempo:

a) Utilizando la ecuación 39 y 40

j= 2020-2006=14 años=5110 días
f'c 28=210 kg/cm2=20.594 Mpa.

$$\beta_{cc}(5110) = e^{\left[s(1-\sqrt{\frac{28}{5110}}\right]} = 1.26$$

$$f_c(5110) = 1.26 * 20.59 = 25.94\ Mpa$$=264.55 kg/cm2

b) Utilizando las relaciones de evolución de la resistencia del concreto estimada por Harmsen (2001).

En los 5 años posteriores a la ejecución de la infraestructura de las Oficinas Administrativas el concreto debió haber adquirido una resistencia de 0.35 adicionales a la resistencia de diseño inicial:

f'c 28 días=210 kg/cm2; en 5 años f'c 5 años=210*1.35=283.50 kg/cm2

c) Utilizando el Grafico de Arthur (2001).

En los 5 años posteriores a la ejecución de la infraestructura de las Oficinas Administrativas el concreto debió haber adquirido una resistencia de 0.20 adicionales a la resistencia de diseño inicial:

f'c 28 días=210 kg/cm2; en 5 años f'c 5 años=210*1.20=252.00 kg/cm2

para los años posteriores no se presentaría una evolución significativa la resistencia del concreto.

3.4.2.1.2. Ensayo No destructivo.

a) Ensayo de Esclerometría.

También conocido como el ensayo del martillo de rebote, siendo una de las pruebas no destructivas más antiguas, ideada en el año 1948 por Ernst Schmidt.

Esta prueba se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie contra la cual golpea la masa. Neville (1999).

Dentro de los ensayos no destructivos, son utilizados por su economía y facilidad de ejecución, el ensayo debe realizarse en superficies homogéneas de concreto, realizándose la limpieza superficial del elemento a determinar su resistencia, si bien es cierto este método es fácil de realizar, es muy subjetivo, los resultados obtenidos dependerán del personal que lo haga, que tan capacitado se encuentre con el uso del equipo. Cartagena y Del Águila, (2019).

Algunas de las causas que pueden alternar los resultados son las siguientes:

- Esclerómetro no se encuentra perpendicular a la superficie al momento del disparo.
- Superficie sucia y rugosa, se debe limpiar y pulir la superficie.
- Los disparos sobre un agregado del concreto y varillas de acero, alterara los resultados al obtener valores muy elevados debido a su dureza.

El ensayo de Esclerometría es muy ventajoso, porque nos permite realizar un gran número de ensayos sin alterar la resistencia, estética y funcionalidad de la estructura, a su vez es un ensayo económico.

b) Procedimiento del ensayo.

La norma Técnica Peruana NTP 339.181, establece el procedimiento técnico para realizar en ensayo por el método de rebote.

La Norma NTP 339.181, está basada en la norma ASTM C805/C805M-18 Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete,

1. Selección de la superficie de ensayo

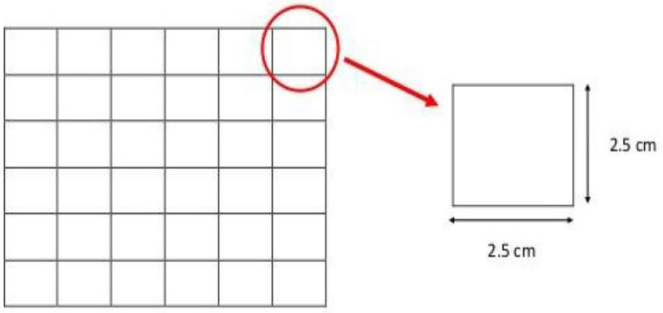
Las estructuras de concreto a ser ensayadas deben ser de por lo menos 100 mm (4pulg) de espesor y deberán estar fijas dentro de una estructura. Los especímenes más pequeños deberán estar rígidamente soportados.

Deberán evitarse las superficies de concreto que presenten escamaduras o alta porosidad. No comparar los resultados de los ensayos, si no es similar el material utilizado contra el cual se colocó el concreto (véase Nota 8). Las superficies alisadas generalmente exhiben números de rebote más altos que otras formas de acabado. Si es posible, las losas estructurales deberán ser ensayadas en la parte inferior para evitar superficies terminadas.

2. Preparación de la superficie de ensayo:

El área de ensayo debe ser de por lo menos 150 mm (6 pulgadas) de diámetro, Ver ilustración 44. Las superficies de textura excesivamente suave, blandas o con mortero suelto, deben ser pulidas con la piedra abrasiva descrita en el subcapítulo 5.2. Las superficies lisas o escarbadas a la plancha no tendrán que ser pulidas (véase Nota 8). No deberán compararse resultados de superficies desgastadas con superficies sin desgastar. Eliminar el agua libre superficial, si está presente, antes del ensayo.

Figura Nº 54
Área de Ensayo 150x150mm



Fuente: Cartagena y Del Águila, (2019)

NOTA 8: En las superficies rugosas, los aumentos en el número de rebote son de 2,1 y 0,41 para superficies que corresponden a encofrados contraplacadas y contraplacadas de alta densidad, respectivamente. Las superficies de concreto secas dan números de rebotes más altos que las superficies húmedas. La presencia de carbonatación de la superficie también puede producir un número de rebote más alto. La carbonatación de la superficie puede ser reducida mojando la superficie completamente 24 horas antes del ensayo. En casos de una capa espesa de concreto carbonatado puede ser necesario quitar la capa carbonatada en el área de ensayo y utilizando un pulidor poderoso (esmeril) para obtener números de rebote que sean representativos del concreto interior. No existen datos disponibles de la relación entre el número de rebote y el espesor del concreto carbonatado. El usuario deberá utilizar su experiencia profesional al ensayar concreto carbonatado.

3. Procedimiento:

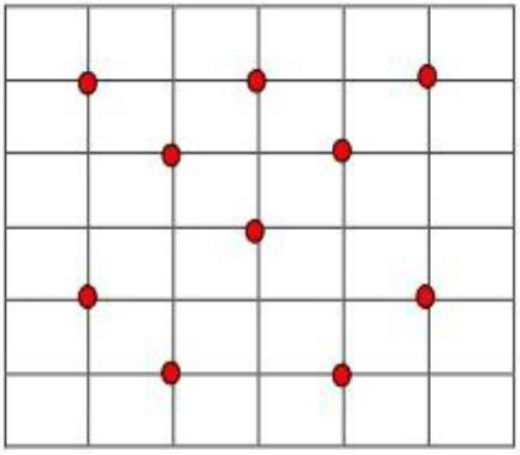
Sostener el instrumento firmemente para que el émbolo esté perpendicular a la superficie de ensayo. Registrar la orientación del instrumento con respecto a la horizontal al incremento de 45° más cercano. Usar un ángulo positivo si el instrumento apunta hacia arriba y un ángulo negativo si apunta hacia abajo con respecto a la horizontal durante la prueba (véase Nota 11). Gradualmente empujar el instrumento hacia la superficie de ensayo hasta que el martillo impacte. Después del impacto, mantener presionado el instrumento y, si es necesario, oprimir el botón situado al costado del instrumento para trabar el émbolo en su posición retraída. Leer y registrar el número del rebote en la escala, aproximándolo al entero.

Tomar diez lecturas de cada área de ensayo, ver ilustración N°45. Los ensayos de impacto deben estar separados por más de 25 mm

(1pulg) y la distancia entre los puntos de impacto y los bordes del miembro debe ser al menos 50 mm (2 pulg). Examinar la impresión hecha sobre la superficie del concreto después del impacto, y si el impacto produce trituración superficial o se rompe a través de un hueco de aire superficial, anular la lectura y tomar otra lectura.

Figura Nº 55

Representación de ubicación de los puntos de rebote.



Fuente: Cartagena y Del Águila, (2019)

NOTA 11: Se encuentran disponibles medidores de ángulo digitales que se pueden unir al cuerpo del instrumento para permitir una medición rápida del ángulo con respecto a la horizontal. La orientación registrada sería 0 grados (horizontal), ± 45 grados (inclinada) o ± 90 (vertical). Por ejemplo, si el instrumento apunta verticalmente hacia abajo durante una prueba, el ángulo se informará como –90 grados. Si el ángulo se mide 55 grados hacia arriba desde la horizontal, el ángulo registrado al incremento de 45 grados más cercano sería + 45 grados.

4. Cálculo:

Descartar las lecturas que difieran del promedio de las 10 lecturas por más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas restantes. Si más de dos lecturas difieren de este promedio por 6

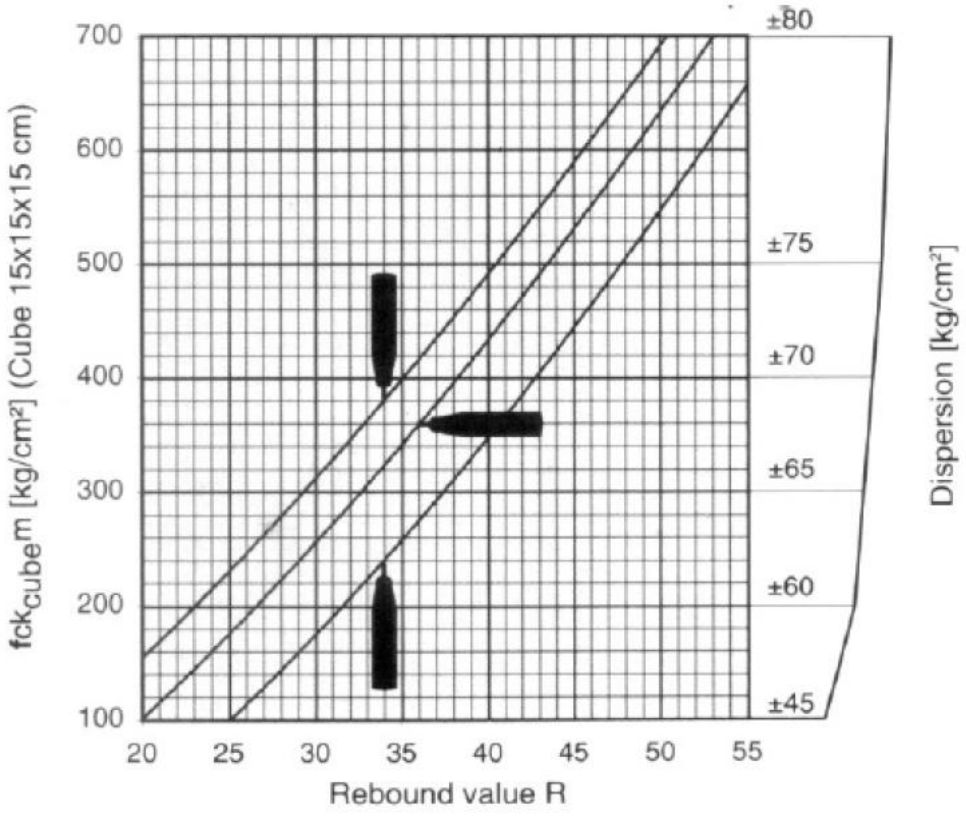
unidades, desechar todas las lecturas y determinar los números del rebote en 10 nuevas ubicaciones dentro del área de ensayo.

Si es necesario, aplicar el factor de corrección al número de rebote promedio para que el número de rebote sea para una orientación horizontal del martillo. Se permite la interpolación si no se dan los factores de corrección para ± 45 grados**.**

Para la aplicación del ensayo de Esclerometría se utilizó en Esclerómetro ELE INTERNATIONAL Concrete Test Hammer Modelo 35-1480, proporcionado por la Escuela de Ingeniería de Sistemas e Ing. Civil.

Figura Nº 56.

Curvas de conversión resistencia a la compresión y valor de rebote R.



. **Fuente:** ELE International, 2019

Figura Nº 57.

ELE International Esclerómetro Test Hammer Modelo 35-1480.



. **Fuente:** Elaboración propia.

Concreto a los 28 días:

- Resistencia a la comprensión de diseño: f'c = 210 kg/cm2
- Módulo de elasticidad: Ec = $15100\sqrt{f'_c}$ = 218,819.78 kg/cm2
- Módulo de poisson: μ = 0.15
- Módulo de Corte: G = Ec/2.3 = 95,139.04 kg/cm2

Concreto a edad de 15 años

Para el análisis Pushover se asignará la resistencia del concreto de 280 kg/cm2, puesto que los valores obtenidos del ensayo de esclerometría superan en un 164% al valor máximo teórico para la fecha en análisis.

- Resistencia a la comprensión de diseño: f'c = 280 kg/cm2
- Módulo de elasticidad: Ec = $15100\sqrt{f'_c}$ = 252,671.33 kg/cm2 (NTP. E0.60, art 8.5)
- Módulo de poisson: μ = 0.15
- Módulo de Corte: G = Ec/2.3 = 109,857.095 kg/cm2 (NTP. E0.60, art 8.5)

Acero:

- Esfuerzo de fluencia: f'y = 4200 kg/cm2
- Módulo de elasticidad: Ec = 2'000,000 kg/cm2
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura: fr=6300 kg/cm2

3.4.3. Cargas

Carga Muerta:

- Peso Específico del concreto armado: 2400 kg/m3
- Peso Específico del Concreto simple: 2000 kg/m3
- Tabiquería:100 kg/m2
- Tarrajeos y acabados: Tarrajeo espesor =1.5cm, Contrapiso = 5.00 cm s/c=(0.015+0.05)x2000 = 130 kg/m2

Carga viva:

ambientes: 250 kg/m2

pasadizos y corredores: 400 kg/m2

azoteas: 100 kg/m2

3.4.4. Análisis Estático

Para el análisis estático se tendrá los siguientes parámetros:

Z=0.25 (zona sísmica 2)

U=1.5 (edificaciones esenciales A2)

C= 2.5 (en ambas direcciones: X e Y)

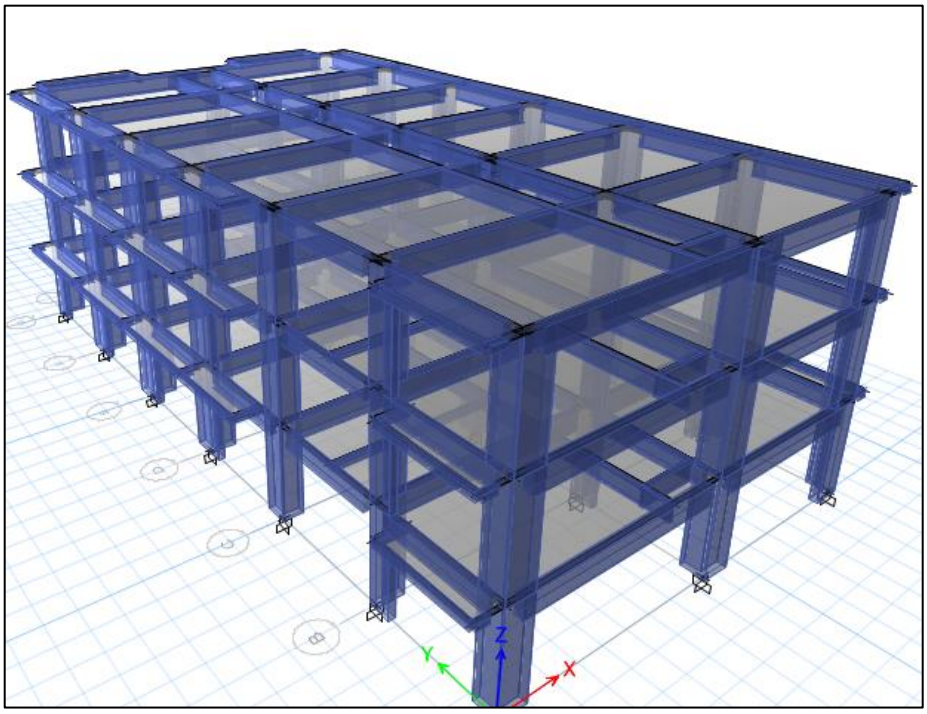
S= 1.40 (Perfil Tipo S3, suelos blandos)

R=8 (Sistema aporticado en ambas direcciones)

Se realizará el análisis mediante el método de coeficientes:

ZUCS = 0.25x1.00x2.5x1.4 = 0.875

Figura Nº 58
Vista isométrica de Modelo en Software ETABS



<u>Cálculo de peso símico:</u>

Peso Símico: CM +0.5CV+0.25CVT

CM = 751.43 Tn

CV = 255.02 Tn

CVT = 39.70 Tn

PESO SIMICO= 751.43+0.5x255.02+0.25x39.70

Peso Sísmico (P) = 888.86 Tn

Cálculo de Cortante Basal (V)

$$V = \frac{ZUCS}{R} xP$$

$$R=R_0.Ip.Ia$$

Se asumirá inicialmente Ia e Ip el valor 1.

Entonces

$R=R_0=8$

$$V = \frac{0.25x1.50x2.5x1.4}{8} x1420.90 = 233.12\ Tn$$

3.4.5. Análisis Modal

Las edificaciones construidas con diferentes materiales, poseen diferentes formas de vibrar frente a cargas dinámicas: como movimientos sísmicos, fuerza del viento, explosiones, entre otros. Estos modos de vibrar, se originan a diferentes periodos, haciendo que, durante un evento sísmico, puedan afectar la estructura de la edificación en menor o mayor escala los daños que se podrían producir. Estas formas básicamente dependen de la estructuración, material y tipo de suelo donde se encuentre la edificación. En forma genérica las estructuras se desplazan de un lado a otro, originado así una oscilación en el sentido que se mueven, correspondiente este al modo fundamental de vibración de la estructura.

Para la edificación en estudio se tiene los siguientes modos de vibración

Tabla 17.

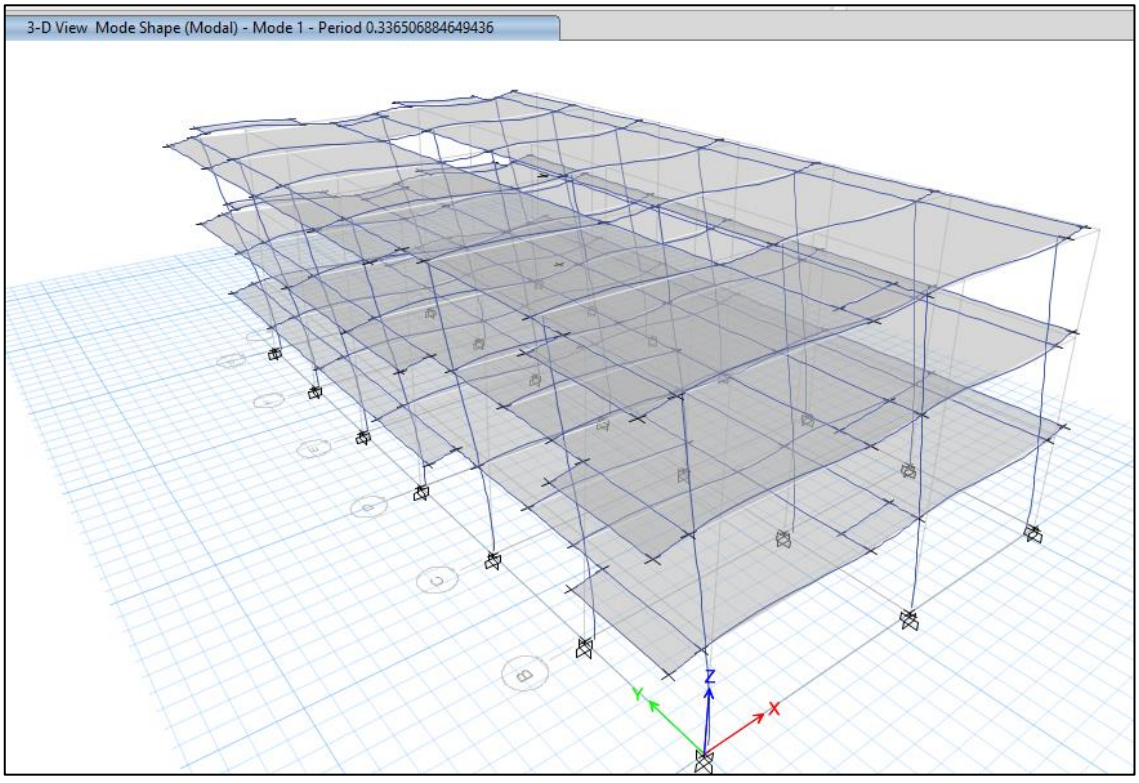
Modos de vibración del modelo Matemático

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ
1	0.337	0.7808	0.0001	0
2	0.331	0.0001	0.8042	0
3	0.305	0.011	0.0002	0
4	0.089	7.12E-07	0.1525	0
5	0.087	0.1631	1.28E-06	0
6	0.079	0.0004	4.37E-05	0
7	0.043	0	0.043	0
8	0.041	0.0447	0	0
9	0.037	3.41E-06	1.73E-05	0

Fuente: Elaboración Propia, obtenido del Software ETABS

Figura Nº 59

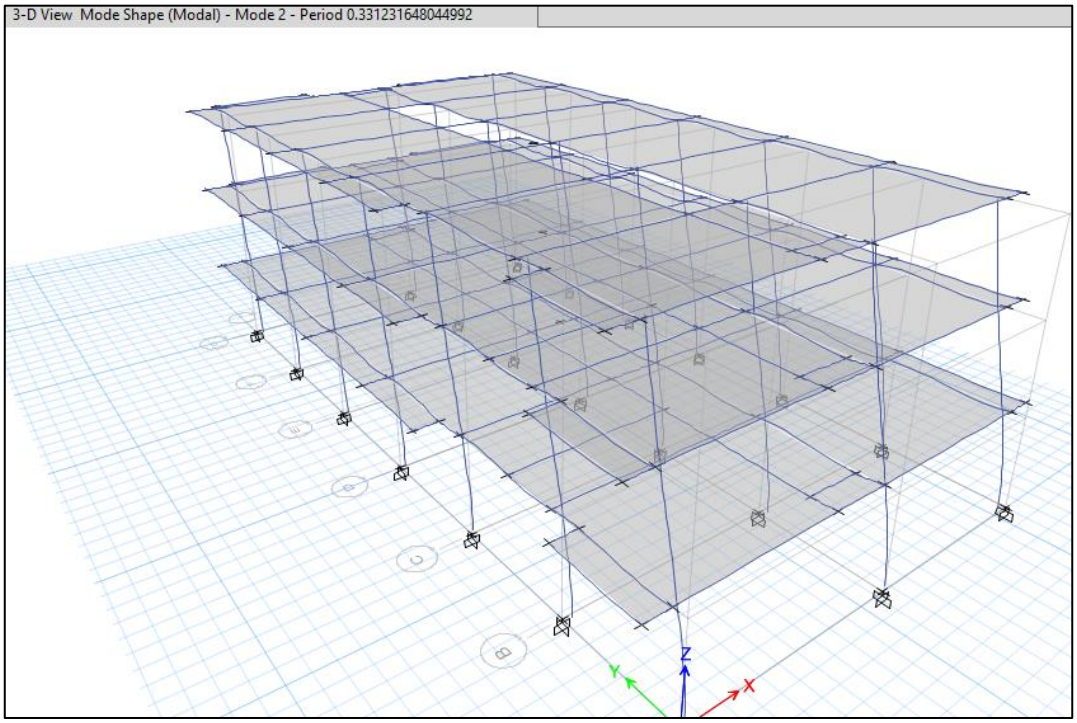
Modo de Vibración N°01



Fuente: elaboración propia

Figura Nº 60

Modo de Vibración N°02



Fuente: elaboración propia

CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA "C"

hn =	16.4	m
CTx =	35	
CTy =	35	
Tx =	0.337	
Ty =	0.331	
Tp =	1.00	
TL=	1.60	
Cx =	2.50	
Cy =	2.50	

T = hn/CT

Correc X	0.337 seg
Correc Y	0.331 seg

$T < T_P \quad C = 2{,}5$

$T_P < T < T_L \quad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$

$T > T_L \quad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

CALCULO DE CORTANTE BASAL (V)

DATOS	FACTORES
Z =	0.25
U =	1.5
S =	1.40
Rx =	8
Ry =	8
TP =	1.00
TL =	1.60
Cx =	2.50
Cy =	2.50
P=	1420.90 Tn

V = (ZUCS/R)*P
C/R≥0.11

Cx/Rx =	0.3125	**OK**
Cy/Ry =	0.3125	**OK**

VX =	**233.12 Tn**
VY =	**233.12 Tn**

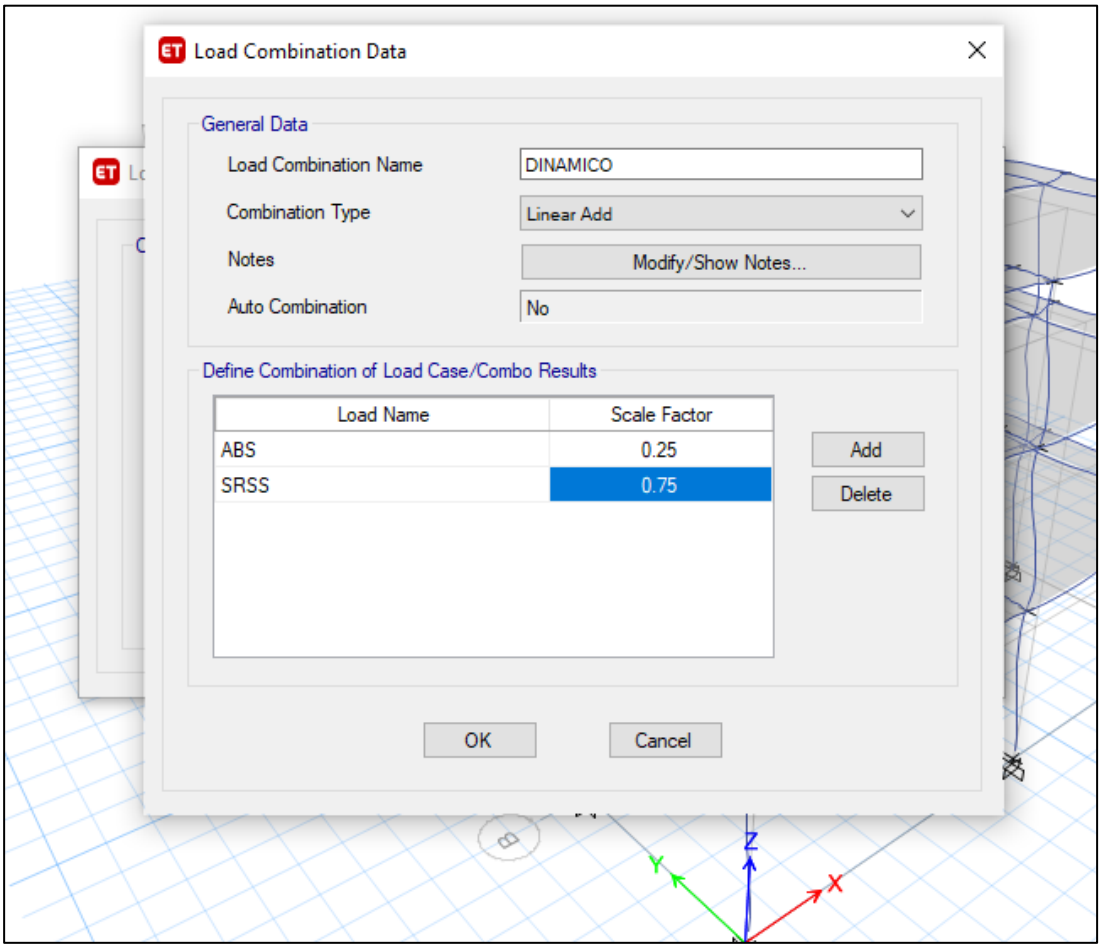
3.4.6. Análisis Dinámico

Para el análisis dinámico, la máxima respuesta elástica esperada se determinará utilizando el siguiente criterio de combinación:

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

Figura Nº 61

Combinación de Análisis lineal Dinámico.



Fuente: elaboración propia

VX =	**191.75Tn**
VY =	**195.26Tn**

29.4. Fuerza Cortante Mínima

29.4.1. Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

29.4.2. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Tabla 18.

Verificación de cortante mínimo

Tipo de estructura:		**Estructura Regular**
Vd	**0.80 Ve**	**Estructura Regular**
	0.90 Ve	**Estructura Irregular**
Vd =	**0.8**	**Ve**
SISMO XX		
Cortante Dinámica (Vd) =	191.95	Tn
Cortante Estática (Ve) =	233.12	Tn
Vd/Ve=	**82.34%**	**Ok**
SISMO YY		
Cortante Dinámica (Vd) =	195.26	Tn
Cortante Estática (Ve) =	233.12	Tn
Vd/Ve=	**84.76%**	**Ok**

3.4.7. Verificación de Desplazamientos

CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

δc = FC*R	**Rx =**	**8**
	Ry =	**8**

FC=	**0.75**	**Estructura Regular**
	0.85	**Estructura Irregular**

Tipo de estructura:	**Estructura Regular**

Análisis Estático

Dirección X

Tabla 19.

Verificación de desplazamientos análisis estático dirección X.

ENTREPISO	**H (m)**	**δ (m) Análisis**	**δc (m) Corregido**	**Δ (Distorsión)**	**Δ / H Deriva**	**Deriva E.030**	
3	3.60	**0.007473**	**0.044838**	0.015948	0.443%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.004815**	**0.028890**	0.018042	0.501%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001808**	**0.010848**	0.010848	0.301%	0.70%	**OK**

Fuente. Elaboración Propia.

Dirección Y

Tabla 20.

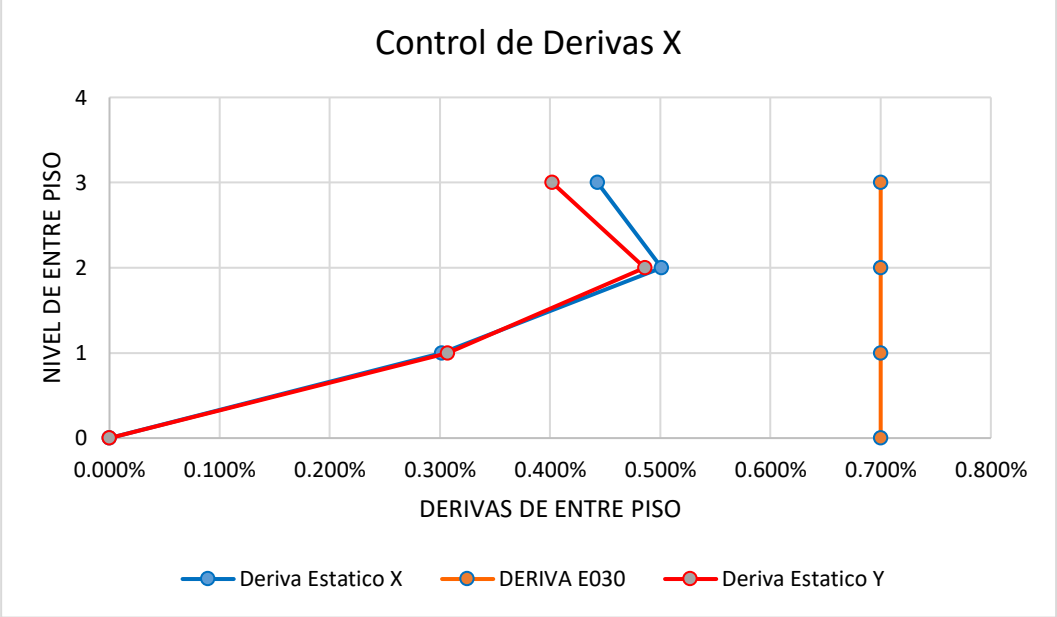
Verificación de desplazamientos Análisis Estático dirección Y.

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δ (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.007168**	**0.043008**	0.014466	0.402%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.004757**	**0.028542**	0.017490	0.486%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001842**	**0.011052**	0.011052	0.307%	0.70%	**OK**

Fuente. Elaboración Propia.

Figura Nº 62

Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Estático



Fuente. Elaboración Propia

<u>Análisis Dinámico</u>

Dirección X

Tabla 21. *Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección X.*

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δc (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.006166**	**0.036996**	0.013248	0.368%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.003958**	**0.023748**	0.014778	0.411%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001495**	**0.008970**	0.008970	0.249%	0.70%	**OK**

Dirección Y

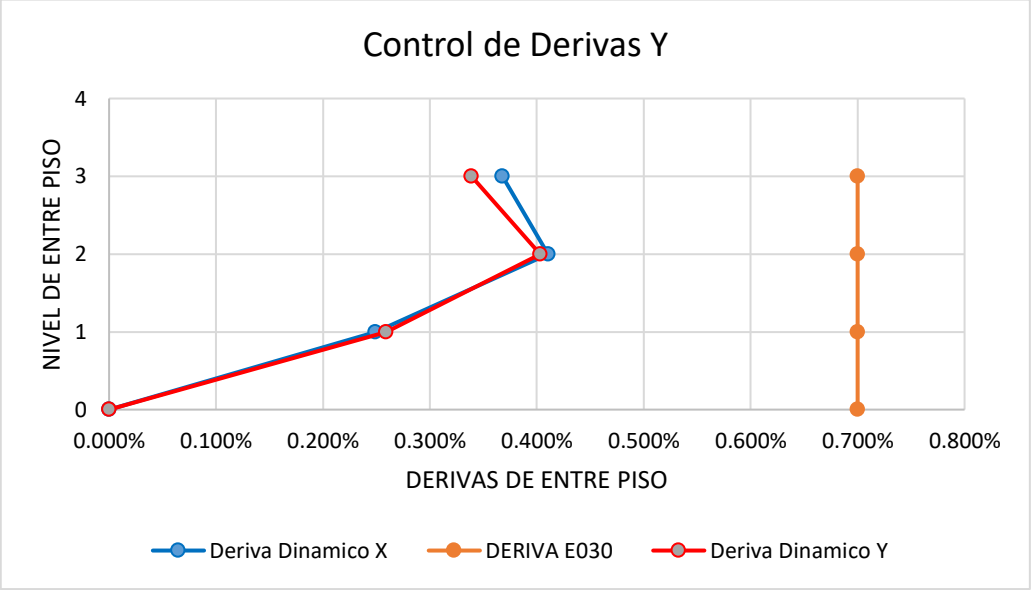
Tabla 22.

Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección Y.

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δ (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.006005**	**0.036030**	0.012192	0.339%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.003973**	**0.023838**	0.014514	0.403%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001554**	**0.009324**	0.009324	0.259%	0.70%	**OK**

Figura Nº 63

Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Dinámico



Fuente. Elaboración Propia

3.4.8. Verificación De Regularidad Final

A) Irregularidades En Altura

1) Irregularidad De Rigidez -Piso Blando

Según la norma E030 vigente, 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 superiore adyacentes.

En donde las rigideces laterales se pueden calcular como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativos en el centro de masa, ambos evaluados para la mima condición de carga. Que al encontrarse que existe irregularidad se considera el factor de 0.75.

$$k_i < 0.7 * k_{(i+1)}$$

$$k_i < 0.8 * (\frac{k_{(i+1)} + k_{(i+2)} + k_{(i+3)}}{3})$$

$$k_i = \frac{V_i}{\Delta CM_i}$$

Donde:

Ki : rigidez lateral de entre piso i

Vi : contarte de entre piso i

ΔCMi : desplazamiento relativo del centro de masa del entrepiso

EJE X							
ENTRE PISO	**Vi(tn)**	**ΔCM (m) Análisis (Etabs)**	**ΔCMi (m) Análisis**	**Kx (Tn/m)**	**0.7*K(i+1)**	**0.8*[K(i+1) +K(i+2) +K(i+3)]/3**	**COND.**
Piso 3	95.78	0.007473	0.002658	36,034.61			**Regular**
Piso 2	182.35	0.004815	0.003007	60,641.84	25,224.23		**Regular**
Piso 1	225.72	0.001808	0.001808	124,845.13	42,449.29		**Regular**
							1

EJE Y							
ENTRE PISO	**Vi(tn)**	**ΔCM (m) Análisis (Etabs)**	**ΔCMi(m) Análisis**	**Ky (Tn/m)**	**0.7*K(i+1)**	**0.8*[K(i+1) +K(i+2) +K(i+3)]/3**	**COND.**
Piso 3	95.78	0.007168	0.002411	39,726.25			**Regular**
Piso 2	182.35	0.004757	0.002915	62,555.75	27,808.38		**Regular**
Piso 1	225.72	0.001842	0.001842	122,540.72	43,789.02		**Regular**
							1

2) Irregularidad De Resistencia -Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entre piso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entre piso inmediato superior. Que al encontrarse que existe irregularidad de resistencia se considera el factor de 0.75.

$$\sum Vc_i < 0.8 * \sum Vc_{(i+1)}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\sum (b_w * d)_i < 0.8 * \sum (b_w * d)_{(i+1)}$$

Donde:

bw*d: Área de los elementos estructurales

EJE X			
ENTREPISO	**∑Vc(i) (Tn)**	**0.8*∑Vc(i+1) (Tn)**	**CONDICION**
Piso 3	1304.04		**Regular**
Piso 2	1304.04	1043.24	**Regular**
Piso 1	1304.04	1043.24	**Regular**
			1

EJE Y			
ENTREPISO	**∑Vc(i) (Tn)**	**0.8*∑Vc(i+1) (Tn)**	**CONDICION**
Piso 3	1240.77		**Regular**
Piso 2	1240.77	992.62	**Regular**
Piso 1	1240.77	992.62	**Regular**
			1

3) 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. Esto se calcula 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. Que al encontrarse que existe irregularidad de rigidez se considera el factor de 0.50.

$$k_i < 0.6 * k_{(i+1)}$$

$$k_i = \frac{V_i}{\Delta CM_i}$$

$$k_i < 0.8 * (\frac{k_{(i+1)} + k_{(i+2)} + k_{(i+3)}}{3})$$

Donde:

Ki : rigidez lateral de entre piso i

Vi : contarte de entre piso i

ΔCMi : desplazamiento relativo del centro de masa del entrepiso i

EJE X							
ENTRE PISO	**Vi(tn)**	**ΔCM (m) Análisis (Etabs)**	**ΔCMi (m) Análisis**	**Kx (Tn/m)**	**0.6*K(i+1)**	**0.7*[K(i+1) +K(i+2) +K(i+3)]/3**	**COND.**
Piso 3	95.78	0.007473	0.002658	36,034.61			**Regular**
Piso 2	182.35	0.004815	0.003007	60,641.84	21,620.77		**Regular**
Piso 1	225.72	0.001808	0.001808	124,845.13	36,385.10		**Regular**
							1

EJE Y							
ENTRE PISO	**Vi(tn)**	**ΔCM (m) Análisis (Etabs)**	**ΔCMi(m) Análisis**	**Ky (Tn/m)**	**0.6*K(i+1)**	**0.7*[K(i+1) +K(i+2) +K(i+3)]/3**	**COND.**
Piso 3	95.78	0.007168	0.002411	39,726.25			**Regular**
Piso 2	182.35	0.004757	0.002915	62,555.75	23,835.75		**Regular**
Piso 1	225.72	0.001842	0.001842	122,540.72	37,533.45		**Regular**
							1

4) 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 inferiores a 65% de la resistencia de entrepiso inmediato superior. Que al encontrarse que existe irregularidad de resistencia se considera el factor de 0.50.

$$\sum Vc_i < 0.8 * \sum Vc_{(i+1)}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\sum (b_w * d)_i < 0.8 * \sum (b_w * d)_{(i+1)}$$

Donde:

bw*d: Área de los elementos estructurales

EJE X			
ENTREPISO	**∑Vc(i) (Tn)**	**0.65*∑Vc(i+1) (Tn)**	**CONDICION**
Piso 3	1304.04		**Regular**
Piso 2	1304.04	847.63	**Regular**
Piso 1	1304.04	847.63	**Regular**
			1

EJE Y			
ENTREPISO	**∑Vc(i) (Tn)**	**0.65*∑Vc(i+1) (Tn)**	**CONDICION**
Piso 3	1240.77		**Regular**
Piso 2	1240.77	806.50	**Regular**
Piso 1	1240.77	806.50	**Regular**
			1

5) Irregularidad En Masa O Peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando en el peso de un piso, determinado, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. El cual el mencionado criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. Que al encontrarse que existe irregularidad en masa o peso se considera el factor de 0.90.

$$M_i > 1.5 * M_{(i+1)}$$

$$M_i > 1.5 * M_{(i-1)}$$

EJE X				
ENTREPISO	**M(i) (Tn)**	**1.5*M(i+1) (Tn)**	**1.5*M(i-1) (Tn)**	**CONDICION**
Piso 3	377.20		777.80	**Regular**
Piso 2	518.53	565.80	765.33	**Regular**
Piso 1	510.22	777.80		**Regular**
				1

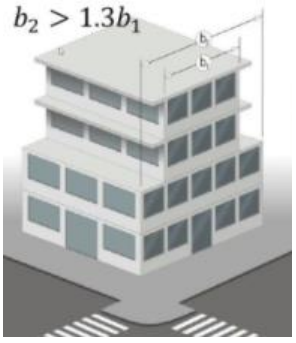
6) Irregularidad Geometría Vertical

Existe irregularidad 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. El cual el mencionado criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. Que al encontrarse que existe irregularidad de geometría vertical se considera el factor 0.90.

Figura Nº 64

Irregularidad de geometría Vertical

$$b_2 > 1.3 * b_1$$



EJE X		
b2	**1.3*b1**	**CONDICION**
16.00	20.80	**Regular**
		1

EJE Y		
b2	**1.3*b1**	**CONDICION**
30.30	39.39	**Regular**
		1

7) Discontinuidad En Los Sistemas Resistentes

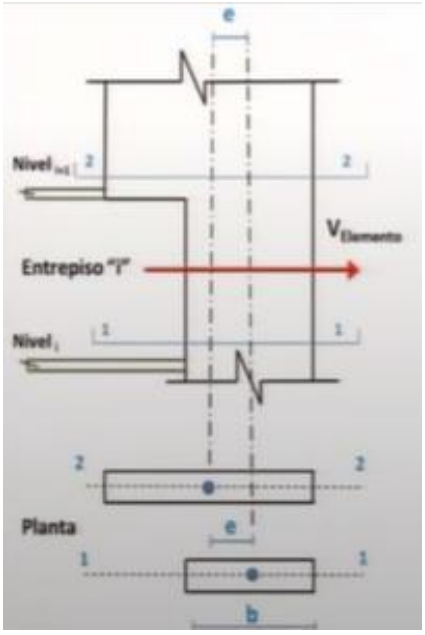
Existe irregularidad cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. Que al encontrarse que existe irregularidad de geometría vertical se considera el factor 0.80.

$$V_{elemento} > 0.10 * V_{edificio}$$

$$e > 0.25 * b$$

Figura Nº 65

Irregularidad discontinuidad de los elementos resistentes.



EJE X		
Velem.	**0.10*Vedif.**	**Velem>0.10Vedif.?**
0.00	26.36	**NO**

EJE X			
e	**b**	**0.25*b**	**CONDICION**
0.00	1.20	0.30	**Regular**
			1

EJE Y		
Velem.	**0.10*Vedif.**	**Velem>0.10Vedif.?**
0.00	26.36	**NO**

EJE X			
e	**b**	**0.25*b**	**CONDICION**
0.00	1.20	0.30	**Regular**
			1

8) Discontinuidad Extrema En Los Sistemas Resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, supere el 25% de la fuerza cortante total. Que al encontrarse que existe irregularidad de geometría vertical se considera el factor 0.60.

$$V_{elemento} > 0.25 * V_{edificio}$$

$$e > 0.25 * b$$

EJE X		
Velem.	**0.25*Vedif.**	**Velem>0.25Vedif.?**
0.00	65.90	**NO**

EJE X			
e	**b**	**0.25*b**	**CONDICION**
0.00	1.20	0.30	**Regular**
			1

EJE Y		
Velem.	**0.25*Vedif.**	**Velem>0.25Vedif.?**
0.00	65.90	**NO**

EJE X			
e	**b**	**0.25*b**	**CONDICION**
0.00	1.20	0.30	**Regular**
			1

B) Irregularidades En Planta

1) Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx.}$) en esa dirección,

calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{prom.}$).

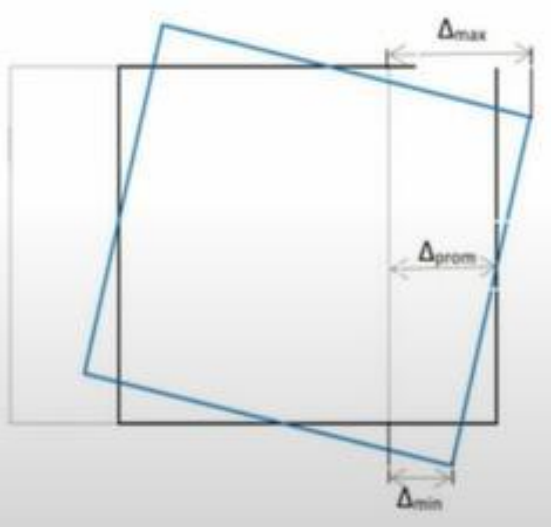
Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible. Que al encontrarse que existe irregularidad torsional se considera el factor 0.75.

$$\Delta_{(i)máx.} > 1.3 * \Delta_{(i)prom.}$$

$$\Delta_{(i)máx.} > 0.5 * \Delta_{(i)permisible.}$$

Figura Nº 66

Representación irregularidad Torsional.



Eje X

EJE X					
ENTREPISO	**hi(cm)**	**Δmáx (cm) (Etabs)**	**Δmim (cm) (Etabs)**	**Δ(i)máx (cm) Análisis**	**Δ(i)min (cm) Análisis**
Piso 3	360	0.6697	0.6622	0.2422	0.2360
Piso 2	360	0.4275	0.4262	0.2738	0.2682
Piso 1	360	0.1537	0.1580	0.1537	0.1580

Rx=	8

EJE X				
ENTREPISO	hi(cm)	Δ(i)máx (cm) E.030	Δ(i)permi. (cm) E.030	Δ(i)máx E.030 > 50% Δ(i)permi. E.030
Piso 3	360	1.45	2.52	SI
Piso 2	360	1.64	2.52	SI
Piso 1	360	0.92	2.52	NO

EJE X					
ENTREPISO	Δ(i)máx (cm)	Δ(i)prom (cm)	1.3*Δ(i)prom. (cm)	Δ(i)máx > 1.3 Δ(i)prom.	Condic.
Piso 3	0.2422	0.2391	0.3108	Si aplicar	Regular
Piso 2	0.2738	0.2710	0.3523	Si aplicar	Regular
Piso 1	0.1537	0.1559	0.2026	No aplicar	---
					1

Eje Y

EJE Y					
ENTREPISO	hi(cm)	Δmáx (cm) (Etabs)	Δmim (cm) (Etabs)	Δ(i)máx (cm) Análisis	Δ(i)min (cm) análisis
Piso 3	360	0.5466	0.5211	0.1815	0.1722
Piso 2	360	0.3651	0.3489	0.2279	0.2175
Piso 1	360	0.1372	0.1314	0.1372	0.1314

Ry=	8

EJE Y				
ENTREPISO	hi(cm)	Δ(i)máx (cm) E.030	Δ(i)permi. (cm) E.030	Δ(i)máx E.030 > 50% Δ(i)permi. E.030
Piso 3	360	1.09	2.52	NO
Piso 2	360	1.37	2.52	SI
Piso 1	360	0.82	2.52	NO

EJE Y					
ENTREPISO	**Δ(i)máx (cm)**	**Δ(i)prom (cm)**	**1.3*Δ(i)prom. (cm)**	**Δ(i)máx > 1.3 Δ(i)prom.**	**Condic.**
Piso 3	0.1815	0.1769	0.2299	**No aplicar**	**---**
Piso 2	0.2279	0.2227	0.2895	**Si aplicar**	**Regular**
Piso 1	0.1372	0.1343	0.1746	**No aplicar**	**---**
					1

2) Irregularidad Torsional Extrema

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx.}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{prom.}$).

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. Que al encontrarse que existe irregularidad torsional extrema se considera el factor 0.60.

$$\Delta_{(i)máx.} > 1.5 * \Delta_{(i)prom.}$$

$$\Delta_{(i)máx.} > 0.5 * \Delta_{(i)permisible.}$$

EJE X

EJE X					
ENTREPISO	**hi(cm)**	**Δmáx (cm) (Etabs)**	**Δmim (cm) (Etabs)**	**Δ(i)máx (cm) Análisis**	**Δ(i)min (cm) Análisis**
Piso 3	360	0.6697	0.6622	0.2422	0.2360
Piso 2	360	0.4275	0.4262	0.2738	0.2682
Piso 1	360	0.1537	0.1580	0.1537	0.1580

Rx=	8

EJE X				
ENTREPISO	hi(cm)	Δ(i)máx (cm) E.030	Δ(i)permi. (cm) E.030	Δ(i)máx E.030 > 50% Δ(i)permi. E.030
Piso 3	360	1.45	2.52	SI
Piso 2	360	1.64	2.52	SI
Piso 1	360	0.92	2.52	NO

EJE X					
ENTREPISO	Δ(i)máx (cm)	Δ(i)prom (cm)	1.5*Δ(i)prom. (cm)	Δ(i)máx > 1.5 Δ(i)prom.	Condic.
Piso 3	0.2422	0.2391	0.3587	Si aplicar	Regular
Piso 2	0.2738	0.2710	0.4065	Si aplicar	Regular
Piso 1	0.1537	0.1559	0.2338	No aplicar	---
					1

EJE Y

EJE Y					
ENTREPISO	hi(cm)	Δmáx (cm) (Etabs)	Δmim (cm) (Etabs)	Δ(i)máx (cm) Analisis	Δ(i)min (cm) Análisis
Piso 3	360	0.5466	0.5211	0.1815	0.1722
Piso 2	360	0.3651	0.3489	0.2279	0.2175
Piso 1	360	0.1372	0.1314	0.1372	0.1314

Rx=	8

EJE Y				
ENTREPISO	hi(cm)	Δ(i)máx (cm) E.030	Δ(i)permi. (cm) E.030	Δ(i)máx E.030 > 50% Δ(i)permi. E.030
Piso 3	360	1.09	2.52	NO
Piso 2	360	1.37	2.52	SI
Piso 1	360	0.82	2.52	NO

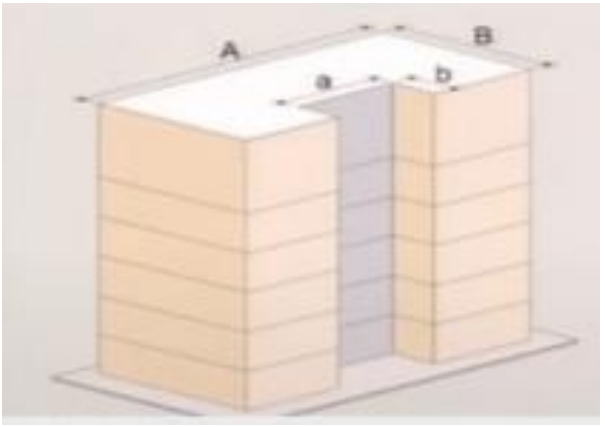
EJE Y					
ENTREPISO	Δ(i)máx (cm)	Δ(i)prom (cm)	1.5*Δ(i)prom. (cm)	Δ(i)máx > 1.5 Δ(i)prom.	Condic.
Piso 3	0.1815	0.1769	0.2653	No aplicar	---
Piso 2	0.2279	0.2227	0.3341	Si aplicar	Regular
Piso 1	0.1372	0.1343	0.2015	No aplicar	---
					1

3) Esquinas Entrantes

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 plantan. Que al encontrarse que existe irregularidad en esquinas entrantes se considera el factor 0.90.

Figura Nº 67

Irregularidad esquinas entrantes



$$a > 0.2 * A$$

EJE X			
a	**A**	**0.2*A**	**Condición**
0	20	4	**Regular**
			1

$$\boldsymbol{b > 0.2 * B}$$

EJE Y			
b	**B**	**0.2*B**	**Condición**
0	20	4	**Regular**
			1

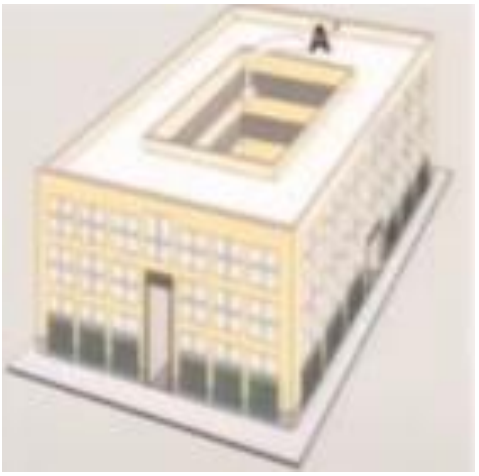
4) Discontinuidad De Diafragma

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. 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 sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales en planta. Que al encontrarse que existe irregularidad de discontinuidad del diafragma se considera el factor 0.85.

Figura Nº 68

Representación irregularidad discontinuidad de diafragma.



$$A' > 0.5 * A$$

	A'(m2)	A(m2)	0.5*A	Condición
D1	0	20	10	Regular
				1

$$\Delta t > 0.25 * t$$

$$\Delta t = t1 - t2$$

	EJE X			
	t1 (cm)	t2(cm)	0.25*t	Condición
D1	20	20	0	Regular
				1

	EJE Y			
	t1 (cm)	t2(cm)	0.25*t	Condición
D1	20	20	0	Regular
				1

5) Sistemas No Paralelos

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 sí los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30º ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso. Que al encontrarse que existe irregularidad de discontinuidad del diafragma se considera el factor 0.90.

$$\boldsymbol{V_{elemento} > 0.10 * V_{edificio}} \quad \text{y} \quad Angulo > 30°$$

EJE X		
Velem.	Vedif.	Velem>0.10Vedif.?
0.00	263.62	NO

ángulo	CONDICION
0.0	---
	1

EJE Y		
Velem.	Vedif.	Velem>0.10Vedif.?
0.00	263.62	NO

ángulo	CONDICION
0.0	---
	1

Resumen

IRREGULARIDADES EN ALTURA (Ia)			
ITEM	DESCRIPCIÓN	EJE X	EJE Y
1	Irregularidad de Rigidez-Piso blando	1.00	1.00
2	Irregularidad de Resistencia-Piso débil	1.00	1.00
3	Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
4	Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00

5	Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
6	Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
7	Discontinuidad de Sistemas Resistentes	1.00	1.00
8	Discontinuidad Extrema de los sistemas Resistentes	1.00	1.00
		1.00	1.00

IRREGULARIDADES EN PLANTA (Ip)			
ITEM	DESCRIPCIÓN	EJE X	EJE Y
1	Irregularidad Torsional	1.00	1.00
2	Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
3	Esquinas Entrantes	1.00	1.00
4	Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
5	Sistemas No Paralelos	1.00	1.00
		1.00	1.00

$$R = R_o . I_a . I_p$$

DIRECCION "X"

Ro =	**8.00**
Ia "X" =	**1.00**
Ip "X" =	**1.00**
Rx=	**8**

DIRECCION "Y"

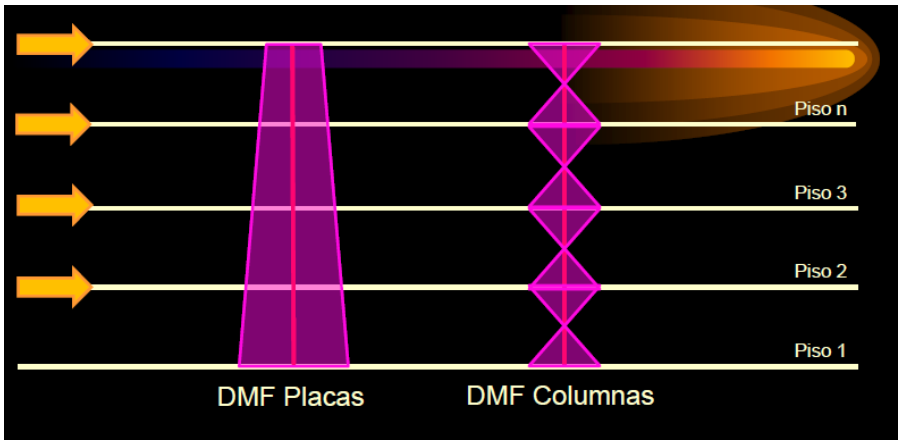
Ro =	**8.00**
Ia "Y" =	**1.00**
Ip "Y" =	**1.00**
Ry=	**8**

Nota: La verificación del Factor de Reducción Símica se realizó en función del porcentaje de cortante basal y el Diagrama de Momento Flector de los elementos verticales (columnas), el Ing. Antonio Blasco Blanco hace una recomendación sobre el diseño de muros de concreto armado (placas de concreto armado). La norma peruana y el ACI 318 no indican un criterio que distinga una columna de un muro, sin embargo, Algunos ingenieros consideran a un elemento vertical como muro o

columna, según la distribución de momentos que presente ante cargas laterales.

Figura Nº 69

Momento Flector en Placas y Columnas debido a una fuerza Sísmica.

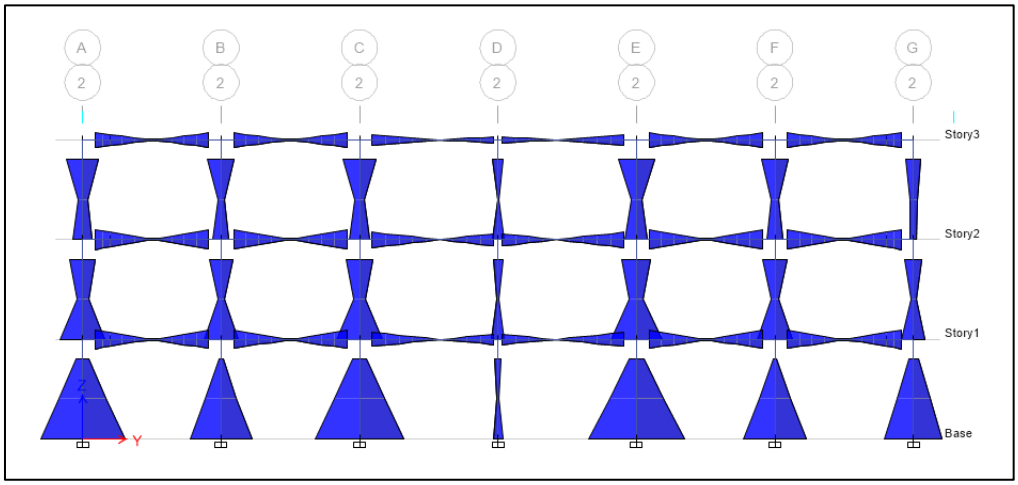


Fuente. - Conferencia Conceptos De Diseño Estructural De Muros De Concreto Armado En El Perú, ASOCEM 2015

Se muestran los diagramas de momento flector de los elementos verticales del modelo realizado en donde se puede observar que solo los elementos verticales presentan una similitud al diagrama de momento flector de las columnas de la ilustración Nº69.

Figura Nº 70

Momento Flector debido a las fuerzas sísmicas



Fuente. - Elaboración Propia

3.5. Análisis Inelástico Determinación Del Desempeño Sísmico Mediante El Método Pushover

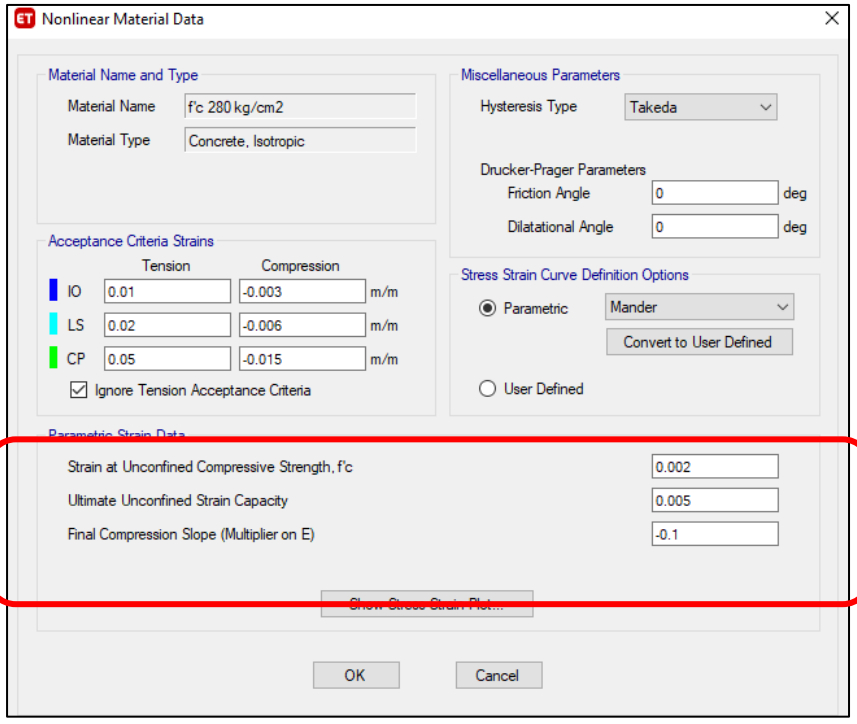
3.5.1. Modelo de comportamiento de los materiales

En este capítulo vamos a definir la no linealidad de los materiales a utilizar en la aplicación del método pushover, tanto para el concreto y el acero de refuerzo, para este modelo se tiene definido el acero de refuerzo de los elementos de concreto.

Para la presente investigación se utilizará el modelo de Mander para los elementos de concreto, puesto que este se aproxima con mayor precisión al comportamiento de los elementos de concreto.

Figura Nº 71

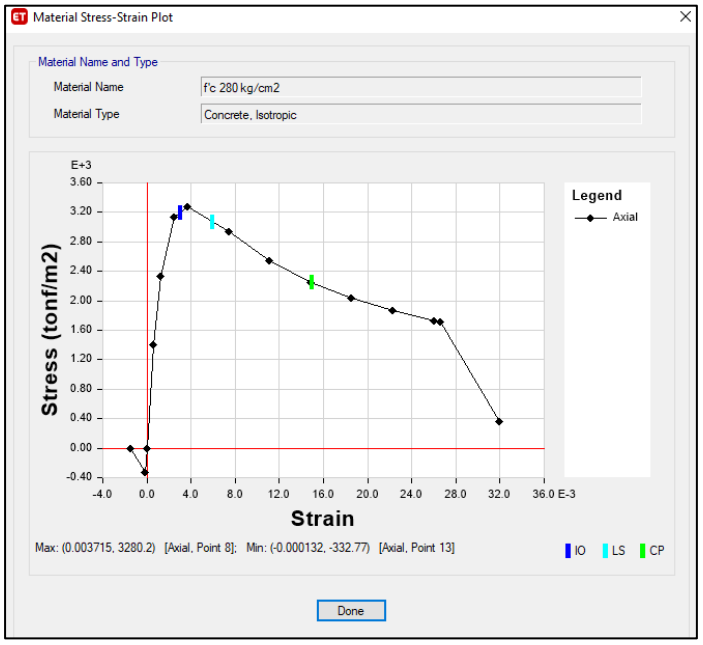
Deformación de concreto para el análisis pushover- Etabs 2018.



En la ilustración Nº71 Se muestra el Diagrama de esfuerzo deformación unitaria para el concreto Tomada de Etabs 2018

Figura Nº 72

Diagrama de esfuerzo deformación unitaria del concreto

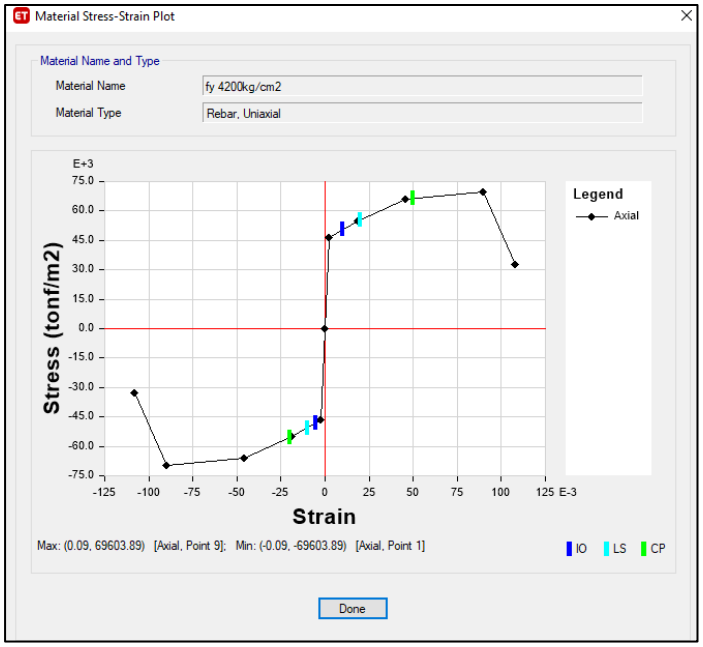


Para el acero se utilizará el modelo de Park y Paulay

En la ilustración Nº72 Se muestra el Diagrama de esfuerzo deformación unitaria para el acero Tomada de Etabs 2018

Figura Nº 73

Diagrama de esfuerzo deformación unitaria del acero



3.5.2. Pushover

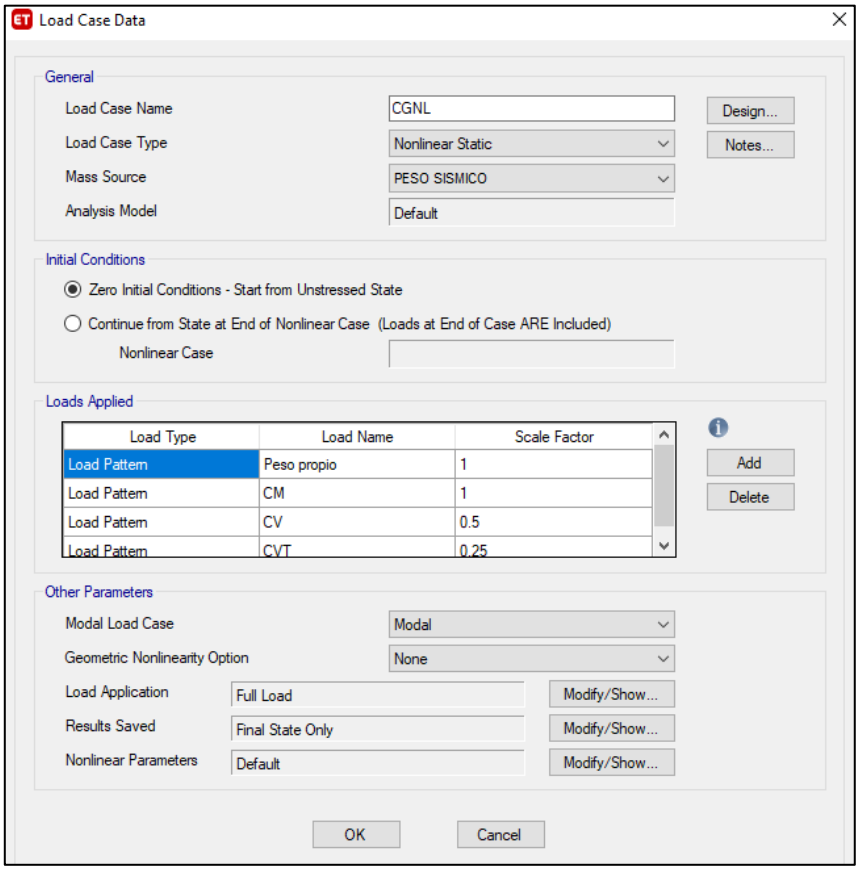
3.5.2.1. Caso de Carga por Gravedad (CGNL).

Para el análisis se ingresaron al Software manualmente los datos del caso gravitacional no lineal mostrados en la ilustración N°55. Las cargas de gravedad deben ser incluidas junto a las cargas sísmicas (ASCE/SEI 41-17, 2017). Para este caso se genera para una posición sin deformar. El peso sísmico se define mediante la siguiente combinación:

100% Carga muerta + 50% de Carga viva de entre piso +25% carga viva de Techo, esto debido que la edificación está clasificada como una edificación esencial A2. Iniciando posteriormente El análisis Pushover empieza posteriormente.

Figura Nº 74

Caso de cargas por gravedad Tomada de Etabs 2018.



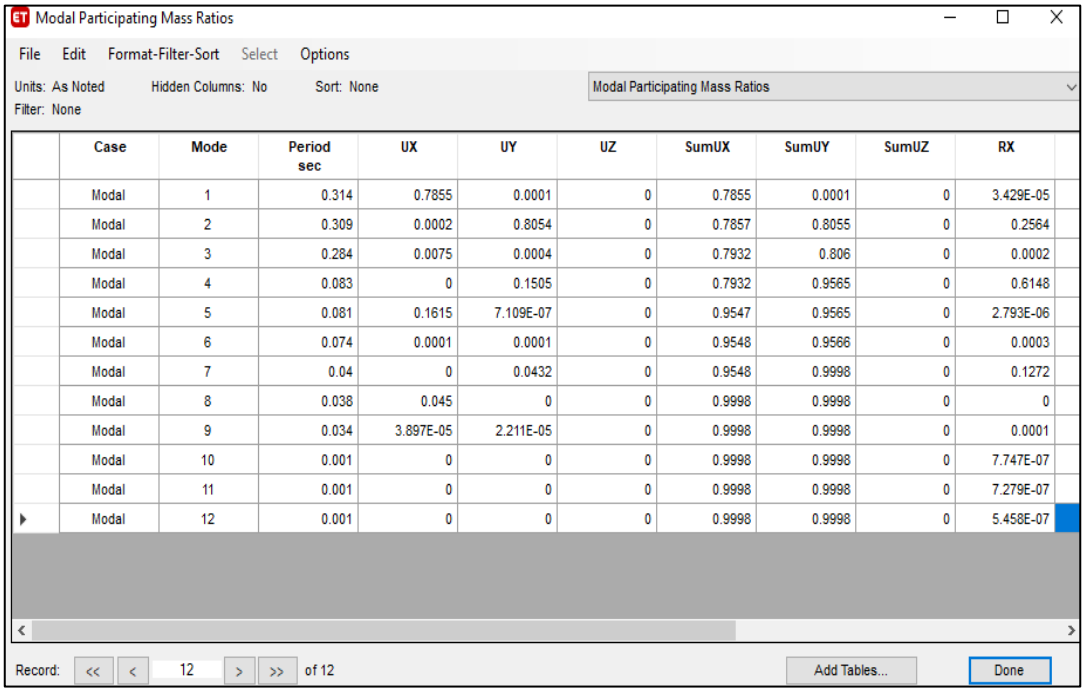
Fuente: Adaptación propia

3.5.2.2. Caso de carga Monotónica.

La carga monotónica es definida como la fuerza que es aplicada en la dirección, un sentido, la norma ASCE 41-17 establece que la fuerza monotónica para realizar un análisis estático no lineal, deben ser proporcional al modo fundamental de vibración de la dirección de análisis.

Figura Nº 75

Masa participativa de ambas direcciones Etabs 2018



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.314	0.7855	0.0001	0	0.7855	0.0001	0	3.429E-05
Modal	2	0.309	0.0002	0.8054	0	0.7857	0.8055	0	0.2564
Modal	3	0.284	0.0075	0.0004	0	0.7932	0.806	0	0.0002
Modal	4	0.083	0	0.1505	0	0.7932	0.9565	0	0.6148
Modal	5	0.081	0.1615	7.109E-07	0	0.9547	0.9565	0	2.793E-06
Modal	6	0.074	0.0001	0.0001	0	0.9548	0.9566	0	0.0003
Modal	7	0.04	0	0.0432	0	0.9548	0.9998	0	0.1272
Modal	8	0.038	0.045	0	0	0.9998	0.9998	0	0
Modal	9	0.034	3.897E-05	2.211E-05	0	0.9998	0.9998	0	0.0001
Modal	10	0.001	0	0	0	0.9998	0.9998	0	7.747E-07
Modal	11	0.001	0	0	0	0.9998	0.9998	0	7.279E-07
Modal	12	0.001	0	0	0	0.9998	0.9998	0	5.458E-07

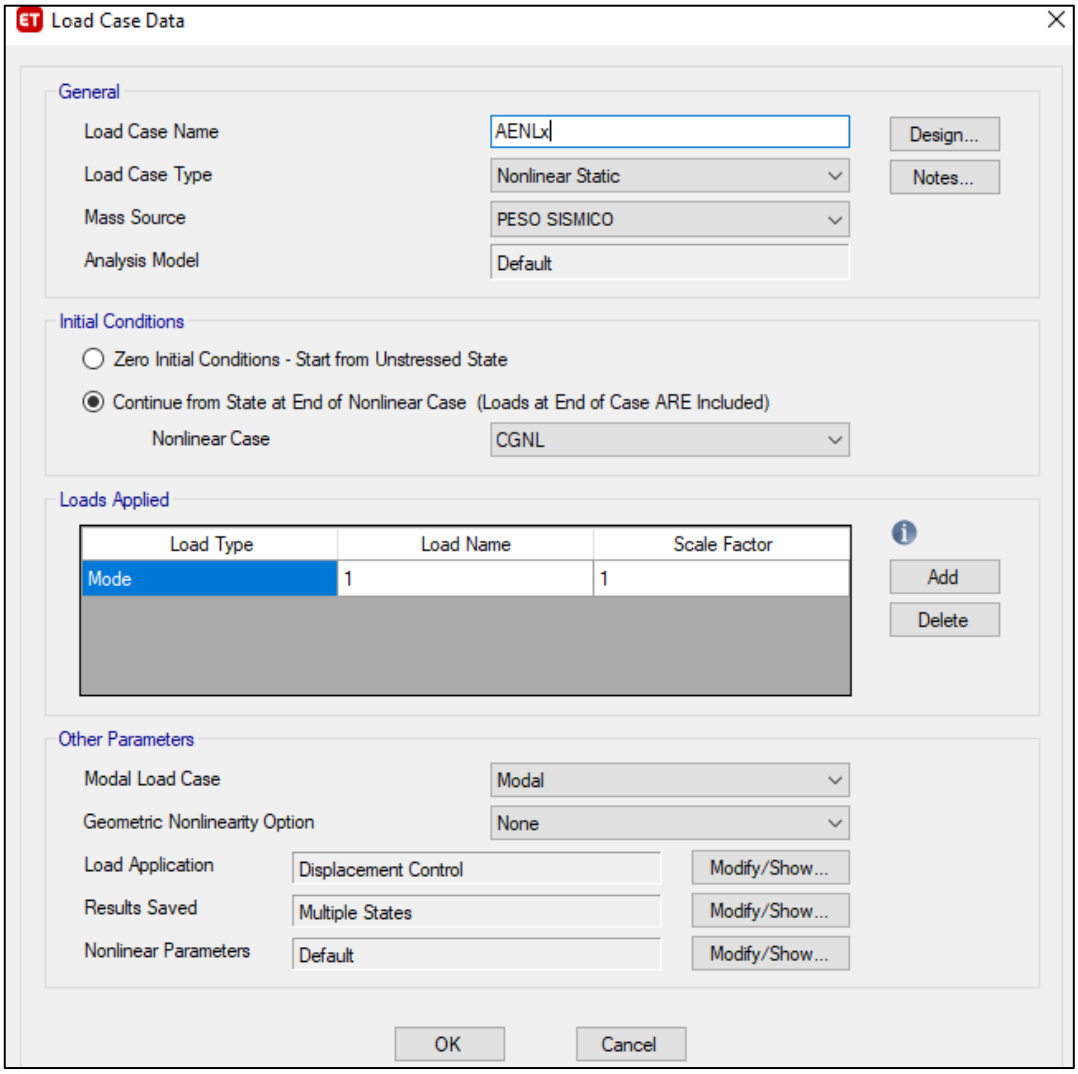
Fuente: Adaptación propia

Generamos el caso de carga análisis estático no Lineal para ambas direcciones, eje “X” y eje “Y”

Para el eje X se tomará como patrón de cargas al modo de vibración Nº1

Figura Nº 76

Caso de cargas monotónicas dirección X Etabs 2018.

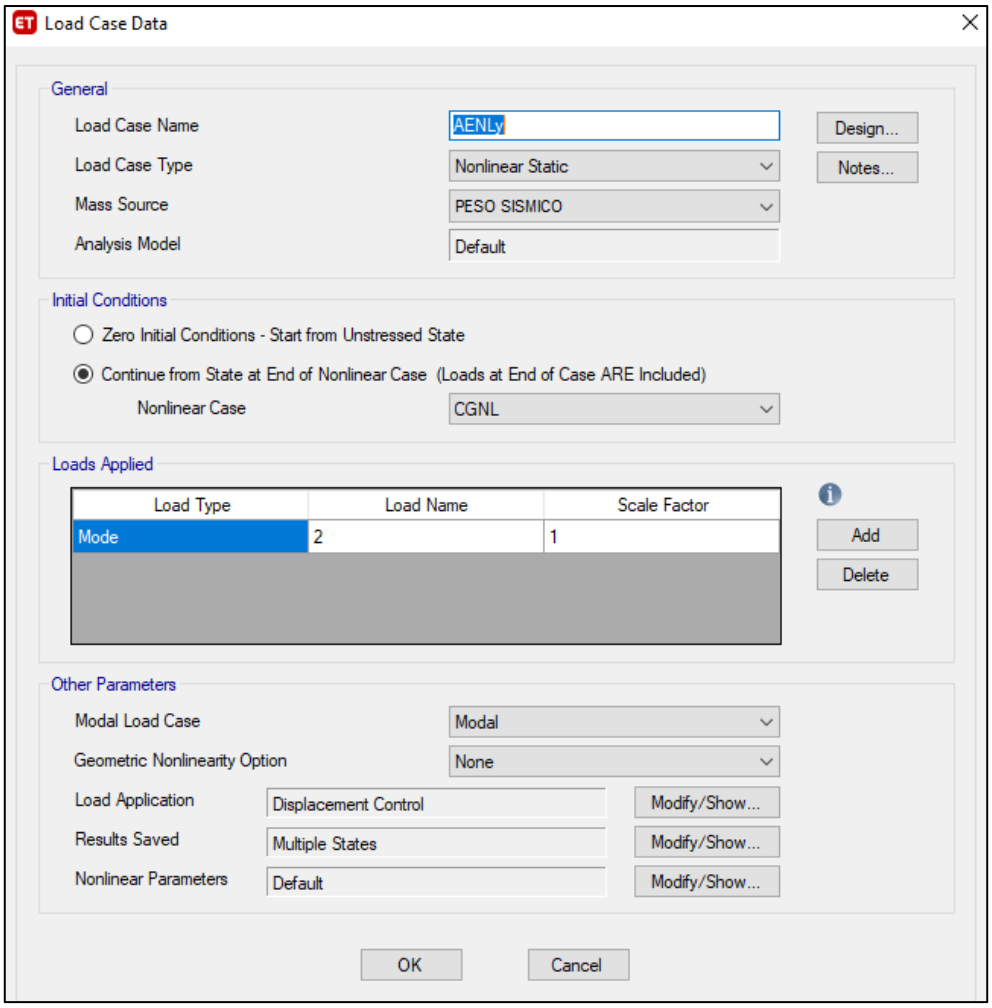


Fuente: Adaptación propia

Para el eje Y se tomará como patrón de cargas al modo de vibración Nº2

Figura Nº 77

Caso de cargas monotónicas dirección Y Etabs 2018



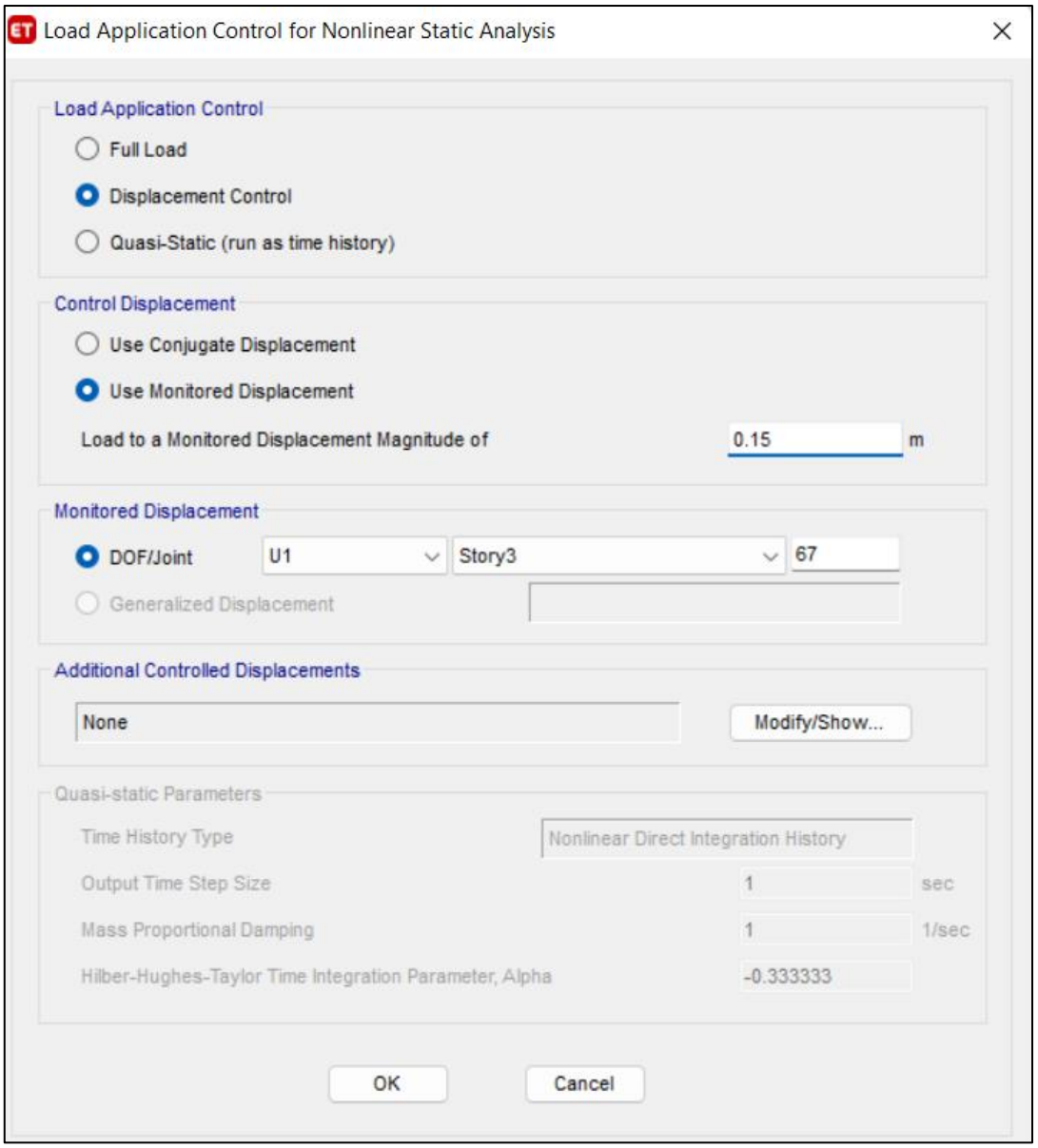
Fuente: Adaptación propia

3.5.2.3. Definición de punto de control.

La norma ASCE 41-17, indica que el nudo de control debe estar ubicado en el centro de masa del techo del edificio, para nuestra edificación se asignó al Label 67. Se estimará un desplazamiento de 15 cm para el análisis.

Figura Nº 78

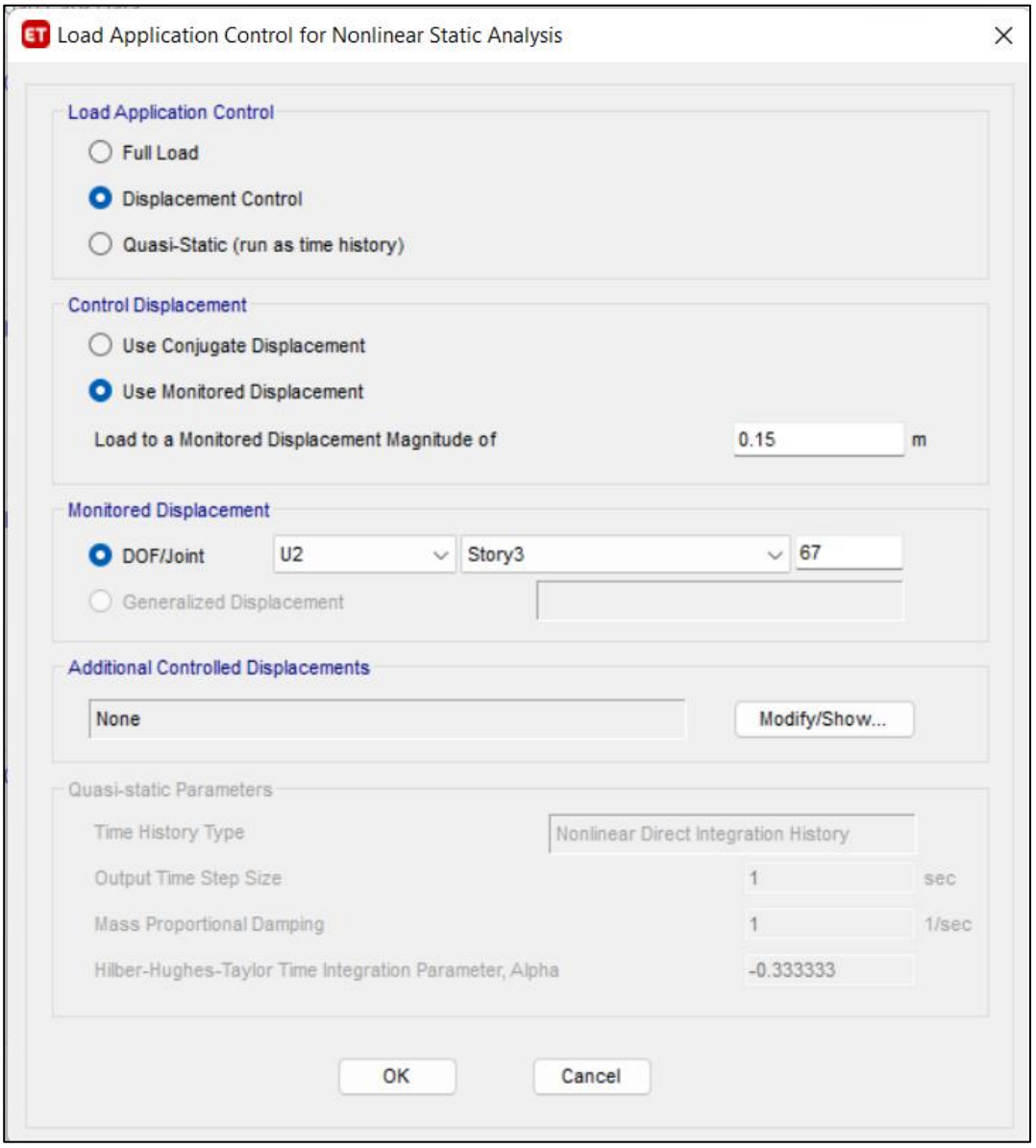
Definición del punto de control dirección X Etabs 2018



Fuente: Adaptación propia

Figura Nº 79

Definición del punto de control dirección Y Etabs 2018



Fuente: Adaptación propia

3.5.3. Modelo de comportamiento para los elementos estructurales

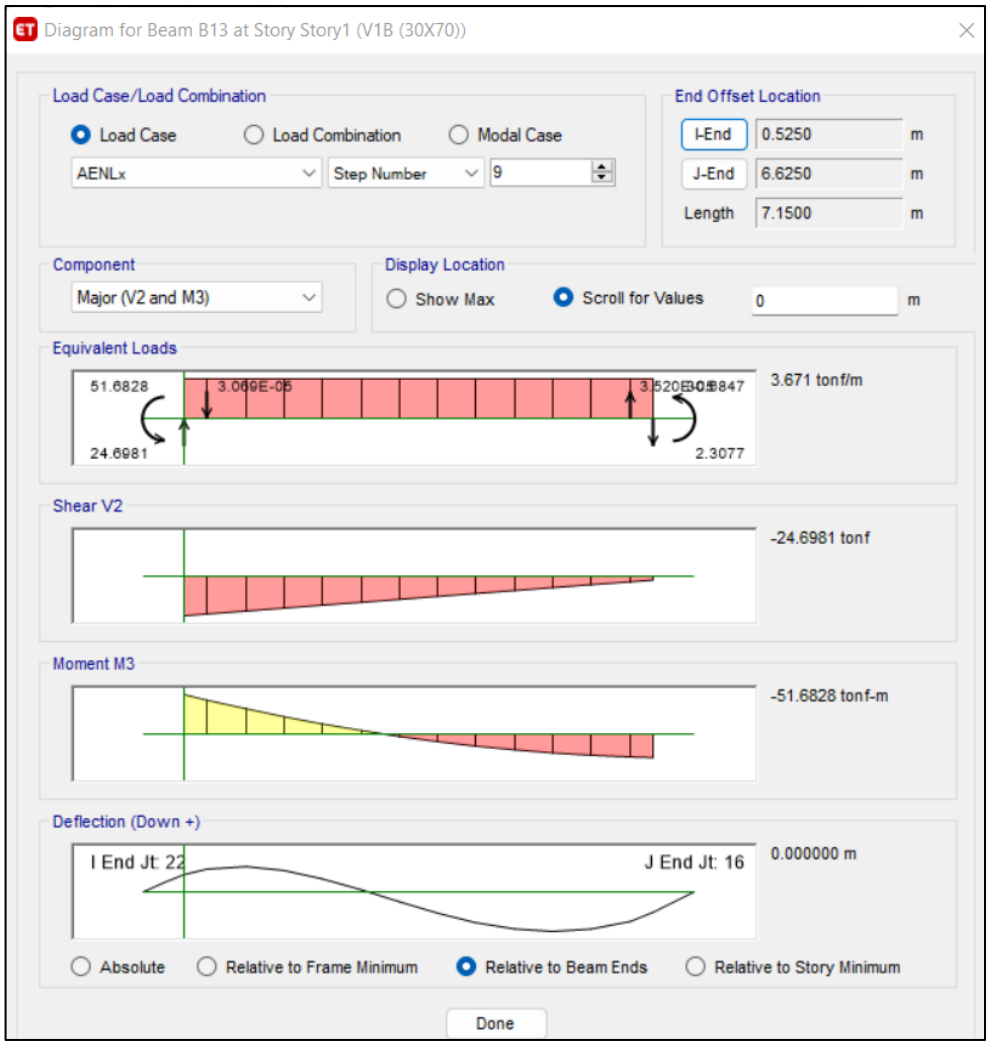
3.5.3.1. Vigas

Para la evaluación del comportamiento de las vigas se ha elegido la viga más esforzada, siendo esta la viga en el eje F entre los ejes 2-2 y 3-3, esta viga será evaluada con la tabla 10-7 del ASCE 41-17.

Los esfuerzos cortantes de diseño son obtenidos del análisis no lineal por el método Pushover, para este elemento el punto de máximo rendimiento es el punto 09, con un esfuerzo cortante máximo de 24.70 TN

Figura Nº 80

Fuerzas cortantes de la viga De análisis- Etabs 2018



Fuente: Adaptación propia

Características de la Viga y materiales

As (cm2)	36.86
As'(cm2)	10.20

f'c (kg/cm2)	280
V(kg)	24698.10
bw(cm)	30
d(cm)	65

Primero se realiza el cálculo de la cuantía de acero de la sección: cuantía balanceada, cuantía en tracción y cuantía en compresión.

Determinación de Cuantía balanceada, en tracción y compresión

Balanceada

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

En Tracción

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

En Compresión

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d}$$

$$para\ f_y = 4200\ kg/cm2$$

$$\rho_b = 1.19 * 10^{-4} * f'_c * \beta_1$$

$$\rho_b = 0.028322 \qquad \rho = 0.0189025 \quad \rho' = 0.00523076$$

β_1 se tiene la siguiente consideración:

$$\beta_1 = 0.85 \qquad para \qquad f'_c \leq 280\ kg/cm^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.714 * \frac{f'_c}{1000} \quad para \quad 280\ kg/cm^2 < f'_c < 560 kg/cm^2$$

$$\beta_1 = 0.65 \qquad para \qquad f'_c \geq 560\ kg/cm^2$$

Se calcula los parámetros para poder utilizar la tabla 10-7 de la Norma ASCE 41-17.

Parámetros para la normativa ASCE 41-17

$$\frac{\boldsymbol{\rho - \rho'}}{\boldsymbol{\rho_b}} \qquad \frac{\boldsymbol{\rho - \rho'}}{\boldsymbol{\rho_b}} = \mathbf{0.480012}$$

$$\frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{b_w * d * \sqrt{f'_c}}} \quad \boldsymbol{en\ (lb, in)}$$

$$\mathbf{3.77} * \frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{b_w * d * \sqrt{f'_c}}} = \mathbf{3.295}$$

$$\mathbf{3.77} * \frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{b_w * d * \sqrt{f'_c}}} \quad \boldsymbol{en\ (kg, cm)}$$

Se verifica que la sección se encuentre confinada para lo cual FEMA 356 propone las siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{c} S \leq \frac{d}{3} \\ V_s < \frac{3}{4} * V_u \\ V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \end{array} \right\}$$

Donde A_v es el área de refuerzo transversal, f_y es el limite de fluencia, d es el peralte efectivo de la sección, S es el espaciamiento de los estribos, V_s es la capacidad al corte de la armadura transversal y V_u es el cortante actuante.

$$V_u = 24698.10\ kg,\ \ A_v = 1.42\ cm^2 <> 2\emptyset 3/8''\ \text{ y } s = 12.5\ cm$$

Verificamos que el espaciamiento sea menor a d/3:

$$\frac{d}{3} = \frac{64}{3} = 21.33cm \geq 12.5\ cm \quad (OK, conforme)$$

Ahora verificamos que el cortante que proporciona los estribos (Vs) sea menos a 3/4 del cortante ultimo (Vu).

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{1.42 * 4200 * 64}{12.5} = 30{,}535.70\ \ kg$$

$$V_s = 30{,}535.70\ kg > \frac{3}{4}V_u = 18{,}523.575\ kg\ ;\ (OK, conforme)$$

Se concluye que la sección se encuentra confinada.

Ahora procedemos a realizar el cálculo de los valores de a, b y c, así como también los valores de IO, CP y LS para este elemento.

$$a_1 = 0.025, \quad b_1 = 0.05$$

$$a_2 = 0.020, \quad b_2 = 0.03$$

$$a_3 = 0.020, \quad b_3 = 0.02$$

Definición de las rótulas plásticas para vigas reforzados según ASCE 41-17.

Conditions			Modeling Parameters [a]			Acceptance Criteria [a]		
			Plastic Rotation Angle, (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by Flexure[b]								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.2	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-colum joint[b]								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017)

El primer valor equivale a 0.48 el cual se encuentra en el rango de 0 y 0.5 y el valor por corte es igual a 3.295, estando este en el rango de 3 y 6, debido a esto será necesario realizar una doble interpolación para determinar el desempeño. Primero interpolamos entre 0 y 0.50

	Cuantías	IO	LS	CP
Límite superior	0	0.010	0.025	0.05
Valor	0.48	0.0052	0.0202	0.0308

Límite inferior	0.50	0.005	0.02	0.03

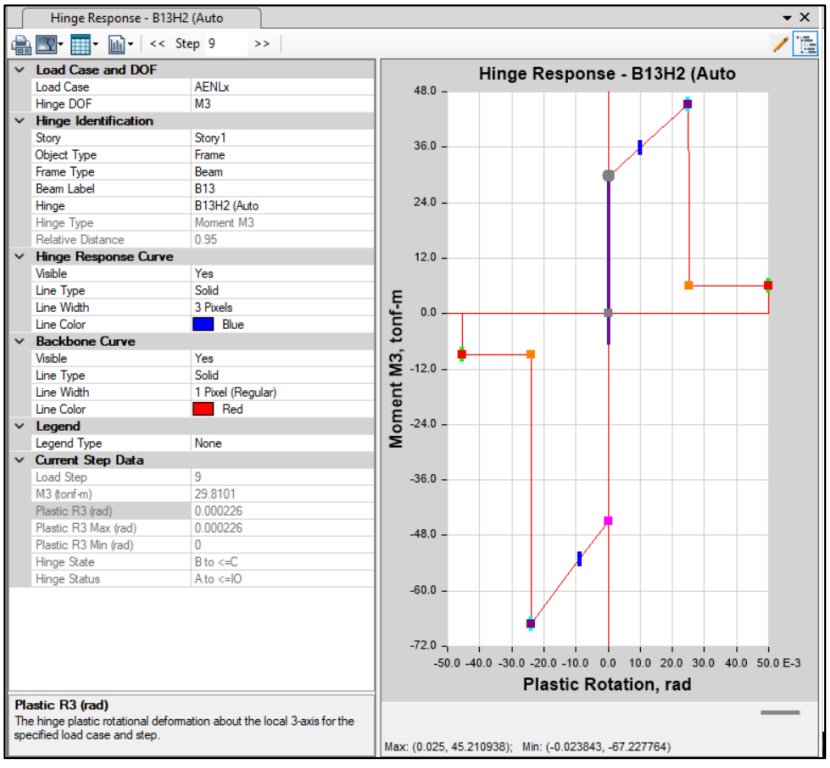
Realizamos la segunda interpolación de acuerdo a la cortante

	Cortantes	IO	LS	CP
Límite Superior	3	0.010	0.025	0.05
Valor	3.295	0.009508	0.024017	0.04705
Límite inferior	6	0.005	0.015	0.02

Los resultados obtenidos se comparan con los valores del modelo realizado en el programa ETABS, para revisar cual es el valor de la rotación de la viga más esforzada de la estructura, como verificación se utiliza el punto numero 22 primer nivel para ver el desempeño del elemento, el cual se encuentra en ocupación inmediata cuyo valor es 0.0002 como se muestra en la figura N°81.

Figura Nº 81

Respuesta de rotación de viga más esforzada de la estructura



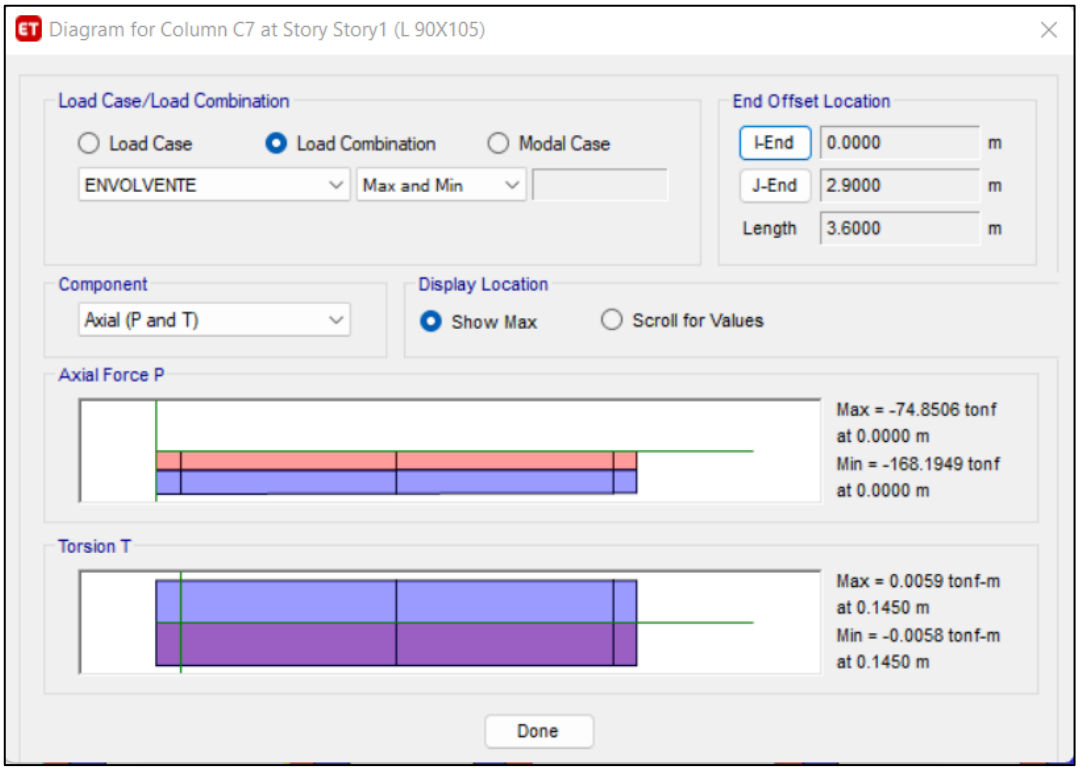
Fuente: Adaptación propia programa ETABS.

3.5.3.2. Columnas

Para determinar el comportamiento de las columnas del modelo se utilizará la tabla 10-8 de la norma ASCE 41-13, como ejemplo se realiza para una sola columna, la fuerza cortante y carga axial se obtiene con ayuda del análisis línea desarrollado en el programa ETABS.

Figura Nº 82

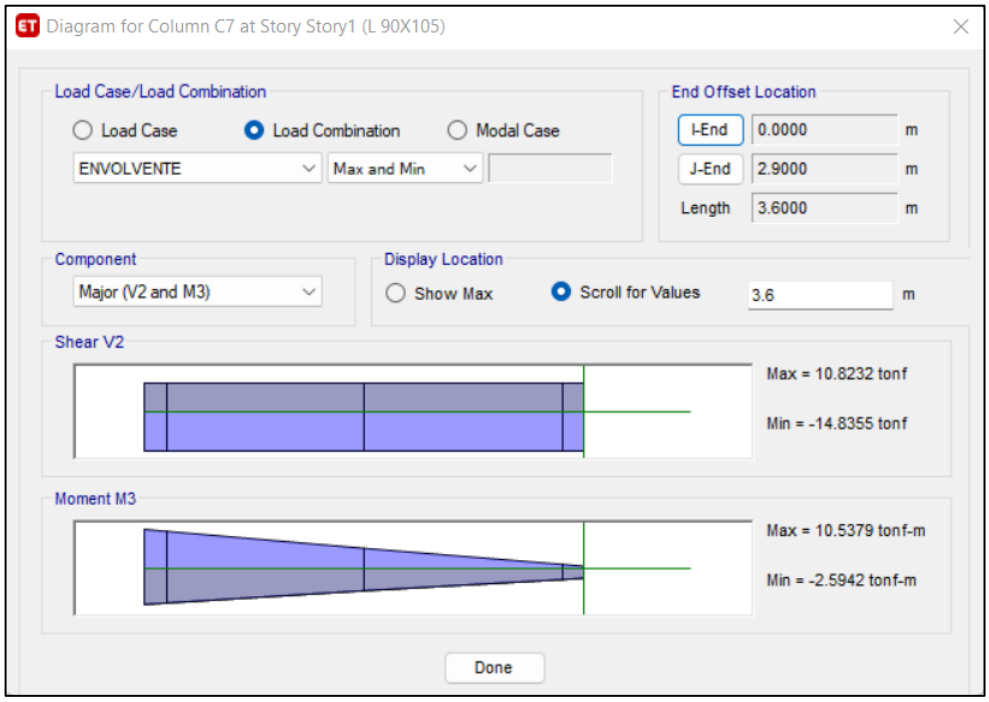
Esfuerzos Axial y Momento torsor, de columna en L.



Fuente: Adaptación propia programa ETABS.

Figura Nº 83

Esfuerzos cortantes y Momento flector de columna en L.



Fuente: Adaptación propia programa ETABS.

Tenemos los datos geométricos de la columna, acero de refuerzo de diseño, resistencia a la comprensión.

Características de la columna y materiales

P (kg)	168,194.9
Ag (cm2)	4,650
f'c (kg/cm2)	280
V(kg)	14,835.5
bw(cm)	105
d(cm)	85

Obtenido estos datos, calculamos los parámetros de la norma ATC-40

$$\frac{P}{A_g f'_c} \qquad \frac{P}{A_g f'_c} = \frac{168{,}194.9}{4650 * 280} = 0.12918195$$

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} \quad en \ (lb, in)$$

$$3.77 * \frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} \quad en \ (kg, cm) \qquad 3.77 * \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{14,835.5}{105 * 85 * \sqrt{280}} = 0.374504$$

Comprobamos que la sección se encuentre confinada para lo cual utilizamos lo establecido en la norma FEMA 356.

$$\left\{ \begin{array}{c} S \leq \frac{d}{3} \\ V_s < \frac{3}{4} * V_u \\ V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \end{array} \right\}$$

Donde A_v es el área de refuerzo transversal, f_y es el limite de fluencia, d es el peralte efectivo de la sección, S es el espaciamiento de los estribos, V_s es la capacidad al corte de la armadura transversal y V_u es el cortante actuante.

$$V_u = 168194.9 \ kg, \ A_v = 1.42 \ cm^2 <> 2\emptyset 3/8'' \text{ y } s = 10.0 \ cm$$

Verificamos que el espaciamiento sea menor a d/3:

$$\frac{d}{3} = \frac{64}{3} = 21.33cm \geq 10.0 \ cm \quad (OK, conforme)$$

Ahora verificamos que el cortante que proporciona los estribos (Vs) sea menos a 3/4 del cortante ultimo (Vu).

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{1.42 * 4200 * 85}{10} = 50\,694 \ \ kg$$

$$V_s = 30{,}535.70\ kg > \frac{3}{4}V_u = 11{,}1226.6\ kg\ ;\ (OK, conforme)$$

Table 6-8 ***Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns***

			Modeling Parameters[4]			Acceptance Criteria[4]				
						Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio		Component Type			
							Primary		Secondary	
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure[1]										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Realizamos el mismo procedimiento utilizado en las vigas, el valor 0.13 es nuestro primer parámetro el cual se encuentra dentro del rango de 0.1 y 0.40 por el cual se procedió a interpolar. Para el caso de la fuerza

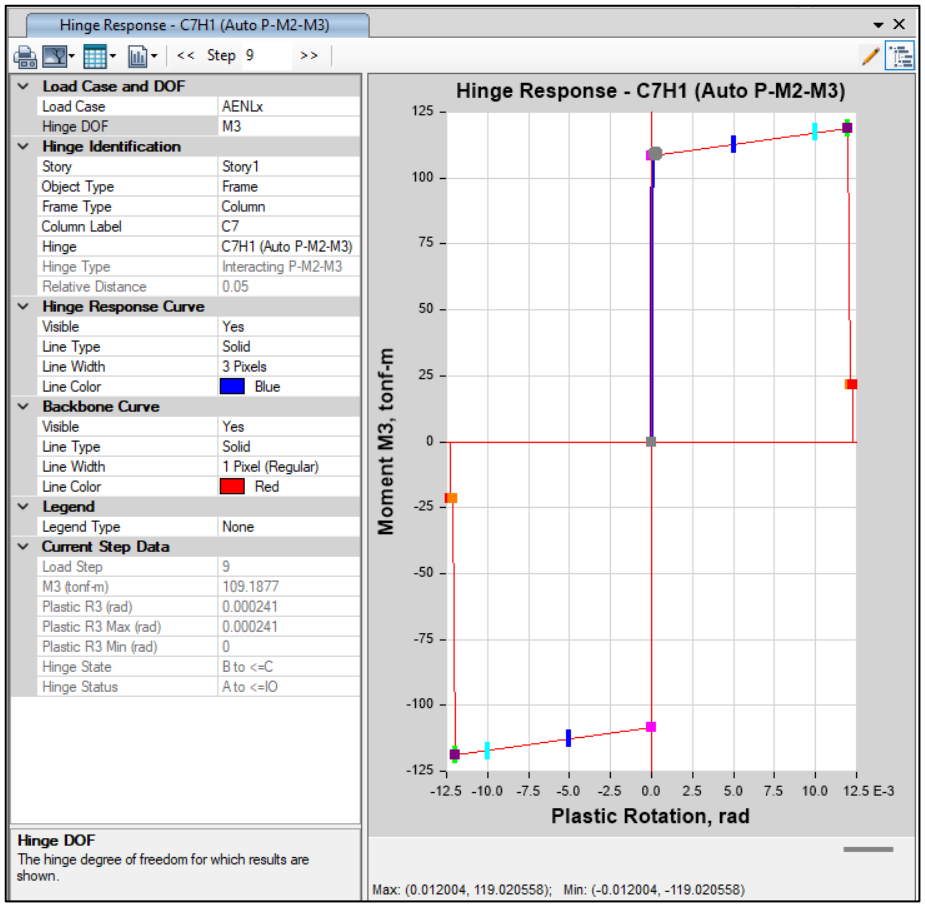
cortante se mantiene igual debido 0.37 es menor que 3. Interpolamos para obtener el rango de desempeño estructural para el elemento.

		IO	LS	CP
Límite superior	0.1	0.010	0.015	0.02
Valor	0.37	0.0067	0.01358	0.01763
Límite inferior	0.40	0.003	0.012	0.015

Se realizo la comparación en el programa ETABS el valor de 0.0067 rad, el cual es 0.000241 cuyo valor es inferior, esto indicaría que se encuentra en el desempeño sísmico de ocupación inmediata.

Figura Nº 84

Respuesta de rotación de columna más esforzada de la estructura.



Fuente: Adaptación propia obtenido del programa ETABS.

3.5.4. Resultados del Análisis Pushover

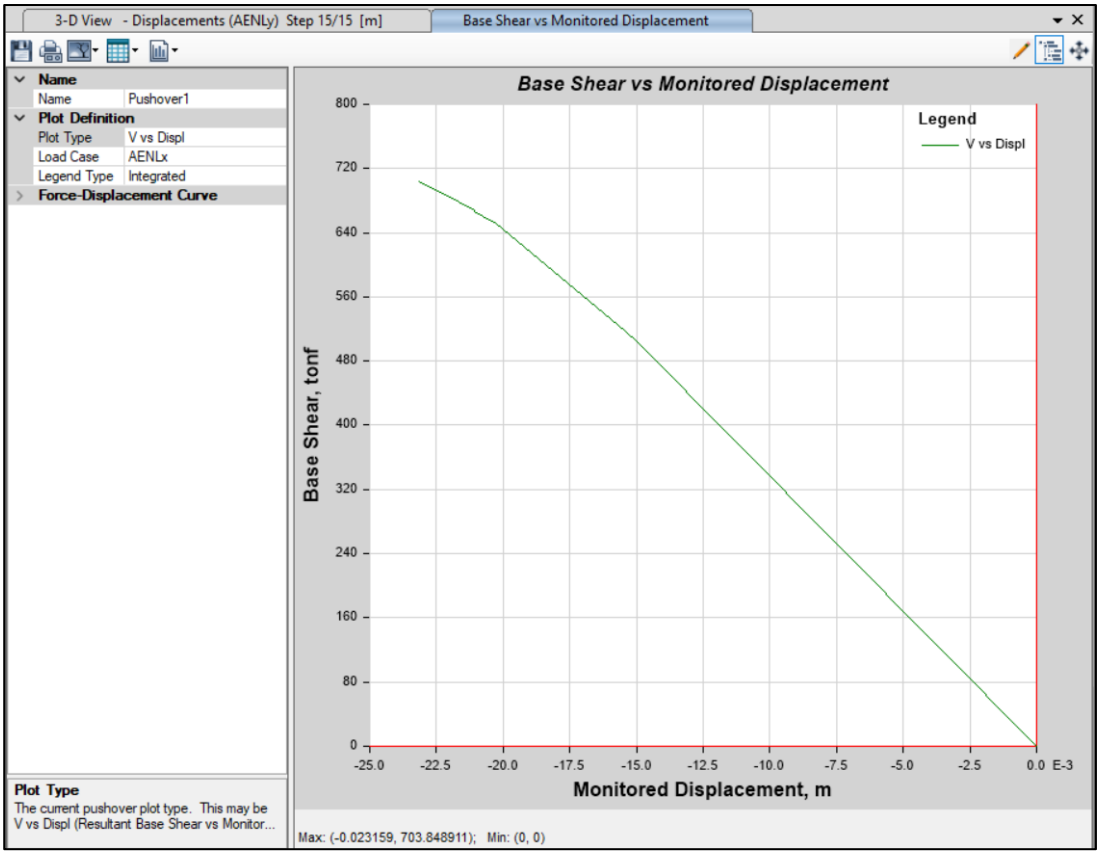
El resultado del análisis Pushover se encuentra representado por la curva de capacidad, que representa la respuesta del sistema equivalente a 1GDL de la edificación.

3.5.4.1. Dirección X-X

La edificación llega a su máxima capacidad de respuesta en el momento que logra alcanzar un desplazamiento de 2.31 cm y un cortante basal de 703.85 Tn, significando que el análisis se detiene cuando se alcanza el desplazamiento máximo de 2.31 cm, llegando al colapso.

Figura Nº 85

Curva de capacidad dirección X.



Fuente: *Adaptación propia tomada del programa Etabs 2018.*

Ahora realizamos el cálculo de la ductilidad y sobre resistencia de la curva capacidad en el eje X respecto a la primera rotula plástica. El valor de ductilidad nos permitirá conocer cuanto la edificación se encuentra dentro del rango plástico. Dando un sentido de cuanto se va desplazar plásticamente respecto a su comportamiento elástico. La sobre resistencia nos permite conocer la fuerza adicional de cortante hay en la estructura.

Dirección	Punto de Interés	V (Tn)	D(cm)
X-X	1er rotula	516.83	1.75
	Colapso	703.85	2.31

Ductilidad:

$$\mu_{xx} = \frac{D_u}{D_{1\,rot.}} = \frac{2.31}{1.75} = 1.32$$

Sobre resistencia

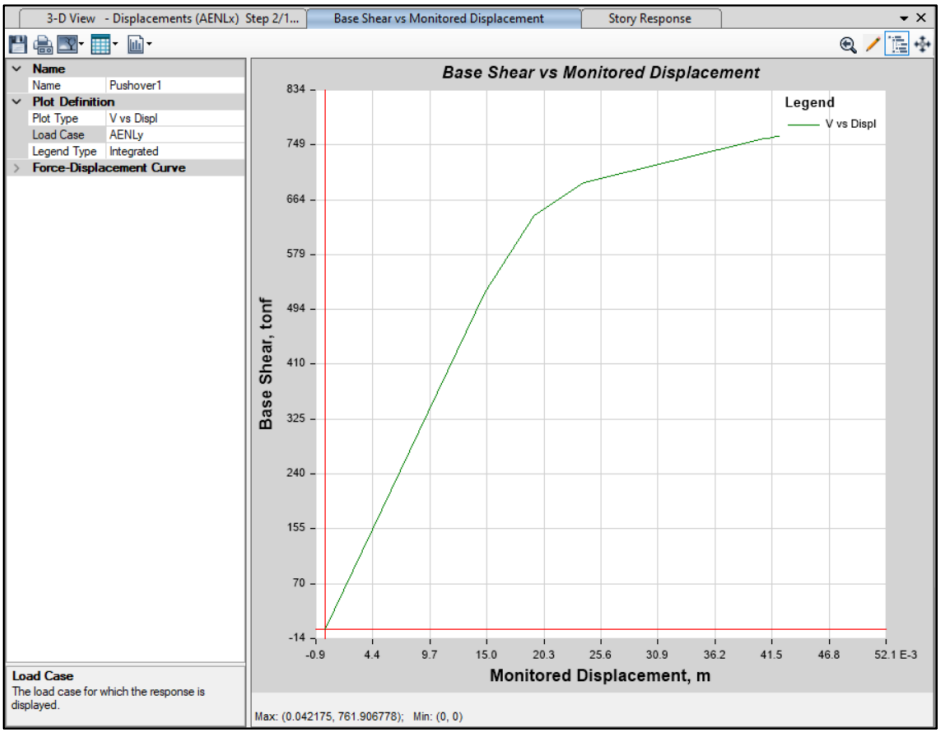
$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\,rot.}} = \frac{703.85}{516.83} = 1.36$$

3.5.4.2. Dirección Y-Y

La edificación llega a su máxima capacidad de respuesta en el momento que logra alcanzar un desplazamiento de 4.21 cm y un cortante basal de 761.91 Tn, significando que el análisis se detiene cuando se alcanza el desplazamiento máximo de 4.21 cm, llegando al colapso.

Figura Nº 86

Curva de capacidad dirección Y



Fuente: *Adaptación propia tomada del programa Etabs 2018.*

Ahora realizamos el cálculo de la ductilidad y sobre resistencia de la curva capacidad en el eje Y respecto a la primera rotula plástica. El valor de ductilidad nos permitirá conocer cuanto la edificación se encuentra dentro del rango plástico. Dando un sentido de cuanto se va desplazar plásticamente respecto a su comportamiento elástico. La sobre resistencia nos permite conocer la fuerza adicional de cortante hay en la estructura.

Dirección	Punto de Interés	V (Tn)	D(cm)
Y-Y	1er rotula	520.29	1.50
	Colapso	761.91	4.21

Ductilidad:

$$\mu_{xx} = \frac{D_u}{D_{1\,rot.}} = \frac{4.21}{1.50} = 2.81$$

Sobre resistencia

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\,rot.}} = \frac{761.91}{520.29} = 1.46$$

3.6. Evaluación del desempeño sísmico

3.6.1. Objetivos de Desempeño Sísmico

La norma técnica peruana E030 del reglamento Nacional de edificaciones, indica que ninguna edificación debe colapsar ni causar algún daño grave a las personas durante un eventual acontecimiento sísmico, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos severos.

La estructura deberá soportar movimientos del suelo calificados como moderados, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los limites aceptables. Los principios de diseño sismorresistente mencionados se pueden vincular a los propósitos de desempeño establecidos por el comité Visión 2000.

3.6.2. Demanda Sísmica

Para poder obtener un desempeño sísmico estructural completo se debe someter a la estructura a diferentes niveles de demanda sísmica o también conocido como amenaza sísmica, el comité Visión 2000 propone 4 eventos sísmico como se muestran en la siguiente tabla:

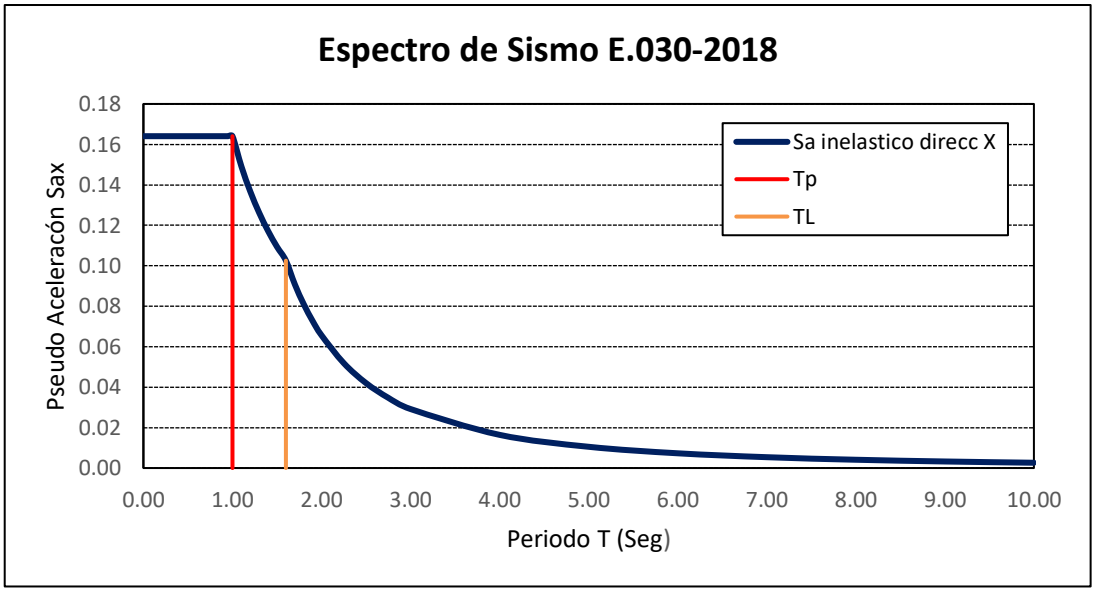
Sismo	Probabilidad de Excedencia	Periodo de retorno	Factor de conversión
Frecuente	50% en 30 años	43 años	0.38

Servicio (ocasional)	50% en 50 años	72 años	0.50
Diseño (Raro)	10% en 50 años	475 años	1
Máximo (muy raro)	10% en 100 años	970 años	1.30

Se deberá generar un espectro de diseño por cada uno de los 4 eventos sísmicos. Para el sismo de diseño (Raro) el espectro que le corresponde fue el utilizado para el análisis lineal mediante la norma E-030 donde considera el factor Z de peligro símico como un factor de la aceleración máxima horizontal con una probabilidad de excedencia en 50 años. El espectro a utilizar son elásticos por lo que se considera

Figura Nº 87

Espectro elástico sismo raro – Adaptación propia el valor de R=1.



Para determinar el espectro elástico de las amenazas sísmicas restantes, se multiplica por un coeficiente que algunas normas indican, la norma ATC-40 recomienda, que para un sismo máximo multiplicar el espectro de diseño por un valor entre 1.25 y el 1.5; para el sismo de servicio recomienda multiplicar por 0.50. Estos factores surgen de encontrar una proporción entre las aceleraciones del suelo que se originan de los cuatro niveles de sismo recomendado por el Comité Visión 2000.

Para precisar estor valores de acuerdo a la zona a estudiar se utiliza el espectro de peligro uniforme que es una curva que une las aceleraciones espectrales con cada periodo estructural. Para elaborar el espectro de peligro uniforme se debe realizar un análisis probabilístico de peligro sísmico recopilando información de eventos sísmicos que pasaron con anterioridad en la zona de estudio. En esta presente investigación no tiene como objeto detallar su elaboración de este espectro, motivo por el cual se utilizará una herramienta web proporcionada por SENCICO el cual permitirá obtener estos espectros de peligro sísmico definiendo la zona utilizar, amortiguamiento y capacidad de retorno.

Para obtener los espectros, ingresamos al siguiente enlace: https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/2869566-servicio web-de-consultas-para-la-determinacion-del-peligro-sismico-en-elterritorio-nacional,

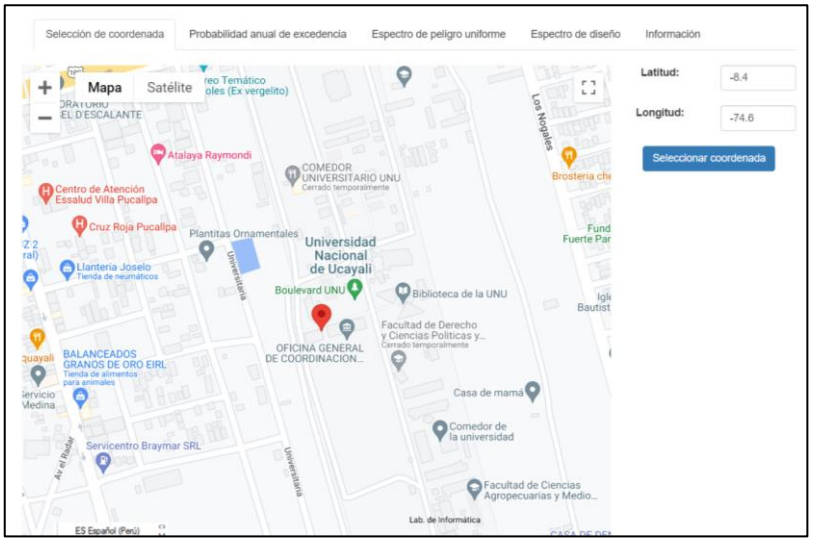
Una vez de haber accedido al sistema, se debe ingresar la coordenada del sitio a analizar, en este caso se elige la zona Ucayali - Coronel Portillo-Callería, entre las calles Av. Tupac Amaru y Av. Carretera Federico.

Nos registramos como usuario para poder ingresar a la plataforma.

Figura Nº 88. *Registro de usuario en la plataforma.*



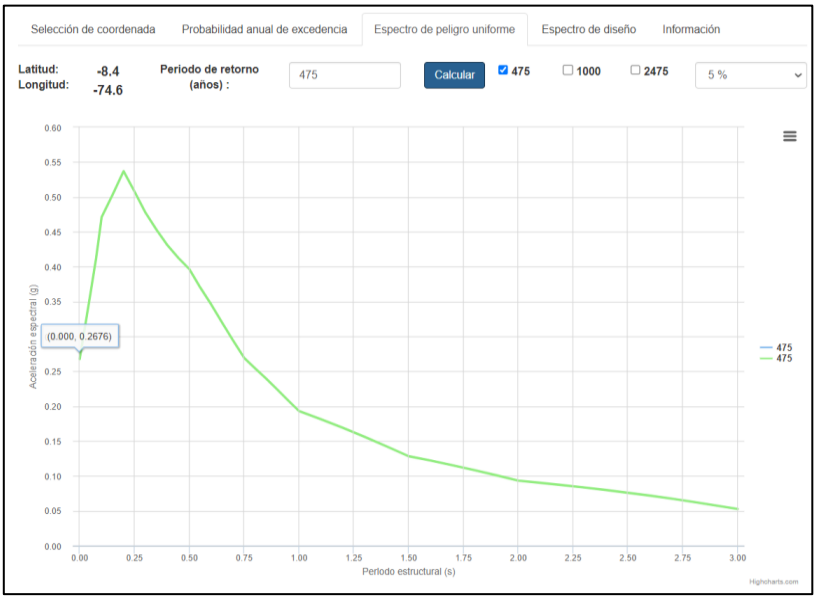
Figura Nº 89 *Ubicación de pabellón administrativo de la UNU*



Seleccionada la coordenada de ubicación de la edificación en estudio, el sistema construirá el espectro de peligro uniforme para periodo de retorno de 475 años considerando un amortiguamiento de 5%.

Figura Nº 90

Espectro de peligro uniforme 475 años.

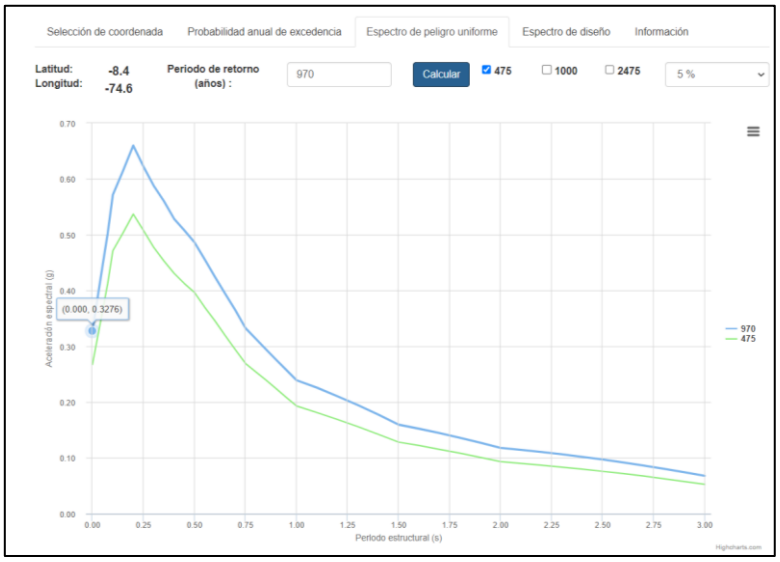


Fuente: *SENCICO.*

Ahora hallamos los demás espectros (sismo frecuente, sismo de servicio, sismo máximo) ingresando el periodo de retorno en años de acuerdo a lo recomendado por visión 2000.

Figura Nº 91

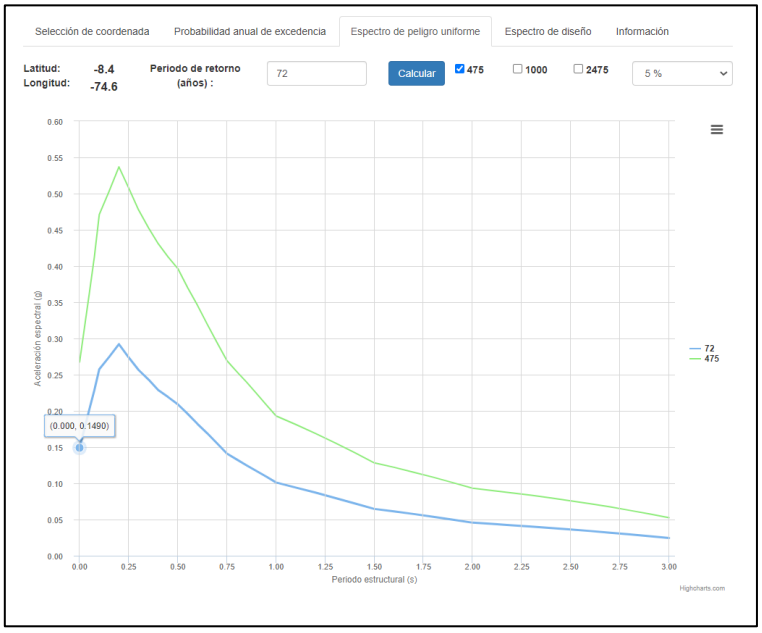
Espectro de peligro uniforme 970 años



Fuente: Tomada de SENCICO

Figura Nº 92

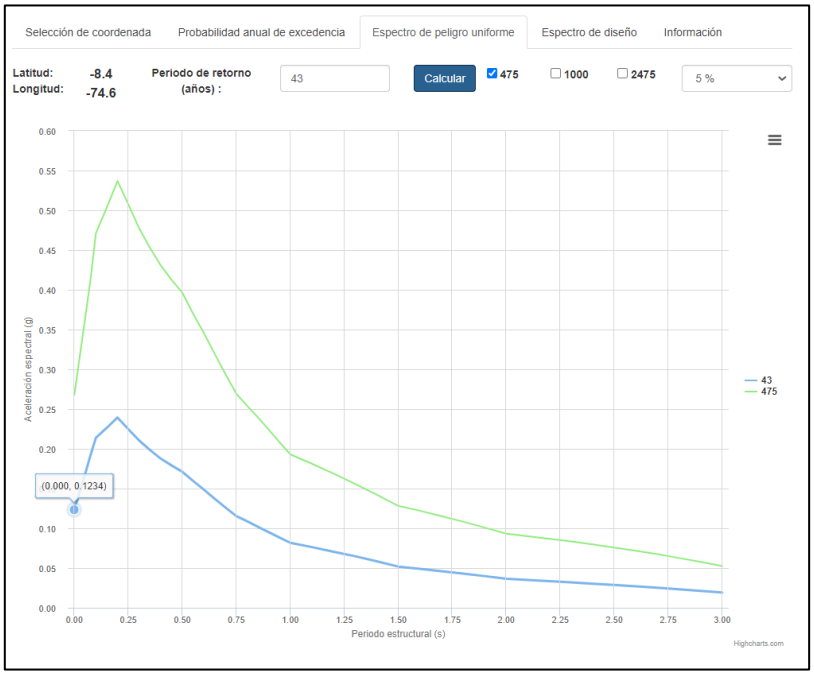
Espectro de peligro uniforme 72 años



***Fuente*:** *SENCICO.*

Figura Nº 93

Espectro de peligro uniforme 43 años.



Fuente: *SENCICO*

De los gráficos obtenidos el valor importante es aquel que tiene un periodo estructural de 0, esto porque teóricamente representa el valor de la aceleración del suelo, por ejemplo, el valor correspondiente al sismo de diseño para un periodo 0 es 0.2676g que es similar al valor de Z para la zona 2 (0.25g) que es donde se encuentra la edificación en estudio.

Realizamos el cálculo de la relación entre la aceleración del suelo del sismo de diseño con las aceleraciones del suelo de los otros espectros para terminar los factores de amplificación.

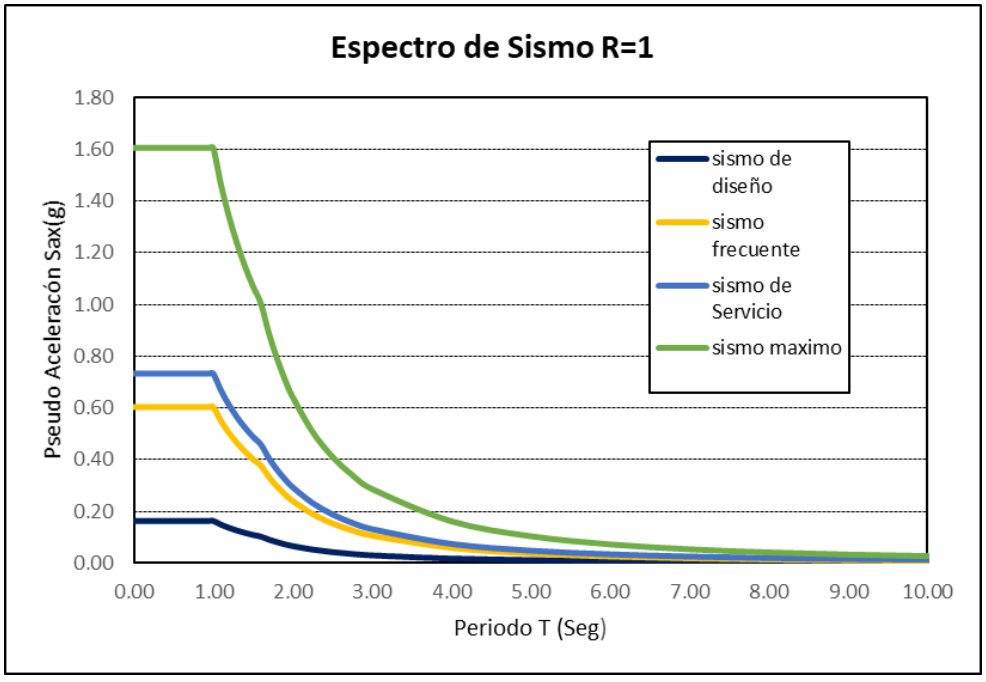
Sismo	A (T=0)	a. Frecuente/ a. diseño	a. Servicio/ a. diseño	a. Máximo/ a. Diseño
Frecuente	0.1234	0.4611		
Servicio (ocasional)	0.1490		0.5568	
Diseño (Raro)	0.2676			
Máximo (muy raro)	0.3276			1.2242

Teniendo como resultado que estos valores se aproximan a los valores recomendados por la norma ATC – 40.

Con estos factores amplificaremos el espectro de diseño para obtener los espectros de los otros sismos.

Figura Nº 94

Espectros de análisis- elaboración propia.



3.6.3. Punto de Desempeño

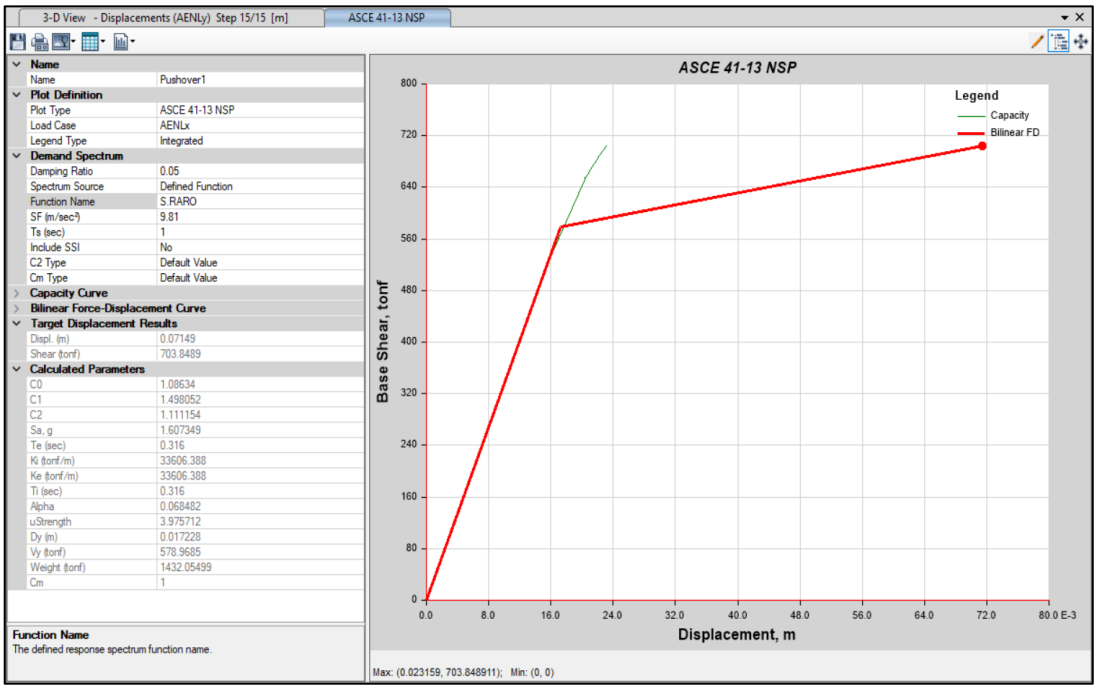
3.6.3.1. Representación Bilineal de la curva de capacidad.

Mediante el método de ASCE 41-13 se obtiene la curva bilineal en las dos direcciones

- **Dirección X**

Figura Nº 95

Representación bilineal de la curva de capacidad dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.07129\ m, 703.85\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.0172\ m, 578.96\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.07129}{0.01720} = 4.14$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

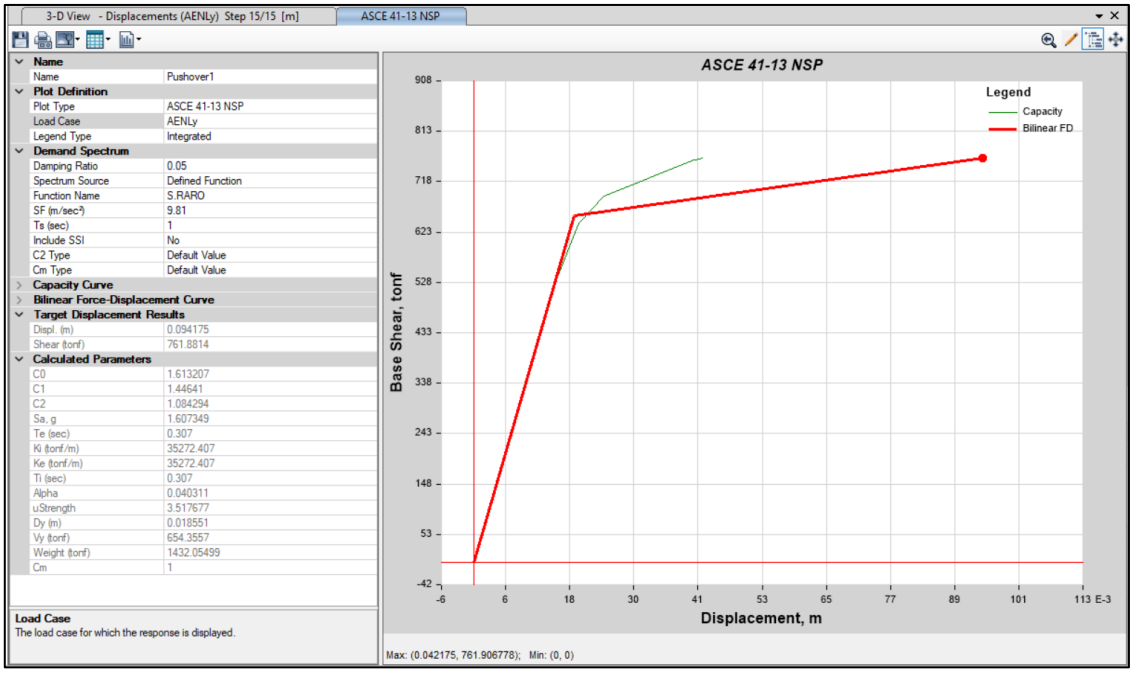
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

- **Dirección Y**

Figura Nº 96

Representación bilineal de la curva de capacidad dirección Y.



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.0942m, 761.88\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.0185m, 654.36\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.0942}{0.0185} = 5.09$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

3.6.3.2. Límites de Desempeño

De acuerdo con las recomendaciones de la SEAOC, los puntos de desempeño se ubican al 30 %, 30 %, 20 % y 20 % de la ductilidad.

LÍMITES DE DESEMPEÑO DIRECCIÓN X			
IO (30%)	**LS (30%)**	**CP (20%)**	**CP (20%)**
3.33	4.96	6.05	7.13

LÍMITES DE DESEMPEÑO DIRECCIÓN Y			
IO (30%)	**LS (30%)**	**CP (20%)**	**CP (20%)**
4.12	6.39	7.91	9.42

3.6.3.3. Puntos de desempeño

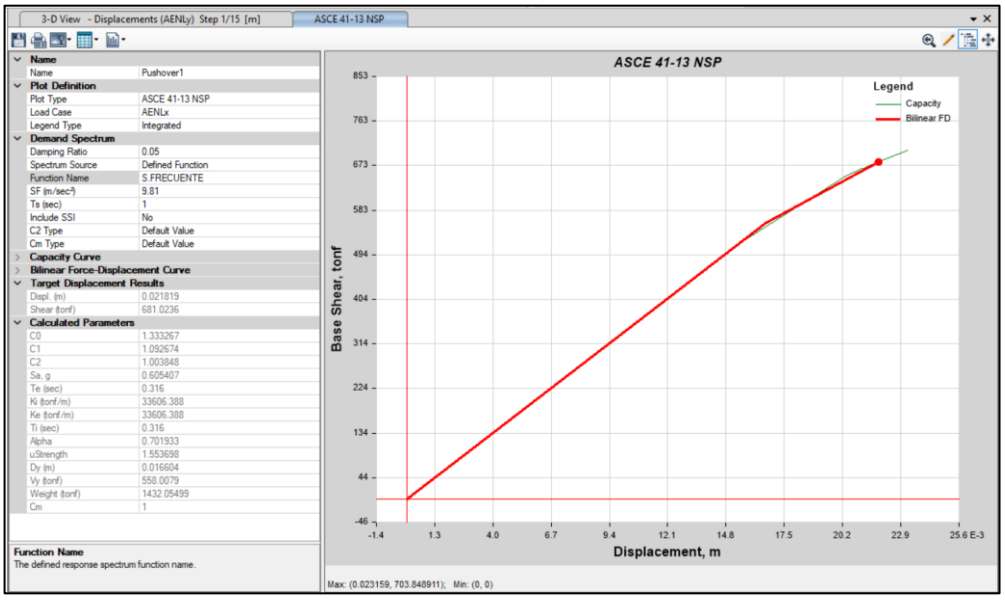
Los puntos de actuación se ubicaron de acuerdo con la cortante máxima y un desplazamiento localizado por el método bilineal propuesto en esta tesis, para lo cual se analizaron los sismos previamente estipulados, el resultado del desplazamiento y cortante basal en cada dirección de realización del análisis para cada tipo de análisis sísmico que son mostrados a continuación:

SISMO EN DIRECCIÓN X

a) Sismo frecuente (T=42 años)

Figura Nº 97

Representación bilineal de sismo frecuente dirección X.



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.022m, 681.02\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.017m, 558.01\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.022}{0.017} = 1.29$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

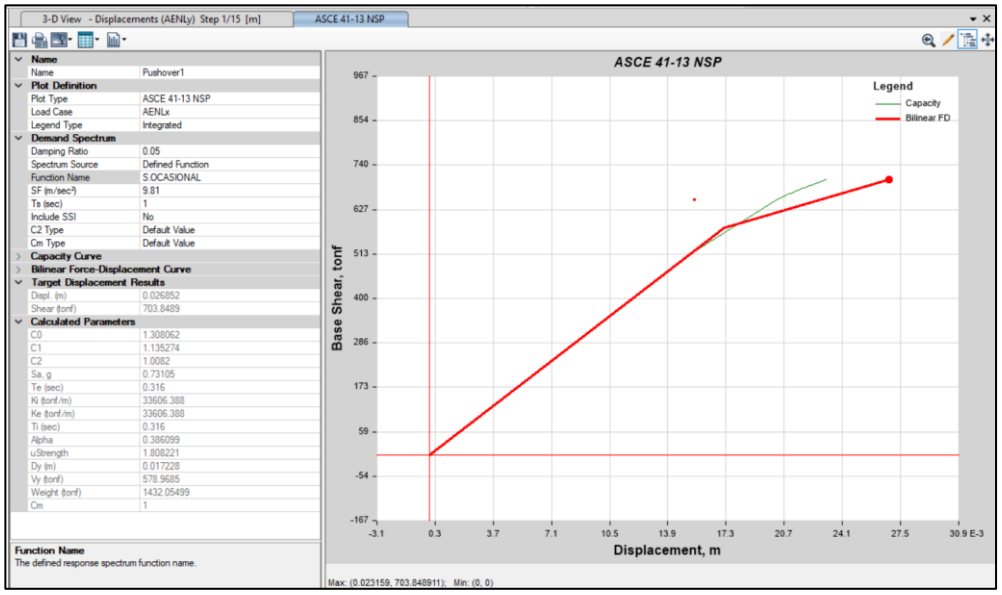
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

b) Sismo frecuente (T=72 años)

Figura Nº 98

Representación bilineal de sismo ocasional dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.027m, 703.85\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.023, 703.85\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.027}{0.023} = 1.17$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 33{,}606.39\text{Tn/m}$$

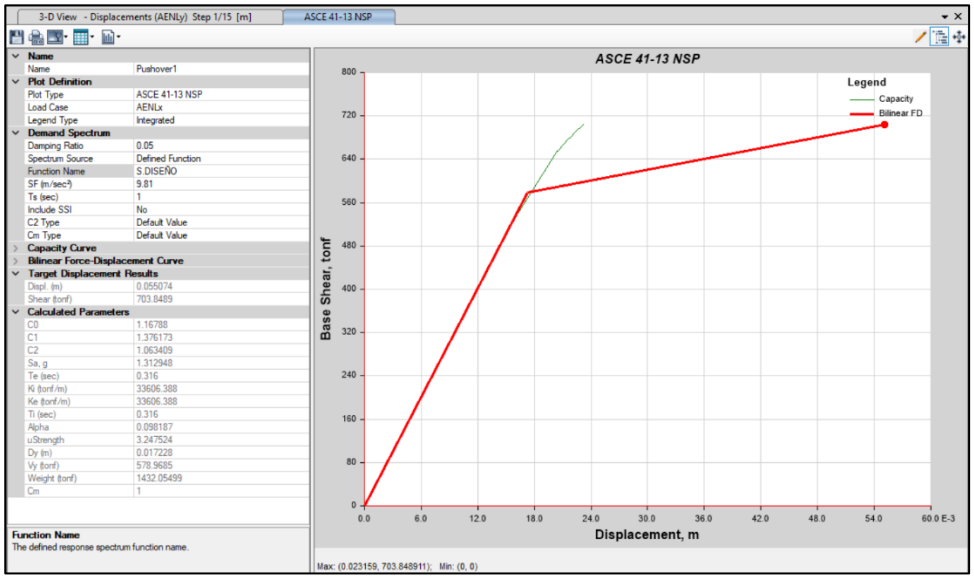
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 33{,}606.39\ \text{Tn/m}$$

c) Sismo diseño (T=475 años)

Figura Nº 99

Representación bilineal de sismo diseño dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.055m, 703.85\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.017m, 516.87\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.055}{0.017} = 3.24$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

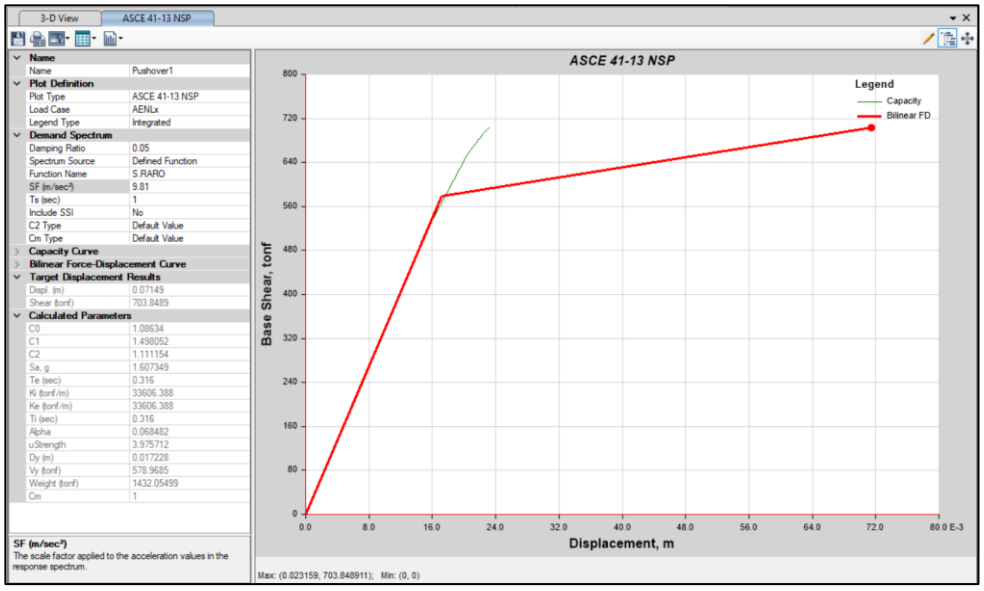
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

d) Sismo Raro (T=970 años)

Figura Nº 100

Representación bilineal de sismo raro dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u, V_u) = (0.071m, 703.85\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y, V_y) = (0.0172m, 516.87\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.071}{0.0172} = 4.13$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

Rigidez lateral inicial

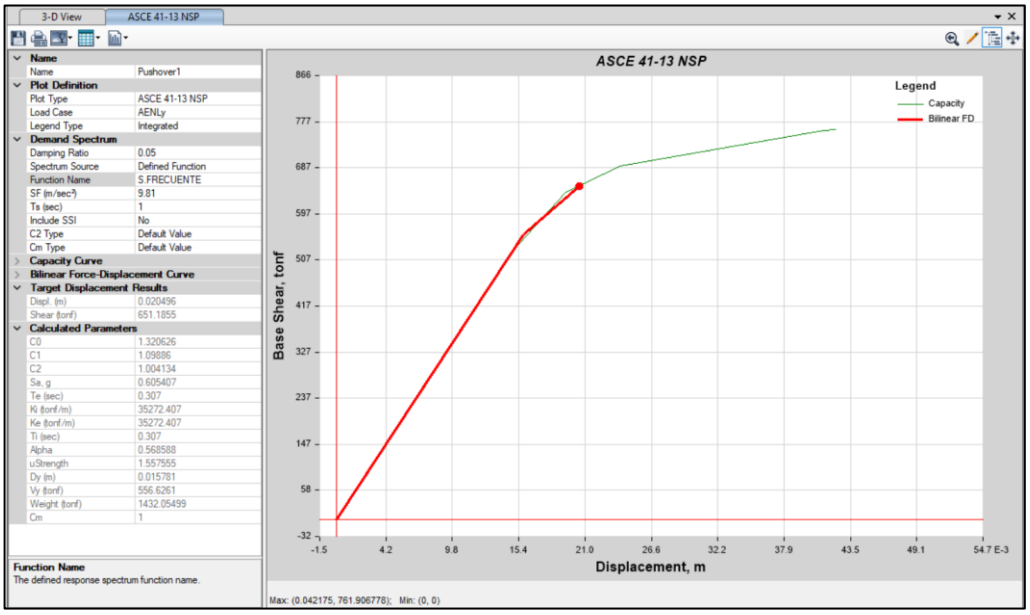
$$k_{inicial} = 33{,}606.39 \text{ Tn/m}$$

SISMO EN DIRECCIÓN Y

a) Sismo frecuente (T=42 años)

Figura Nº 101

Representación bilineal de sismo frecuente dirección Y



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u, V_u) = (0.0205m, 651.18\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y, V_y) = (0.016m, 556.63\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.0205}{0.016} = 1.28$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

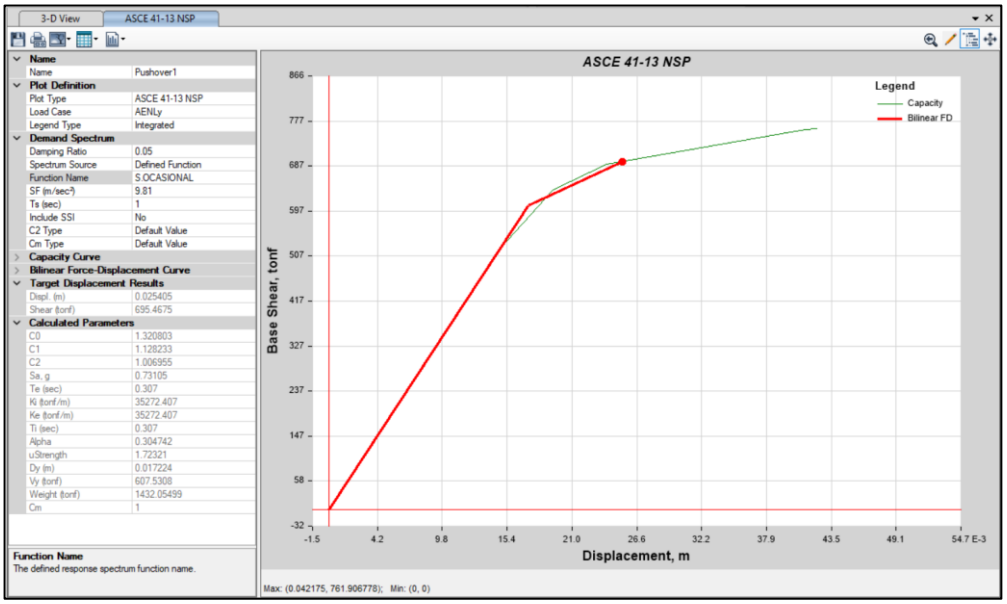
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

b) Sismo frecuente (T=72 años)

Figura Nº 102

Representación bilineal de sismo ocasional dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.025m, 695.47\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.0172m, 607.53\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.025}{0.0172} = 1.45$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

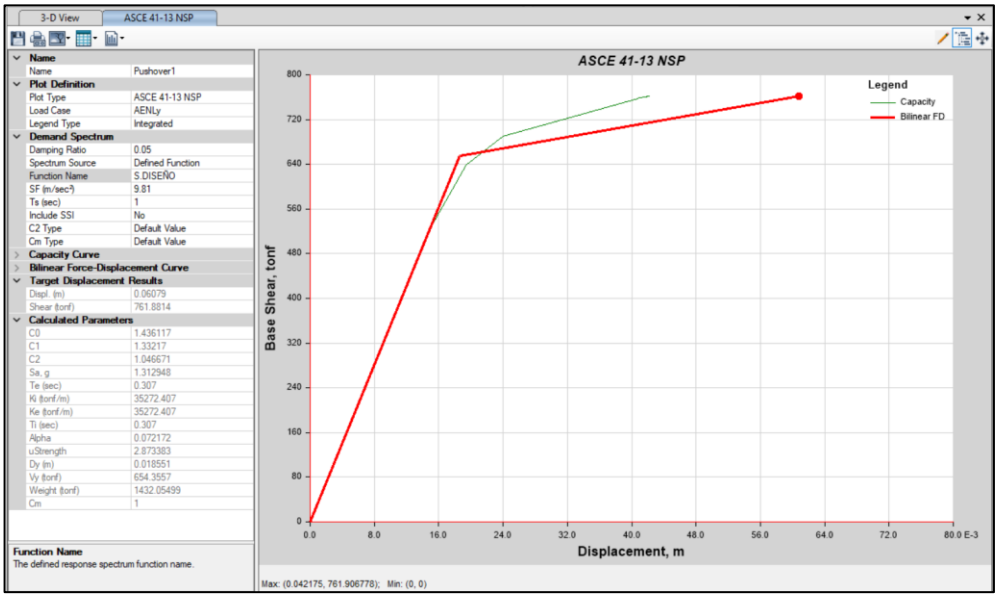
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

c) Sismo diseño (T=475 años)

Figura Nº 103

Representación bilineal de sismo diseño dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.061m, 761.88\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.0186m, 654.36\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.061}{0.0186} = 3.28$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

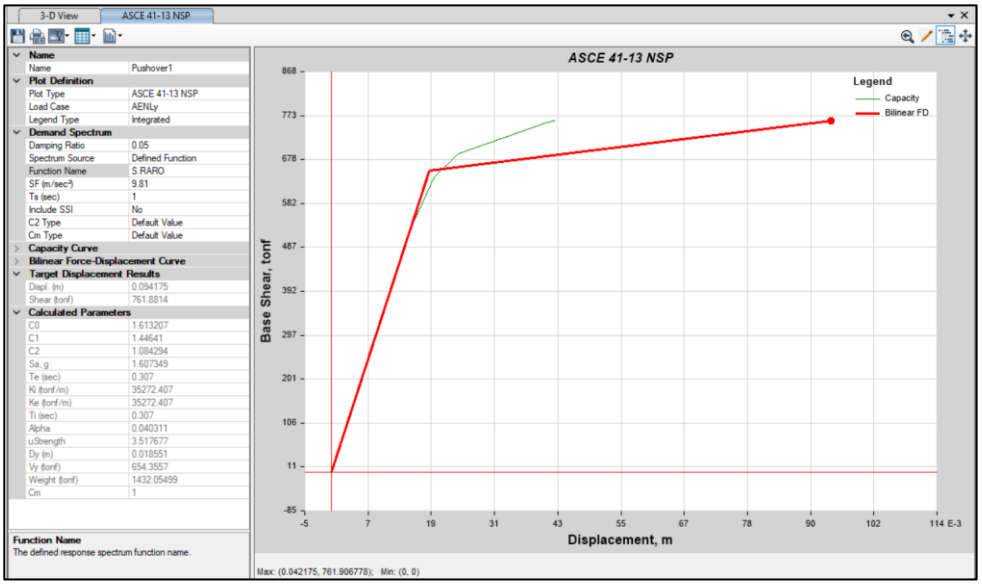
Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

d) Sismo Raro (T=970 años)

Figura Nº 104

Representación bilineal de sismo raro dirección X



Fuente: *Etabs 2018 – Adaptación propia*

Desplazamiento último:

$$(D_u,\ V_u) = (0.094m, 761.88\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$(D_y,\ V_y) = (0.0185m, 654.36\ Tn)$$

Punto de fluencia efectiva:

$$u_y = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.094}{0.0185} = 5.08$$

Rigidez lateral efectiva

$$k_e = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

Rigidez lateral inicial

$$k_{inicial} = 35{,}272.41 \text{ Tn/m}$$

En resumen, se tienen los siguientes resultados por cada tipo de análisis en la dirección X e Y.

Puntos de Desempeño – Dirección X							
Tr=42 años		**Tr=72 años**		**Tr=475 años**		**Tr=975 años**	
D(m)	V(t)	D(m)	V(t)	D(m)	V(t)	D(m)	V(t)
0.022	681.02	0.027	703.85	0.055	703.85	0.071	703.85

Puntos de Desempeño – Dirección Y							
Tr=42 años		**Tr=72 años**		**Tr=475 años**		**Tr=975 años**	
D(m)	V(t)	D(m)	V(t)	D(m)	V(t)	D(m)	V(t)
0.0205	651.18	0.025	695.47	0.061	761.88	0.094	761.88

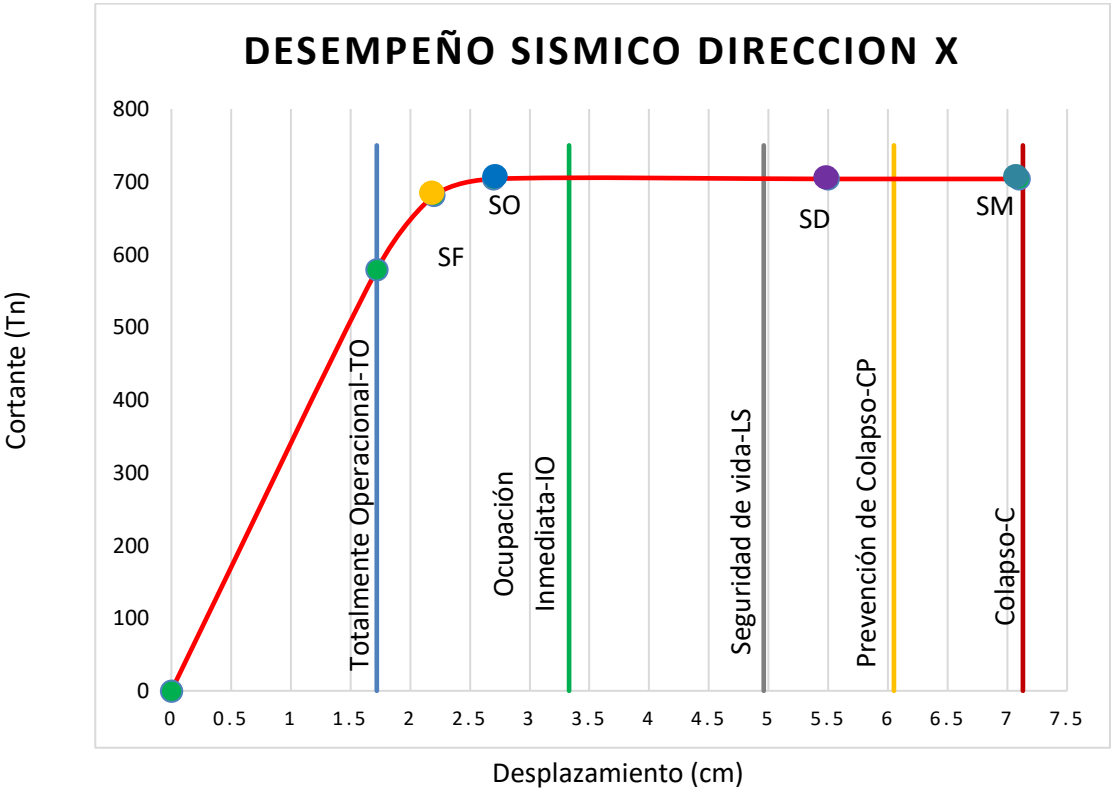
3.6.4. Evaluación de los Puntos de Desempeño.

Con los datos obtenidos se procede a colocar los puntos de rendimiento, respecto al desplazamiento y fuerza cortante máxima de acuerdo a cada tipo de sismo, obteniéndose los siguientes resultados.

Dirección X

Figura Nº 105

Curva de Desempeño Sísmico Dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X

Evaluación Del Desempeño – Dirección X					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años				X
Máximo	975 años				X

Fuente: elaboración propia.

La evaluación del desempeño de la estructura para los distintos grados de peligro sísmico. Para (E0.30, 2018) un edificio de categoría A, el diseño del sismo debe encontrarse en un grado de ocupación inmediato (IO), en caso que se requiera pueda ser utilizado como lugar de refugio en caso de emergencia.

Tabla 24.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X

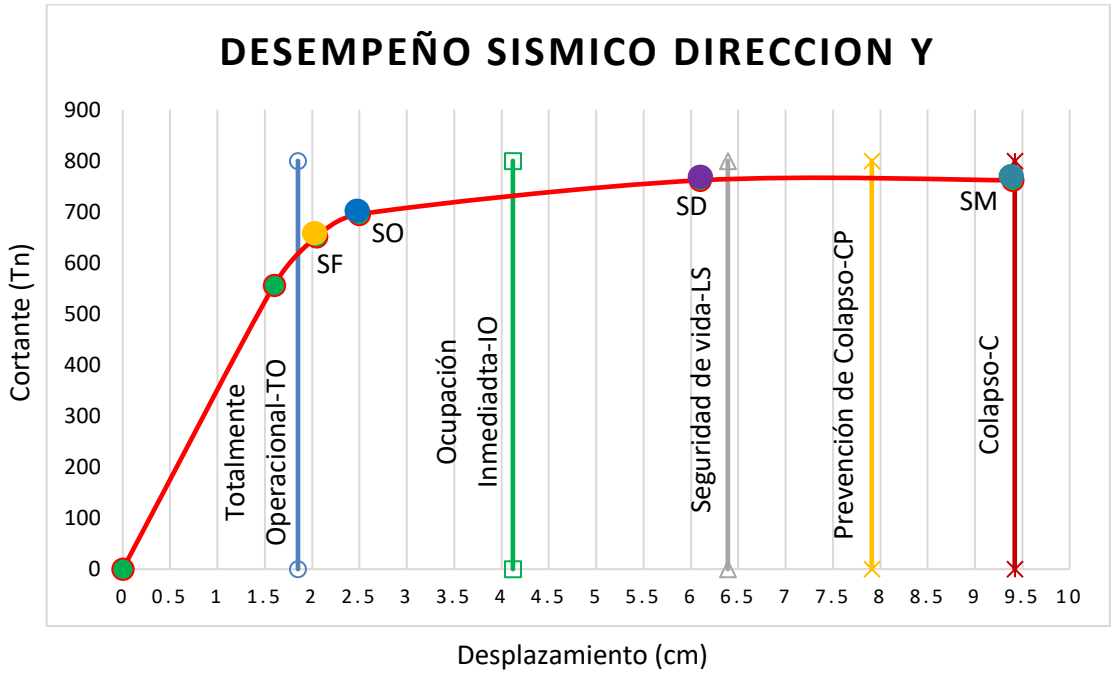
Evaluación Del Desempeño – Dirección X						
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**	**¿cumple con el objetivo**
Frecuente	42 años		X			NO
Servicio	72 años		X			NO
Diseño	475 años				X	NO
Máximo	975 años				X	NO

Fuente: elaboración propia

Dirección Y

Figura Nº 106

Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.



Fuente: elaboración propia

Tabla 25.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y.

Evaluación Del Desempeño – Dirección Y					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años			X	
Máximo	975 años				X

Fuente: elaboración propia

La evaluación del desempeño de la estructura para los distintos grados de peligro sísmico. Para (E0.30, 2018) un edificio de categoría A, el diseño del sismo debe encontrarse en un grado de ocupación inmediato (IO), en caso que se requiera pueda ser utilizado como lugar de refugio en caso de emergencia.

Tabla 26.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y

Evaluación Del Desempeño – Dirección Y						
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**	**¿cumple con el objetivo**
Frecuente	42 años		X			NO
Servicio	72 años		X			NO
Diseño	475 años			X		NO
Máximo	975 años				X	NO

Fuente: elaboración propia

CAPITULO IV:

RESULTADOS

4.1. EVALUACION POR LA N.T.P E-0.30-2018

a) ANALISIS LINEAL ESTATICO

Se ha determinado los valores de las derivas de entre piso mediante el análisis lineal estático de acuerdo a la metodología y parámetros establecidos en la N.T.P 0.30

Dirección X

Tabla 27. *Verificación de desplazamientos Análisis estático dirección X.*

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δc (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.007473**	**0.044838**	0.015948	0.443%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.004815**	**0.028890**	0.018042	0.501%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001808**	**0.010848**	0.010848	0.301%	0.70%	**OK**

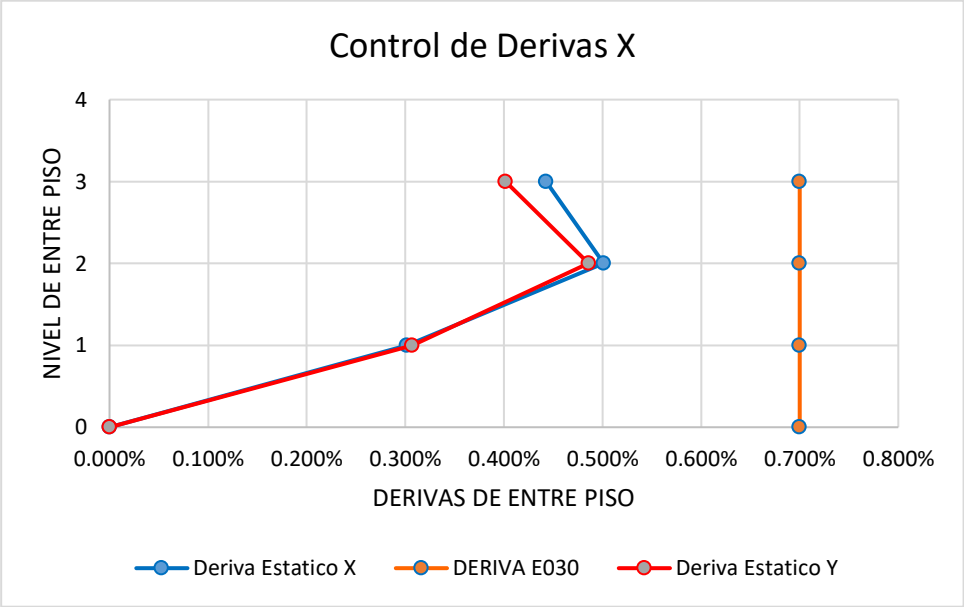
Dirección Y

Tabla 28. *Verificación de desplazamientos Análisis Estático dirección Y.*

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δ (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.007168**	**0.043008**	0.014466	0.402%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.004757**	**0.028542**	0.017490	0.486%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001842**	**0.011052**	0.011052	0.307%	0.70%	**OK**

Figura Nº 107

Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Estático



Fuente. Elaboración Propia

b) ANALISIS LINEAL DINAMICO

Dirección X

Tabla 29.

Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección X.

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δc (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.006166**	**0.036996**	0.013248	0.368%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.003958**	**0.023748**	0.014778	0.411%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001495**	**0.008970**	0.008970	0.249%	0.70%	**OK**

Dirección Y

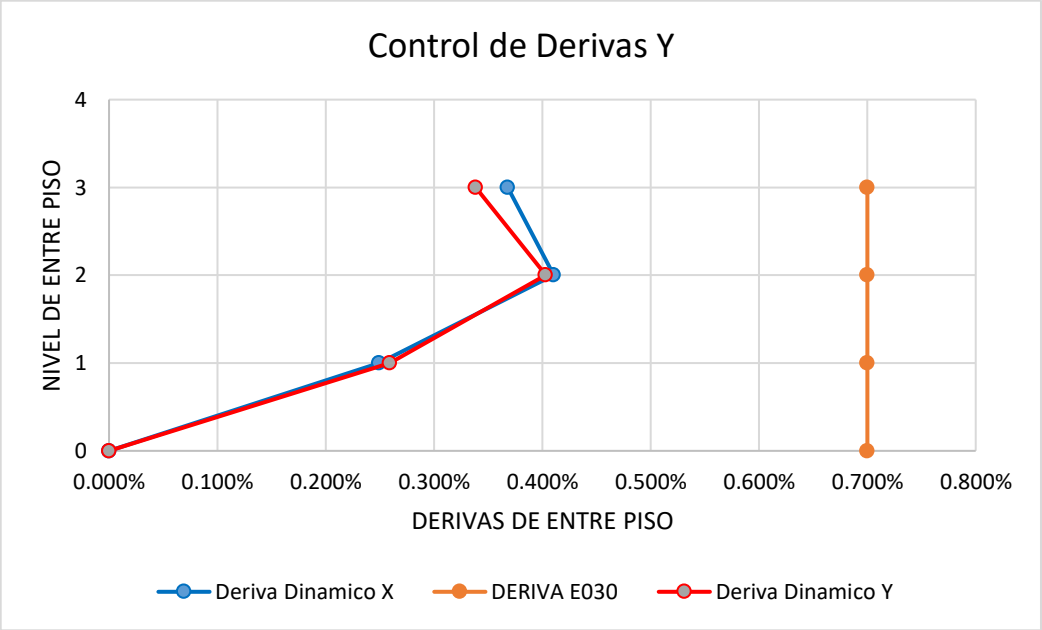
Tabla 30.

Verificación de desplazamientos análisis dinámico dirección Y.

ENTREPISO	H (m)	δ (m) Análisis	δ (m) Corregido	Δ (Distorsión)	Δ / H Deriva	Deriva E.030	
3	3.60	**0.006005**	**0.036030**	0.012192	0.339%	0.70%	**OK**
2	3.60	**0.003973**	**0.023838**	0.014514	0.403%	0.70%	**OK**
1	3.60	**0.001554**	**0.009324**	0.009324	0.259%	0.70%	**OK**

Figura Nº 108

Gráfico de control de Derivas en análisis Lineal Dinámico



Fuente. Elaboración Propia

c) Desempeño Sismo Mediante el Análisis No Lineal Estático-PUSHOVER

Tabla 31.

Valores de Limites de Desempeño Sismo dirección X

Límites De Desempeño Dirección X			
IO (30%)	**LS (30%)**	**CP (20%)**	**CP (20%)**
3.33	4.96	6.05	7.13

Fuente. - Elaboración Propia

Tabla 32.

Valores de Limites de Desempeño Sismo dirección Y

Límites De Desempeño Dirección Y			
IO (30%)	**LS (30%)**	**CP (20%)**	**CP (20%)**
4.12	6.39	7.91	9.42

Fuente. - Elaboración Propia

Tabla 33.

Puntos de Desempeño Sismo dirección X

Puntos de Desempeño – Dirección X							
Tr=42 años		**Tr=72 años**		**Tr=475 años**		**Tr=975 años**	
D(m)	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**
0.022	681.02	0.027	703.85	0.055	703.85	0.071	703.85

Fuente. - Elaboración Propia

Tabla 34.

Puntos de Desempeño Sismo dirección Y

Puntos de Desempeño – Dirección Y							
Tr=42 años		**Tr=72 años**		**Tr=475 años**		**Tr=975 años**	
D(m)	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**	**D(m)**	**V(t)**
0.0205	651.18	0.025	695.47	0.061	761.88	0.094	761.88

Fuente. - Elaboración Propia

Figura Nº 109

Curva de Desempeño Sísmico Dirección X,

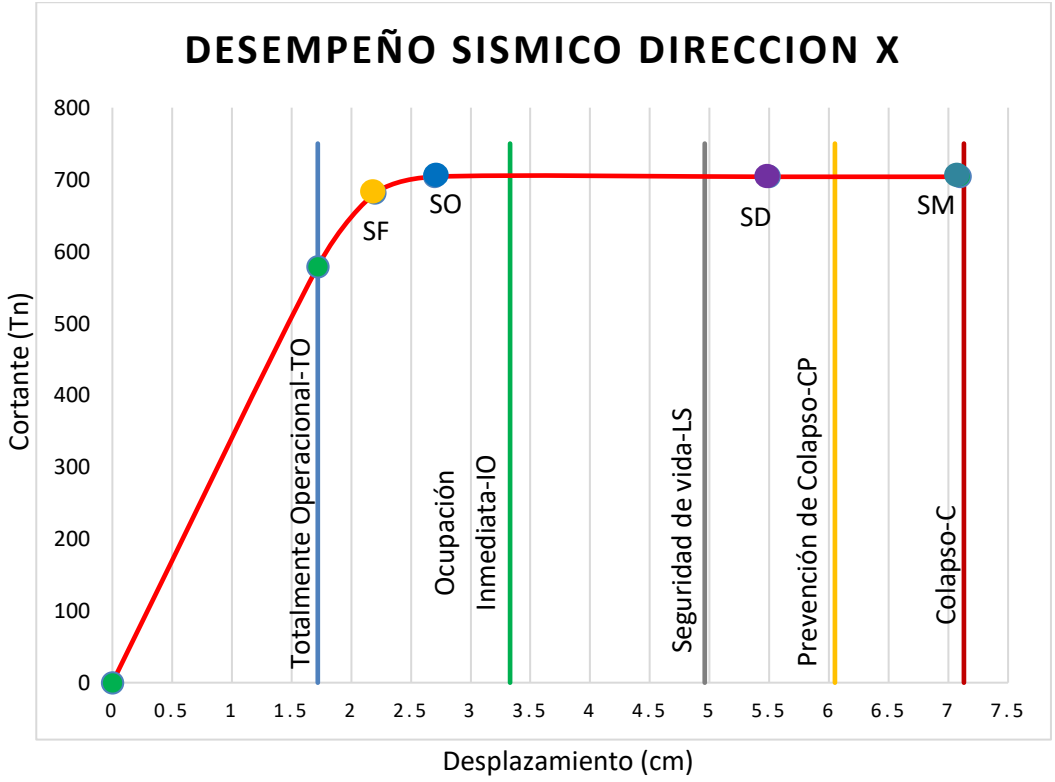


Tabla 35.

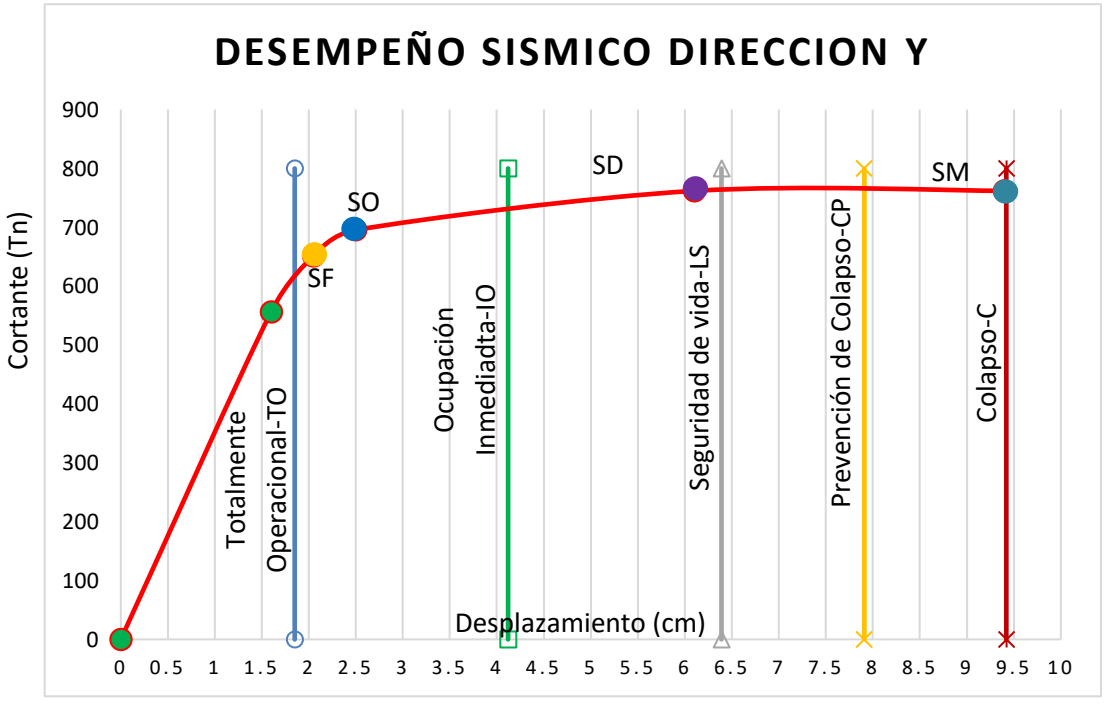
Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X

Evaluación Del Desempeño – Dirección X					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años				X
Máximo	975 años				X

Fuente. - Elaboración Propia

Figura Nº 110

Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.



Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 36.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y.

Evaluación Del Desempeño – Dirección Y					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años			X	
Máximo	975 años				X

Fuente: *Elaboración propia.*

4.2. VALIDACION DE HIPOTESIS

4.2.1. FORMULACION DE LA PRUBEA DE HIPÓTESIS

La demostración de la hipótesis se realiza de acuerdo al diseño de la investigación mostrado en el CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN, también conocido como pretest y postest, se representa mediante la siguiente fórmula:

GE:O1 X O2

Donde:

GE: Grupo de Estudio, la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali.

O1: Determinación del desempeño sísmico de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali mediante la N.T.P E0.30

X: Análisis Estático No Lineal por el Método Pushover de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali.

O2: Determinación de los niveles de desempeño Sísmico mediante parámetros de Comité Visión 2000.

4.2.2. SUPOSICION DE LA PRUEBA DE HIPÓTESIS

1. La hipótesis nula HO es la negación de la relación entre la variable independiente y la Variable dependiente, mientras que la hipótesis alterna Hi es la afirmación Correspondiente.
2. Se utilizó el 95% del nivel de confiabilidad y 5% del nivel de significancia.
3. Si el valor calculado Tc es menor al valor de la Tabla de Student T se acepta la hipótesis nula, caso contrario se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna Hi.

4.2.3. CALCULO DEL VALOR CRITICO Y FUNCION DE PRUEBA

a) Validación de Hipótesis Especifica Nº01

Resumen de derivas de entre piso de dirección X

Nº DE PISO	ANALISIS SISMICO DIRECCION X	Δ / H Deriva	Deriva E.030
3	ANALISIS LINEAL ESTATICO	0.443%	0.700%
2		0.501%	0.700%
1		0.301%	0.700%
3	ANALISIS LINEAL DINAMICO	0.368%	0.700%
2		0.411%	0.700%
1		0.249%	0.700%

Resumen de derivas de entre piso de dirección Y

Nº DE PISO	ANALISIS SISMICO DIRECCION Y	Δ / H Deriva	Deriva E.030
3	ANALISIS LINEAL ESTATICO	0.402%	0.700%
2		0.486%	0.700%
1		0.307%	0.700%
3	ANALISIS LINEAL DINAMICO	0.339%	0.700%
2		0.403%	0.700%
1		0.259%	0.700%

Cálculo de valor promedio de derivas en la dirección X.

$$\bar{x} = \frac{\sum \frac{\Delta}{H}}{n} = \frac{2.273\%}{6} = 0.379\%$$

Cálculo de la desviación estándar (s) de derivas de entre piso en la dirección X.

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 0.0929\%$$

Cálculo de valor promedio de derivas en la dirección Y.

$$\bar{x} = \frac{\sum \frac{\Delta}{H}}{n} = \frac{2.196\%}{6} = 0.387\%$$

Cálculo de la desviación estándar (s) de derivas de entre piso en la dirección Y.

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \overline{x})^2}{n - 1}} = 0.0809\%$$

- **Hipótesis Estadística**

  Ho: Mediante simulación computación La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030.

  Hi: Mediante simulación computación La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, si cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030.

  Cálculo del valor critico o valor en tabla "T" Student (Tt)

$$Tt(1 - \alpha)_{(n-1)}$$

$$Tt(1 - 0.05)_{(5)}$$

$$Tt(0.95)_{(5)} = 2.5706$$

Cálculo del valor calculado o Función de prueba (Tc)

$$Tc = \frac{\bar{x}}{\frac{S}{\sqrt{n}}}$$

Dirección X

$$Tc = \frac{\bar{x}}{\frac{S}{\sqrt{n}}} = \frac{0.379\%}{\frac{0.0929\%}{\sqrt{6}}}$$

$$Tc = 9.99$$

Dirección Y

$$Tc = \frac{\bar{x}}{\frac{S}{\sqrt{n}}} = \frac{0.379\%}{\frac{0.0929\%}{\sqrt{6}}}$$

$$Tc = 11.73$$

Análisis de los resultados de la Prueba "T" de Student

Como Tc=9.99 y Tc=11.73 es mayor que Tt= 2.5706; entonces se acepta la hipótesis alterna Hi y se rechaza la hipótesis nula Ho.

Finalmente, se concluye que la Hipótesis especifica Nº01 planteada en la presente Investigación es aceptada, con un nivel de confianza del 95%.

b) Validación de Hipótesis Especifica Nº02.

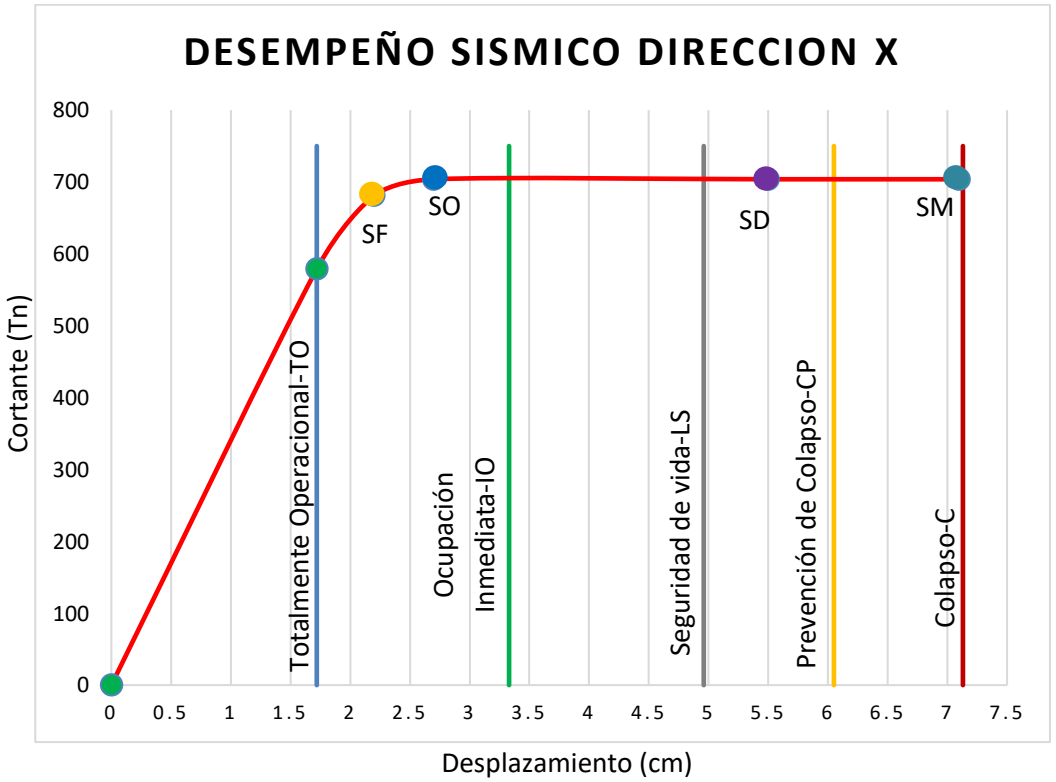
HO: Mediante el análisis no lineal por el método Pushover y las pautas para el análisis no lineal de estructuras de la Norma ASCE 41/17 y los parámetros del comité Visión 2000 realizados mediante el Software ETABS V18, la infraestructura de las oficinas administrativas de la UNU no cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité Visión 2000.

HI: Mediante el análisis no lineal por el método Pushover y las pautas para el análisis no lineal de estructuras de la Norma ASCE 41/17 y los

parámetros del comité Visión 2000 realizados mediante el Software ETABS V18, la infraestructura de las oficinas administrativas de la UNU si cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité Visión 2000.

Figura Nº 111

Curva de Desempeño Sísmico Dirección X.



Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 37.

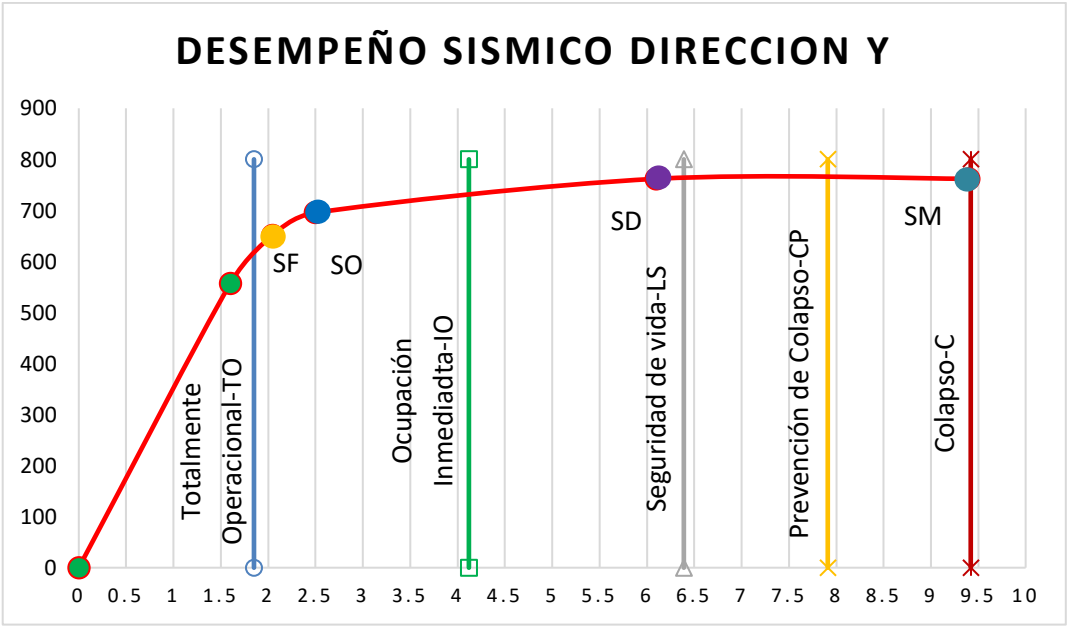
Resultado de Evaluación de Desempeño dirección X.

Evaluación Del Desempeño – Dirección X					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años				X
Máximo	975 años				X

Fuente*: *elaboración propia.

Figura Nº 112

Curva de Desempeño Sísmico Dirección Y.



Fuente*: *Elaboración propia.

Tabla 38.

Resultado de Evaluación de Desempeño dirección Y.

Evaluación Del Desempeño – Dirección Y					
Sismo	**Periodo**	**TO**	**IO**	**LS**	**CP**
Frecuente	42 años		X		
Servicio	72 años		X		
Diseño	475 años			X	
Máximo	975 años				X

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de los resultados obtenidos por el Método Pushover.

- Para un sismo frecuente con una probabilidad de excedencia de 50% en 30 años, la edificación en análisis no cumple con el nivel de desempeño sísmico, al encontrarse en el nivel ocupación inmediata y no en el nivel totalmente operacional en ambas direcciones.
- Para un sismo de servicio o sismo ocasional con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años, no cumple el nivel de desempeño sísmico, al encontrarse en el nivel ocupación inmediata y no en el nivel totalmente operacional en ambas direcciones.
- Para un sismo de diseño o sismo raro con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, se encuentra en el nivel de desempeño cerca al colapso en la dirección X y Seguridad de Vida en la dirección Y, debiendo encontrarse en el nivel de desempeño ocupación inmediata.
- Para un sismo máximo o sismo muy raro con una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años, se encuentra en el nivel de desempeño cerca al colapso en la dirección X e Y, debiendo encontrarse en el nivel de desempeño seguridad de vida.

Finalmente, se concluye que la hipótesis especifica Nº02 planteada en la presente investigación es rechazada, la infraestructura de las

oficinas administrativas de la UNU No cumple con todos los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité Visión 2000. Aceptándose la hipótesis nula Ho.

c) Validación de Hipótesis General

HI: Mediante la simulación computacional, aplicando el método pushover como, se determina el diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000.

HO: Mediante la simulación computacional, aplicando el método pushover como, se determina el diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000.

Análisis de los resultados obtenidos por el Método Pushover.

El resultado del análisis para la validación de la Hipótesis General corresponde de la misma manera como se ha especificado en la validación de la hipótesis especifica Nº02, el diseño estructural de infraestructura de las oficinas administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, no tiene un desempeño sísmico adecuado, se rechaza la hipótesis general aceptándose la Hipótesis Nula.

CAPITULO V:

DISCUSION DE RESULTADOS

La presente investigación tuvo como principal objetivo determinar cuál es el nivel de desempeño sísmico de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, ubicado en la Región Ucayali, Provincia de Coronel Portillo, Distrito de Callería de acuerdo a los parámetros del comité Visión 2000.

Para determinar cuál es el desempeño sísmico, fue necesario acudir a la metodología de la norma ASCE 41-17, y la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030. Calculándose los puntos de desempeño sísmico, para cada nivel de amenaza sísmica (sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro); de esta manera determinar si la estructura cumple o no cumple con los propósitos expuestos por el Comité Visión 2000.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis No Lineal por el Método Pushover, se llega a la conclusión que la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali no cumplen con los propósitos de desempeño en ambas direcciones. Para el Eje X se obtuvo como máximo desplazamiento 7.13 cm, punto ubicado en la zona de colapso, estando fuera del rango aceptado y para el eje Y, el desplazamiento máximo obtenido fue de 9.42 cm encontrándose dentro de la zona de colapso para el nivel de amenaza sísmica máxima esperada, siendo esta fuera encontrándose fuera del rango aceptado. De acuerdo a la norma de diseño sismorresistente peruana E030 Art. 3.- Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente, reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras, sin embargo, para las edificaciones esenciales, se deberá tener consideraciones especiales orientadas a logar que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

De los datos obtenidos del análisis no lineal se puede decir que la edificación no se encuentra dentro del rango de ocupación inmediata como establece la filosofía y principios de diseño sismorresistente de la NTP E.030; lo cual para un sismo severo la edificación se encuentra en el rango de colapso en la dirección X y en el rango de prevención del colapso en la dirección Y.

La fuerza cortante máxima que alcanza la estructura para un análisis no lineal estático antes del colapso es de 703.85 Tn con un desplazamiento de 7.13 cm en la dirección X y una fuerza cortante máxima de 761.88 Tn con un desplazamiento de 9.42 cm en la dirección Y.

A se tiene, por ejemplo, lo hallado por Ramón Manuel (2017) en su trabajo de investigación sobre la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos, donde como resultado final del análisis obtuvo que las rótulas plásticas en los elementos estructurales ante la ocurrencia de un sismo podrían llegar a producir daños y con esto dejar de funcionar.

De la misma manera, Cruz Jiménez, B. A, & Ríos Rengifo, M. M. (2019). En su trabajo de investigación de la evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Los Pabellones De Aulas N°1 Y N°2 De La Universidad Nacional De Ucayali, donde como resultado final concluyeron que ante un sismo severo los pabellones de las Aulas N°01 Y N°02 sufrirán falla de columna corta, piso blando, la tabiquería colapsaría, pudiendo llevar a un posible colapso de la infraestructura.

Para el análisis lineal estático y Dinámico en la dirección X se obtuvo 233.12 Tn y 191.95 Tn respectivamente con un desplazamiento lineal corregido de 4.5 cm y 3.7 cm de acuerdo a la norma E030. Para el análisis lineal estático y Dinámico en la dirección Y se obtuvo una fuerza cortante de 233.12 Tn y 195.26 Tn, con un desplazamiento lineal corregido de 4.3 cm y 3.6cm respectivamente.

Así mismo Cartagena Pinedo, R. I, & Del Águila Vásquez, I. A. (2018). - en su trabajo de investigación del Análisis y Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica Del Hospital II De Pucallpa – Essalud, obtuvo como resultado que algunas de las edificaciones presentan un índice de vulnerabilidad sísmica media y alta como

también riesgo sísmico medio y alto, con derivas que no cumplen con la norma E030. Siendo aspectos críticos en la resistencia global ocasionando fallas ante un evento sísmico.

Finalmente, el presente estudio determina que una edificación más de la Universidad Nacional de Ucayali ante la presencia de un sismo severo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, que corresponde a un periodo de retorno de 475 años se encontrarían en el nivel de prevención de colapso en la dirección X, ocasionando un daño sustantivo estructural y no estructural, existiendo una degradación de la resistencia y rigidez de la estructura, quedando un pequeño margen para llegar al colapso, para la dirección Y se encontraría en el nivel de seguridad de vida, obteniendo como resultado daños significativos en los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, habiendo un margen de seguridad antes del colapso; así como los elementos no estructurales se encontraría seguros pero con daño por ende la edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada. Así mismo y para un sismo máximo esperado que corresponde a un sismo con una probabilidad de 10% de ocurrencia en 100 años, siendo un periodo de retorno de 975 años la infraestructura de las oficinas administrativas de la Universidad de Ucayali se encontraría en el nivel de colapso en ambas direcciones.

CAPITULO VI:

CONCLUSIONES.

- La infraestructura de las oficinas administrativas NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO PARA LOS NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA INDICADAS EN LOS PARÁMETROS DE COMITÉ VISIÓN 2000 mediante un análisis estático no lineal Pushover. Para un sismo frecuente se encuentra en el nivel de Desempeño Ocupación Inmediata encontrándose fuera del nivel aceptado. Para un sismo ocasional se encuentra en el nivel de Desempeño Ocupación Inmediata encontrándose fuera del nivel aceptado. Para un sismo raro se encuentra en el nivel de Desempeño Prevención de Colapso en la dirección X y seguridad de vida en la dirección Y con un sismo de una intensidad moderada y severa, que corresponde a una magnitud de 6.1 a 6.9 en la escala de Richter, se encuentra fuera del rango aceptado que corresponde ocupación inmediata. Para un sismo máximo esperado la infraestructura de las oficinas administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali se encontrará en el nivel de colapso en ambas direcciones encontrándose fuera del rango aceptado el cual corresponde a nivel seguridad de vida.

- La infraestructura de las oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, experimenta derivas de entrepiso por debajo del 0.007 especificadas para edificaciones de concreto armado. Para el análisis lineal estático se obtuvieron los desplazamientos de 4.48 cm y 4.3 cm en la dirección X e Y con una cortante basal de 225.79 Tn para el eje X e Y, lo cual las derivas experimentadas fueron los valores de 0.501% y 0.486% en la dirección X e Y respectivamente, ambos cumpliendo con la norma E030. Para el análisis lineal Dinámico se obtuvieron los desplazamientos de 3.7 cm y 3.60 cm en la dirección X e Y con una cortante basal de 191.95 Tn para el eje X y 195.26 Tn para el eje Y. Por ende, las derivas experimentadas fueron los

valores de 0.411% y 0.403% en la dirección X e Y, ambos cumpliendo con la norma E030.

- La configuración estructural de la edificación no se ajusta al tipo de uso que exige la actual norma sismorresistente E-030 vigente, debido que para una edificación de categoría A2 en la zona sísmica 2 no está permitido el uso de sistemas aporticados, lo cual que durante la ejecución de la presente investigación se pudo observar que en el primer nivel se encuentra funcionando el Centro Médico de la Universidad Nacional de Ucayali, siendo de manera obligatoria categorizarse como una edificación esencial de categoría A2 al ser la primera barrera de contención ante un evento sísmico en la Universidad Nacional de Ucayali, y no como una edificación común de categoría C como fue diseñada inicialmente, para lo cual se concluye que **se debe reubicar de manera obligatoria las oficinas de Bienestar Universitario y Centro médico de la Universidad Nacionales de Ucayali,** ser diseñadas y construidas con los criterios y recomendaciones de normativas vigentes para infraestructuras de salud, que garantizaren su operatividad y funcionamiento después de un sismo severo, según la filosofía de diseño sismorresistente de la norma E030.

CAPITULO VII:
RECOMENDACIONES

- Como propuesta de reubicación del área del Centro Médico de la Universidad Nacional de Ucayali se recomienda ser reubicado en el espacio libre alrededor de las oficinas de producción, esto debido que se tiene un acceso directo hacia la vía de evacuación durante un evento sísmico.

  No se recomienda el reforzamiento estructural de las oficinas administrativas de la Universidad Nacional para el cumplimiento de los objetivos de desempeño para una edificación esencial, debido que este seria económicamente no viable, puesto que generaría costos adicionales a la infraestructura, así como interrupción de las laborales del personal, siendo necesario una mayor área para las funciones que realiza el centro médico de la Universidad Nacional de Ucayali.

- Con la presente investigación se pone en evidencia que otra infraestructura de la Universidad Nacional de Ucayali podría presentar daños sustanciales ante un sismo severo que podría ocurrir en la región de Ucayali.

  Se recomienda a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil poner énfasis en los resultados obtenido en la presente investigación y la investigación realizado por Cruz Jiménez, B. A, & Ríos Rengifo, M. M. (2019), que determinan que los pabellones de las Aulas Nº01 y Nº02 ante un sismo severo, podrían colapsar. Y difundir estas investigaciones y continuar realizando análisis post Diseño a las demás estructuras Existente en la Universidad Nacional de Ucayali.

  De la misma manera a la Oficina General de Infraestructura de la Universidad Nacional de Ucayali.

- Para el desarrollo de la presente investigación se tuvo que profundizar conocimientos no impartidos durante la formación de pre grado en la Universidad Nacional de Ucayali, habiendo sido necesaria ampliar los conocimientos sobre el comportamiento no Lineal de las estructuras.

Para ello se recomienda a la escuela Profesional de Ucayali impartir los conocimientos referentes al análisis No Lineal de estructuras, pues esta metodología permite describir de manera más aproximada el comportamiento de las estructuras, que a su vez permite la aplicación de metodologías de diseños sísmicos desarrollado en la actualidad.

- El ensayo de Esclerometría realizado para determinar el valor de la resistencia del concreto actual de los elementos estructurales de la infraestructura de las oficinas administrativas resulto un valor de 460.34 kg/cm2 a una edad de 15 años, siendo 164% mayor a la resistencia de concreto Teórica a los 15 años cuyo valor esperado fue de 280 kg/cm2.
  Para lo cual se recomienda realizar un ensayo destructivo para verificaciones de la resistencia del concreto de elementos estructurales de infraestructuras dentro del campus de la universidad nacional de Ucayali para ampliar la presente investigación mediante un análisis no Lineal Dinámico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguilar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.

ASCE, A. S. (2017). Standard ASCE 41-17: Seismic Evaluation And Retrofit Of Existing Buildings. ASCE.

Auris Romero, M. L. (2016). Análisis Del Desempeño Sísmico En Estructuras De Instituciones Educativas Del Sector De Azapampa, Distrito De Chilca, Huancayo – 2016. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Peruana Los Andes].

Calcina Peña, R. M. (2017). Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De Once Pisos Utilizando Análisis Estático Y Dinámico No-Lineal. [Tesis para obtención de Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructuras, Universidad Privada De Tacna].

Campos Miguel, C. D. C, & Leandro Gabriel, D. A. (2022). Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, Provincia de Lima, Departamento de Lima. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Continental].

Cruz Jiménez, B. A, & Ríos Rengifo, M. M. (2019). “Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Los Pabellones De Aulas N°1 Y N°2 De La Universidad Nacional De Ucayali”. Pucallpa, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ucayali].

Cordova Rioja & Mallma Morán (2018). “Evaluación Del Riesgo Sísmico De Las Edificaciones Educativas De Módulos Construidos Por El Instituto Nacional De Infraestructura Educativa Y Salud (INFES), Pucallpa Ucayali. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ucayali].

Cartagena Pinedo, R. I, & Del Águila Vásquez, I. A. (2018). - Análisis Y Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica Del Hospital II De Pucallpa – Essalud. Pucallpa. Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ucayali].

Cisneros Ayala, Rolando (2014). Análisis Y Diseño Sísmico Por Desempeño De La Infraestructura De La Escuela Profesional De Ingeniería Civil. Ayacucho, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional San Cristóbal De Huamanga].

Eduardo Villagra, D. D. (2019). Verificación De La Confiabilidad Del Análisis Dinámico Espectral Mediante El Análisis No Lineal (Push-Over) De Un Edificio De 5 Niveles. Arequipa, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María].

Estrada Arana, K. P, & Vicanco Pesántez, N. A. (2019). Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica, Análisis Estructural Y Diseño Del Reforzamiento De Una Vivienda De Tres Pisos Ubicada En El Norte De Quito, Ecuador. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil Mención Estructuras, Escuela Politécnica Nacional].

Fuentes Rivera Silva, N. F. (2018). Desempeño Sísmico De Un Edificio De Cinco Niveles De Concreto Armado Mediante El Análisis Estático No Lineal “Pushover”. Huaraz – Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Santiago Antúnez De Mayolo].

FEMA, F. E. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 273. D.C.: FEMA. Washington.

FEMA, F. E. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures: FEMA 440. FEMA. Washington, D.C.

FEMA, F. E. (2009). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures: FEMA P-750. FEMA. Washington, D.C.

González Torres, Camilo Andrés (2017-2018). Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados De Ductilidad. Aplicando La Norma Sismorresistente colombiana 2010 (Nsr-10). Valencia, España. [Trabajo Final de Master Universidad Politécnica de Valencia].

Hernández, A. (2010). Análisis No Lineal Estático Pushover Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS.

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C & Baptista Lucio, P. (2014). Metodología de la Investigación (6ta. Ed.--). México D.F

Huapaya Huertas, R. E. (2017). Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal, Lima, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Ricardo Palma].

Huerta Quispe, P. C. (2022). Desempeño Sísmico De Edificios Multifamiliares De Muros Estructurales Aplicando El Método De Espectro De Capacidad", Lima, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica Del Perú].

Instituto Geofísico del Perú (2023). Mapas Sísmicos. Recuperado de https://www.igp.gob.pe/servicios/centro-sismologico-nacional/mapas-sismicos

Izquierdo Bustamante, R. J, & Mendoza Carmen, J. O. (2022). Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque, aplicando el procedimiento no lineal estático, Piura, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad de Piura].

Lloclle Helaccama, A. (2021). Evaluación De Desempeño Estructural Utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Bloque Del Nivel Secundario Del Colegio Emblemático Ladislao Espinar Ubicado En La Ciudad De Espinar –

Cusco-Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Peruana Unión].

Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826.

Mayhua Huamán, J. A. (2018). Diseño Estructural Por Desempeño Sísmico De Un Edificio De 5 Pisos En El Distrito De Ascensión, provincia de Huancavelica, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Continental].

Medina. R & Music. J (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. Antofagasta, Chile. [Artículo Universidad Católica del Norte].

Muñoz, J. (2009). Apuntes del curso ingeniería antisísmica: la ingeniería sismorresistente. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Muñoz, J. (2020). Comentarios a la norma peruana E030. Diseño sismorresistente. SENCICO.

Norguera Montilla, H. L. (2018). Comparación De La Respuesta Estructural En Edificaciones Aporticados De Concreto Reforzado Aplicando Análisis Dinámico Lineal Y No Lineal. Caracas, Venezuela. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica Andrés Bello].

Norma E020. (2006). Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.

Norma E030. (2018). Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.

Ottazzi, G. (2011). Apuntes del curso concreto armado. 1, 11.ª ed. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Park & Paulay (1988). Estructuras de Concreto Reforzado, 4ta ed. Limusa

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Cánada: John Wiley and Sons. Inc.

Quintana, U.N. & León, H.A., 2004. Evaluación Del Desempeño Sismorresistente De Los Colegios Peruanos Modernos. S. L. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica Del Perú].

Ramos Cahuapaza, J. M (2021). Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares mediante métodos convencionales, edificio multifamiliar Benjamín Del Solar, Sachaca, Arequipa 2021. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Continental].

SEAOC, S. E. (1995). Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering Of Buildings. SEAOC.

Seismic Safety Commission. (1996). ATC-40. Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings. Seismic Safety Commission. California.

Tavera, H (2018). Peligro Sísmico. https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/

Vergara Luna, V. A. A, & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). Análisis Sísmico Por Desempeño Estático No Lineal De Un Edificio De 6 Niveles En La Ciudad De Trujillo, La Libertad, Perú. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Privada Antenor Orrego].

Villanueva Morh, G. O (2009). Diseño Sísmico Por Desempeño Aplicado a un Edificio De Hormigón Armado. Valdivia, Chile. [Tesis para obtención de título de Ingeniero Civil, Universidad Austral de Chile].

ANEXOS:

ANEXO N°01: MATRIZ DE CONSISTENCIA:

TEMA	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS DE ESTUDIO	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	VARIABLES DE ESTUDIO/DIMENSIONES/IND	METODOLOGÍA
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI.	**PG :** ¿Cuál será el desempeño sísmico de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali, diseñada con la normativa peruana y evaluada por los parámetros del Comité Visión 2000? **PE1:** ¿La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, diseñada con la normativa peruana cumplirá con los objetivos de diseño propuestas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, mediante un análisis estático no lineal? **PE1:** ¿La infraestructura de las oficinas Administrativas de la UNU, diseñada con la normativa peruana cumplirá con los niveles de desempeño adecuado según su importancia de la edificación, propuestas por el comité VISIÓN 2000?	**Objetivo General:** • Determinar cuál es el Desempeño Sísmico de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU de acuerdo a los parámetros propuestos por el comité visión 2000. **Objetivos específicos:** • Evaluar el diseño estructural de las Oficinas Administrativas de la UNU, si cumple con los objetivos de diseño de la actual norma de diseño Sismorresistente E.030 • Determinar los niveles de desempeño sísmico de la Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, mediante un análisis Estático no Lineal-Pushover utilizando los parámetros del comité visión 2000.	**Hipótesis General:** HI: El diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000. HO: El diseño estructural de la infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no tiene un desempeño sísmico adecuado según los parámetros propuestos por el comité VISIÓN 2000. **Hipótesis Específica.** HI: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030. HO: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU, no cumple con los objetivos de diseño propuestas en actual norma de diseño Sismorresistente E.030. HI: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, según los parámetros propuesto por el comité Visión 2000. HO: La infraestructura de las Oficinas Administrativas de la UNU no cumple con los niveles de desempeño sísmico adecuado para el tipo de edificación, según los parámetros propuesto por el comité Visión 2000.	**VARIABLE INDEPENDIENTE** • Infraestructura de las Oficinas Administrativas de la Universidad Nacional de Ucayali **VARIABLE DEPENDIENTE** • Desempeño Sísmico.	**Tipo de Investigación** Aplicativa **Nivel de Investigación:** Descriptiva, analítica. **Método:** Recolección de información Fuente: Primaria y secundaria **Técnica:** Modelamiento con software. Software: ETABS V18.

ANEXO 02: ENSAYO DE ESCLEROMETRIA



Fotografía 01.- Columna de 1er Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 02.- viga de 1er Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 03.- Columna de 2do Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 04.- Viga de 2do Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 05.- Columna de 1er Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 06.- Columna de 1er Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 07.- Columna de 1er Nivel seleccionada para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 08.- Verificación de Calibración de Esclerómetro



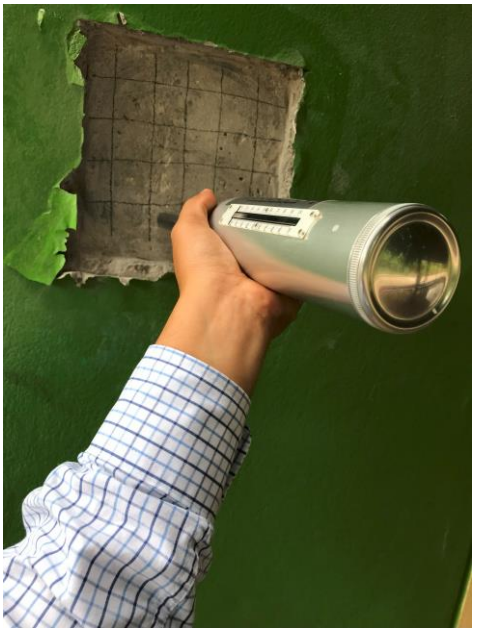
Fotografía 09.- Resultado de Disparo para Calibración de Esclerómetro.



Fotografía 10.- Esclerómetro y Yunque Verificador.



Fotografía 11.- preparación de superficie para prueba de Esclerometría



Fotografía 12.- inicia de prueba de Esclerometría, ensayo en columna 1er nivel.



Fotografía 13.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 14.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 15.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 16.- Preparación de superficie para ensayo de Esclerometría.



Fotografía 17.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 18.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 19.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 20.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel.



Fotografía 21.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 22.- Ensayo de Esclerometría Columnas 1er nivel



Fotografía 23.- Ensayo de Esclerometría Columnas 2do nivel



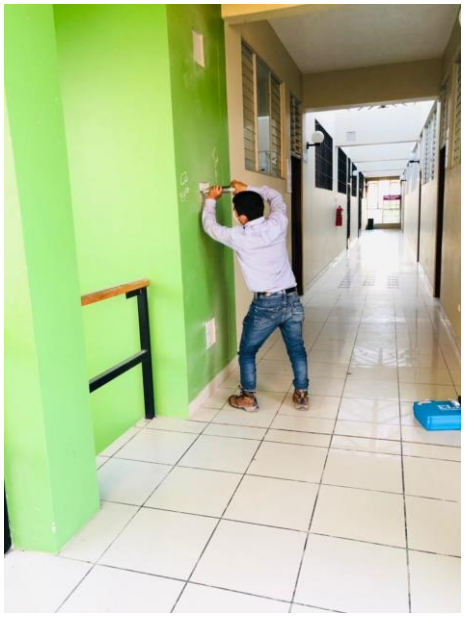
Fotografía 24.- Ensayo de Esclerometría Columnas 2do nivel.



Fotografía 25.- Ensayo de Esclerometría Columnas 2do nivel



Fotografía 26.- Ensayo de Esclerometría Columnas 2do nivel



Fotografía 27.- Ensayo de Esclerometría Columnas 3er nivel



Fotografía 28.- Ensayo de Esclerometría Columnas 3er nivel

ANEXO N°03: RESULTADO DE ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

Tabla 39.

Ensayo de Esclerometría.

TESIS :"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

LUGAR : PABELLON ADMINISTRATIVO-UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI-CORONEL PORTILLO-UCAYALI

TESISTA : Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O PRUEBA DEL MARTILLO DE REBOTE (A.S.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

Material : Concreto Endurecido

Resistencia a la compresión especificada : 210 kg/cm2

Edad del concreto 14 años

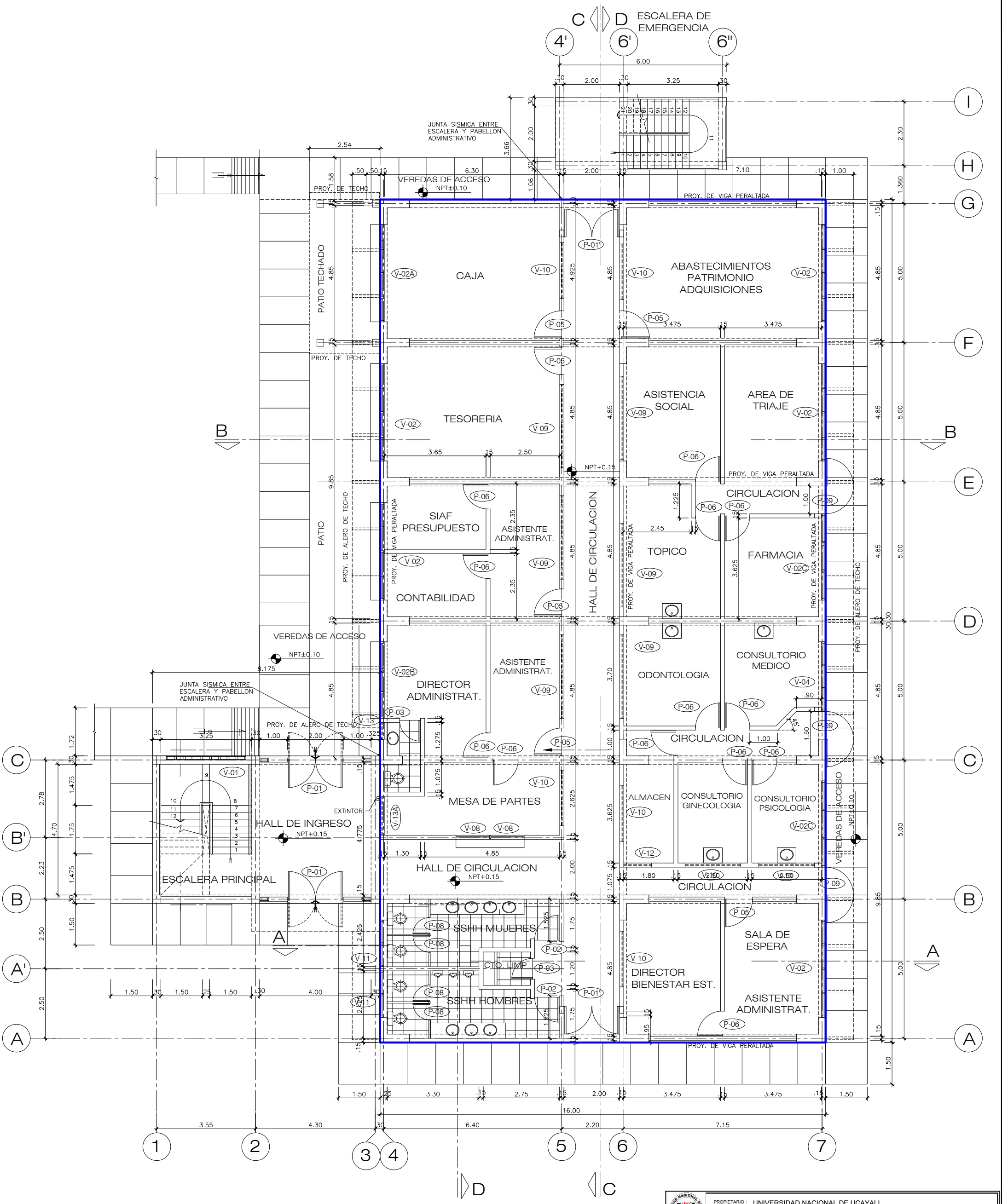
Marca del esclerómetro : ELE Internacional - 35-1480

DATOS GENERALES					LECTURAS DEL ESCLEROMETRO										CALCULOS CORRESPONDIENTES								
MUESTRA	ELEMENTO ESTRUCTURAL	SECTOR	PISO/ NIVEL	ANGULO DE APLICACIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	PROMEDIO I.R	DESV. ESTANDAR	CORRECION PROMEDIO I.R	PROMEDIO FINAL I.R	I.R (kg/cm2)	DISPERCION (kg/m2)	f'c Final (kg/cm2)	corrección (-15%)	f'c Esperado (kg/cm2)	Observaciones
C-3	COLUMNA	EJE D/ EJE 7	1	0°	44.0	43.5	44.5	46.0	45.5	43.5	43.5	44.0	43.5	44.5	44.25	0.89	44.25	44.0	505	-75	430	**365.50**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE D/ EJE 7	1	0°	47.0	43.5	43.0	46.5	42.5	47.0	45.0	44.5	43.5	43.0	44.55	1.74	44.55							
		EJE D/ EJE 7	1	0°	46.5	39.0	44.0	42.0	43.0	40.0	39.5	46.5	48.0	43.0	43.15	3.14	43.15							
C-3	COLUMNA	EJE F/EJE 7	1	0°	45.5	48.5	52.0	48.0	48.0	46.0	49.5	53.0	46.0	45.5	48.20	2.66	48.20	47.4	580	-75	505	**429.25**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE F/EJE 7	1	0°	42.0	44.5	51.0	41.0	47.0	48.5	46.0	47.0	49.0	43.5	45.95	3.19	45.95							
		EJE F/EJE 7	1	0°	46.0	47.0	48.0	38.0	45.0	49.0	48.0	53.0	50.0	46.0	47.00	3.92	48.00							
C-2	COLUMNA	EJE G/ EJE 7	1	0°	50.0	50.0	48.0	50.0	50.0	49.5	51.0	51.0	50.5	52.0	50.20	1.06	50.20	46.4	560	-75	485	**412.25**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE G/ EJE 7	1	0°	47.0	39.0	48.5	47.0	46.0	45.5	47.5	48.5	47.5	48.5	46.50	2.83	46.50							
		EJE G/ EJE 7	1	0°	42.0	46.0	52.0	38.0	37.0	42.0	47.0	40.0	42.0	48.0	43.40	4.74	42.44							
C-2	COLUMNA	EJE G/ EJE 4	1	0°	51.5	51.0	51.5	46.5	50.5	55.0	55.5	50.0	52.5	46.5	51.05	2.99	51.05	52.0	595	-75	520	**442.00**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE G/ EJE 4	1	0°	52.0	55.5	54.0	50.5	53.0	54.5	55.0	54.5	54.5	54.5	53.80	1.53	53.80							
		EJE G/ EJE 4	1	0°	51.0	55.0	50.0	51.0	49.5	52.0	52.5	50.0	51.0	50.0	51.20	1.64	51.20							
C-3	COLUMNA	EJE E/ EJE4	1	0°	49.0	47.0	46.5	44.0	44.0	44.0	46.0	46.0	45.0	47.0	45.85	1.63	45.85	45.4	540	-75	465	**395.25**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE E/ EJE4	1	0°	44.5	45.0	44.0	45.5	45.5	42.5	44.5	44.0	45.0	42.5	44.30	1.09	44.30							
		EJE E/ EJE4	1	0°	44.0	48.0	44.5	45.0	49.0	43.5	46.0	46.0	49.0	46.0	46.10	1.98	46.10							
C-3	COLUMNA	EJE D/ EJE4	1	0°	48.0	49.0	48.0	49.0	48.0	48.0	45.5	48.0	47.0	47.5	47.80	1.01	47.80	47.6	590	-75	515	**437.75**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE D/ EJE4	1	0°	46.5	48.0	48.5	47.0	46.5	47.5	48.0	49.5	47.5	46.5	47.55	0.98	47.55							
		EJE D/ EJE4	1	0°	44.0	45.0	42.5	43.0	52.0	51.5	50.0	48.0	48.5	48.5	47.30	3.47	47.30							
C2	COLUMNA	EJE A/ EJE 3	1	0°	56.0	55.0	53.5	54.0	52.0	50.0	54.5	56.0	51.0	52.0	53.40	2.08	53.40	48.8	600	-80	520	**442.00**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE A/ EJE 3	1	0°	46.0	43.5	48.0	45.0	43.0	45.0	45.5	44.5	43.5	44.5	44.85	1.45	44.85							
		EJE A/ EJE 3	1	0°	43.0	48.0	44.5	44.5	50.5	49.0	50.0	52.5	50.0	49.0	48.10	3.09	48.10							
C2	COLUMNA	EJE A/ EJE 7	1	0°	47.0	48.0	48.0	48.5	45.5	45.5	45.0	48.0	42.0	45.0	46.25	2.03	46.25	47.7	590	-75	515	**437.75**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE A/ EJE 7	1	0°	54.0	50.0	49.0	48.0	54.5	53.0	52.0	52.5	50.0	54.0	51.70	2.30	51.70							
		EJE A/ EJE 7	1	0°	48.0	45.5	43.5	45.0	46.0	44.0	44.5	45.0	49.0	41.0	45.15	2.25	45.15							
C1	COLUMNA	EJE D/ EJE 6	1	0°	50.5	53.0	59.0	51.0	57.0	55.0	52.0	54.0	58.0	58.0	54.75	3.12	54.75	51.9	650	-80	570	**484.50**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE D/ EJE 6	1	0°	49.0	50.0	53.5	51.0	51.0	47.5	48.0	44.5	48.5	47.0	49.00	2.52	49.00							
V-101	VIGA	EJE D/EJE 5-6	1	0°	46.0	47.0	46.5	44.0	44.0	48.5	44.5	48.0	42.0	46.5	45.70	2.03	45.70	48.6	595	-75	520	**442.00**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE D/ EJE 6	1	0°	48.5	49.0	53.5	53.5	48.5	54.0	51.5	53.0	50.5	52.0	51.40	2.16	51.40							
V-103	VIGA	EJE 6/C-D	1	0°	53.5	53.0	49.0	50.0	52.0	52.5	50.5	53.5	52.0	49.0	51.50	1.75	51.50	50.2	640	-80	560	**476.00**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE 6/C-D	1	0°	48.5	50.0	49.0	47.5	47.5	52.5	47.0	51.0	46.0	50.0	48.90	2.00	48.90							
C2	COLUMNA	EJE B/EJE 4	2	0°	52.5	54.0	56.0	53.0	51.0	50.5	54.5	52.0	54.0	58.0	53.55	2.28	53.55	52.8	680	-80	600	**510.00**	210	SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO
		EJE B/EJE 4	2	0°	53.5	53.0	52.0	53.5	54.0	53.0	51.5	52.0	53.0	52.0	52.75	0.82	52.75							
		EJE B/EJE 4	2	0°	52.0	52.5	51.5	53.0	53.5	55.0	56.5	51.0	47.0	47.5	51.95	2.97	51.95							

C2	COLUMNA	EJE E/ EJE 6	2	0°	53.0	57.0	48.0	54.0	53.5	49.0	51.0	49.0	57.0	50.0	52.15	3.27	52.15	47.3	580	-75	505	**429.25**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE E/ EJE 6	2	0°	52.5	46.0	47.5	48.5	44.0	45.0	49.0	49.0	43.5	42.5	46.75	3.10	46.75							
		EJE E/ EJE 6	2	0°	43.5	40.0	43.5	47.5	40.0	41.5	45.0	40.5	47.0	40.5	42.90	2.86	42.90							
V-201	VIGA	EJE E/ EJE 5-6	2	0°	51.0	45.0	45.5	44.5	53.5	51.5	43.0	48.0	50.0	53.0	48.50	3.81	48.50	51.5	685	-80	605	**514.25**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE E/ EJE 5-6	2	0°	58.0	49.0	58.0	56.5	55.0	58.0	50.5	57.0	49.0	53.5	54.45	3.72	54.45							
V-203	VIGA	EJE 6/ EJE D-E	2	0°	49.0	49.0	46.0	46.5	48.0	48.0	48.0	47.0	42.5	46.0	47.00	1.93	47.00	46.7	455	-70	385	**327.25**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE 6/ EJE D-E	2	0°	47.0	47.5	46.0	47.5	51.0	49.0	46.5	46.0	41.0	41.5	46.30	3.06	46.30							
C2	COLUMNA	EJE C/ EJE 6	3	0°	53.5	55.0	55.0	52.0	57.0	55.0	58.0	53.0	59.0	57.0	55.45	2.27	55.45	52.1	690	-80	770	**654.50**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE C/ EJE 6	3	0°	52.5	51.5	51.0	51.0	51.0	51.0	54.0	51.0	53.5	50.5	51.70	1.21	51.70							
		EJE C/ EJE 6	3	0°	48.0	49.0	47.0	48.0	46.0	51.5	52.0	49.0	50.0	51.5	49.20	2.03	49.20							
C2	COLUMNA	EJE G/ EJE 6	3	0°	52.0	51.0	51.0	50.0	49.0	53.5	47.5	44.5	47.0	49.0	49.45	2.64	49.45	51.7	680	-80	600	**510.00**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE G/ EJE 6	3	0°	54.0	51.0	48.5	53.0	55.0	56.5	58.0	54.5	48.0	48.0	52.65	3.61	52.65							
		EJE G/ EJE 6	3	0°	57.0	55.5	54.0	51.0	50.0	55.0	52.0	49.0	57.0	49.0	52.95	3.15	52.95							
V-301	VIGA	EJE E/ EJE 5-6	3	0°	50.0	49.5	51.0	52.5	52.5	59.0	59.0	58.0	57.5	56.0	54.50	3.79	54.50	52.8	690	-80	610	**518.50**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE E/ EJE 5-6	3	0°	49.5	49.5	49.5	49.5	48.5	54.5	51.0	55.5	51.5	51.5	51.05	2.31	51.05							
V-301	VIGA	EJE 6/ EJE C-D	3	0°	50.0	49.5	51.0	52.5	52.5	59.0	59.0	58.0	57.5	56.0	54.50	3.79	54.50	52.8	690	-80	610	**518.50**	210	**SUPERA LA RESISTENCIA DE DISEÑO**
		EJE E/ EJE 5-6	3	0°	49.5	49.5	49.5	49.5	48.5	54.5	51.0	55.5	51.5	51.5	51.05	2.31	51.05							
																					PROMEDIO	**460.34**	

Fuente: elaboración propia.

ANEXO N°04: PLANOS

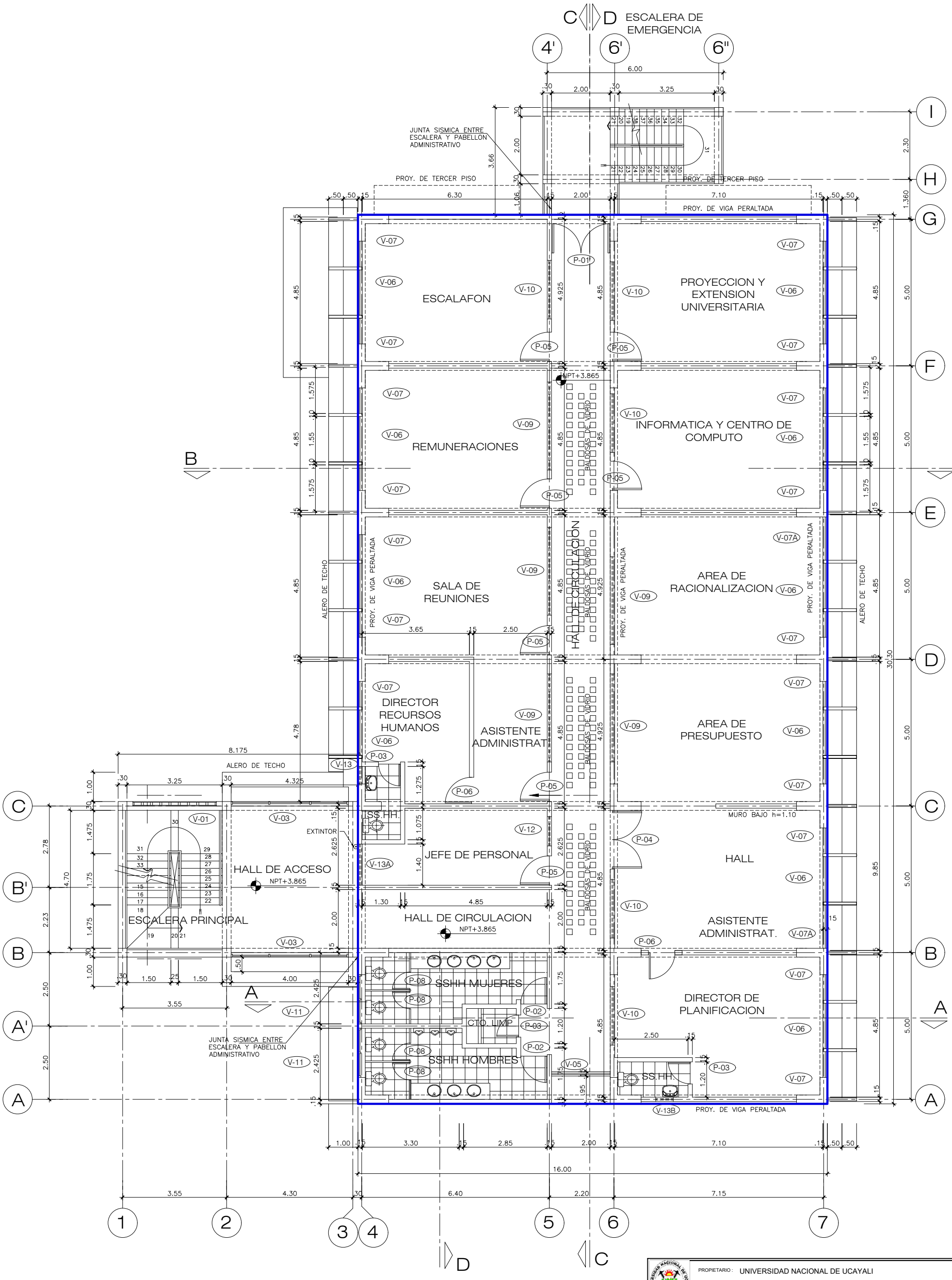


MODULO EN ANALISIS

PRIMER NIVEL

ESC 1 :100

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	DISTRIBUCION ARQUITECTONICA PRIMER NIVEL
LAMINA N°	A-01
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
DIST :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG :	UCAYALI

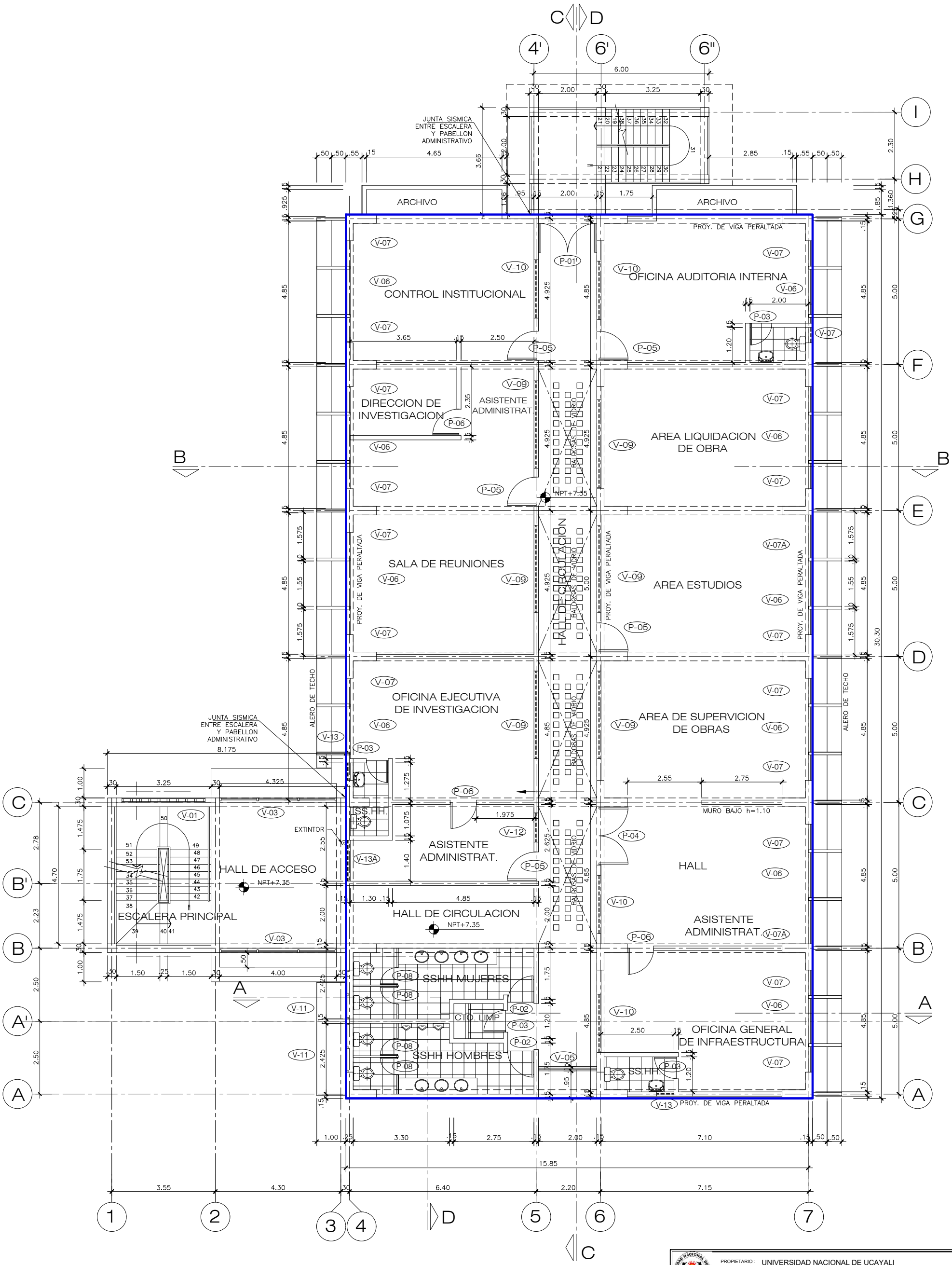


SEGUNDO NIVEL

ESC 1 :100

MODULO EN ANALISIS

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	DISTRIBUCION ARQUITECTONICA SEGUNDO NIVEL
LAMINA N°	A-02
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
DIST : CALLERIA PROV: CORONEL PORTILLO REG : UCAYALI	



TERCER NIVEL

ESC 1:100

MODULO EN ANALISIS

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

MODULO: Infraestructura de Oficinas Adminstrativas

TESISTA: Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

PROYECTO DE TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ESCALA: INDICADA

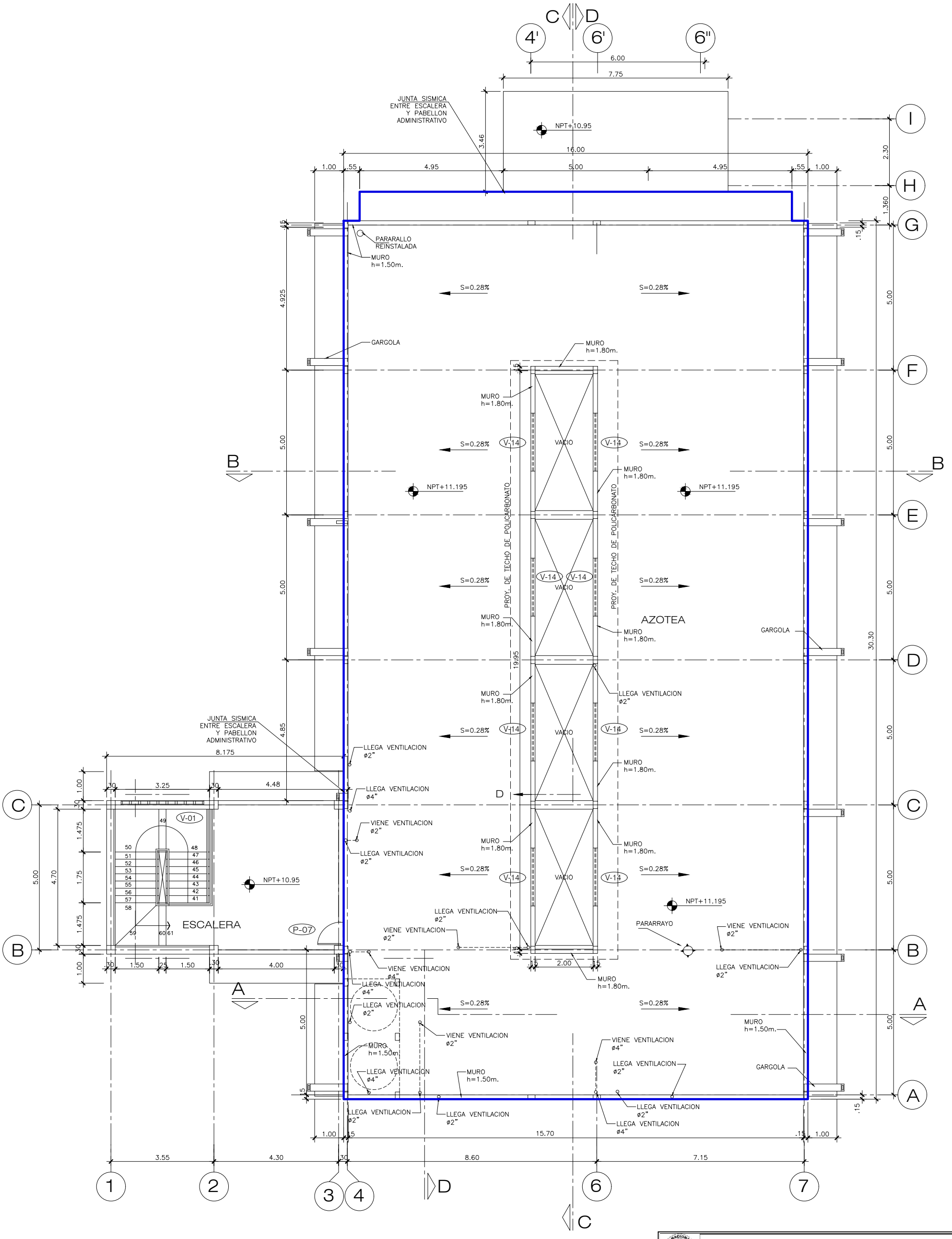
FECHA: 2023

PLANO: DISTRIBUCION ARQUITECTONICA TERCER NIVEL

LAMINA N°: A-03

ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

DIST : CALLERIA
PROV: CORONEL PORTILLO
REG : UCAYALI

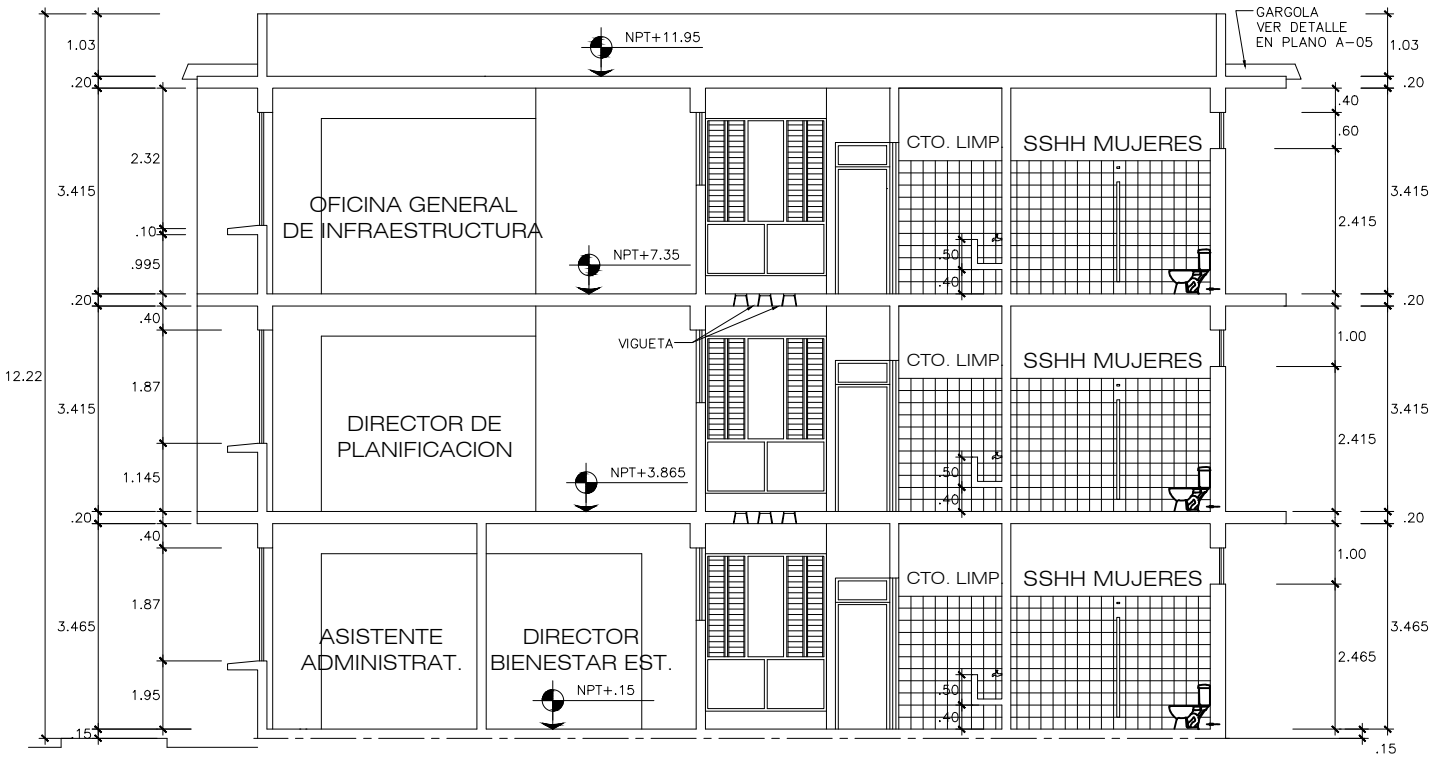


PLANTA AZOTEA

ESC 1:100

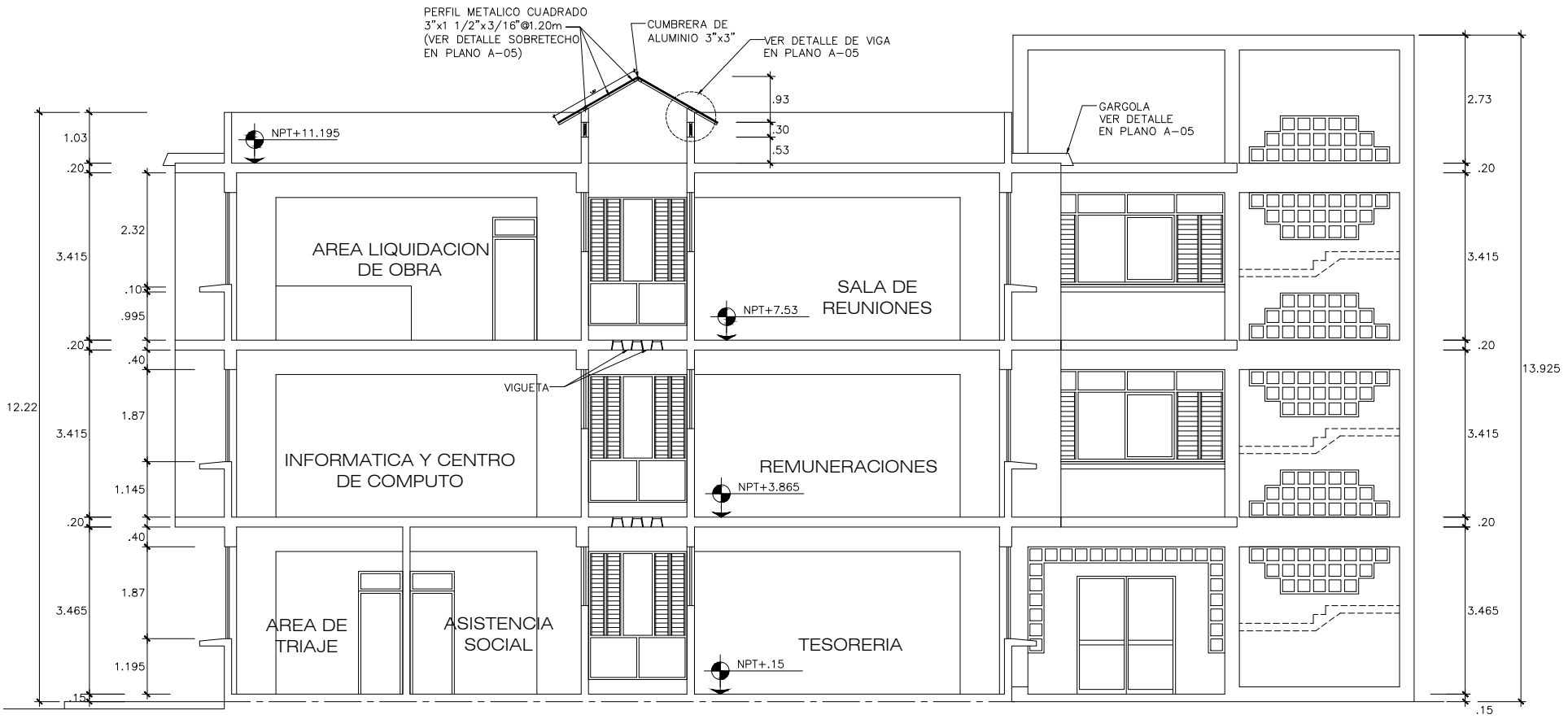
MODULO EN ANALISIS

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	DISTRIBUCION ARQUITECTONICA AZOTEA
LAMINA N°	A-04
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
DIST :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG :	UCAYALI



CORTE TRANSVERSAL A-A

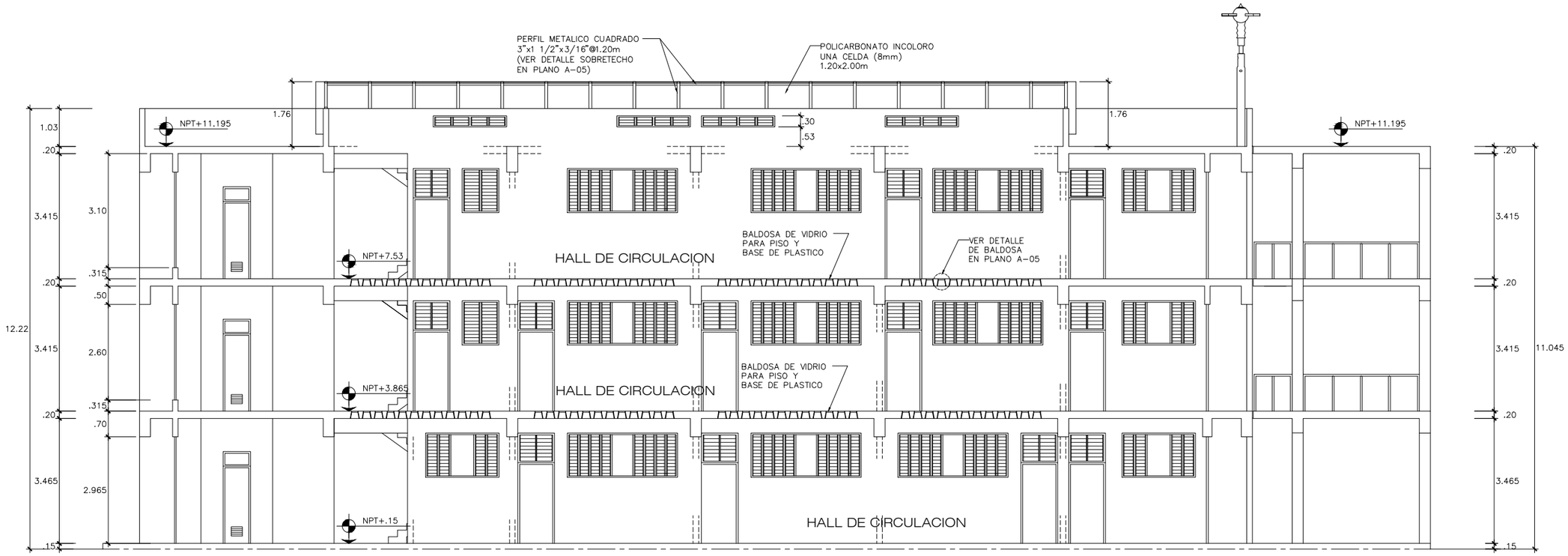
ESC 1 : 100



CORTE TRANSVERSAL B-B

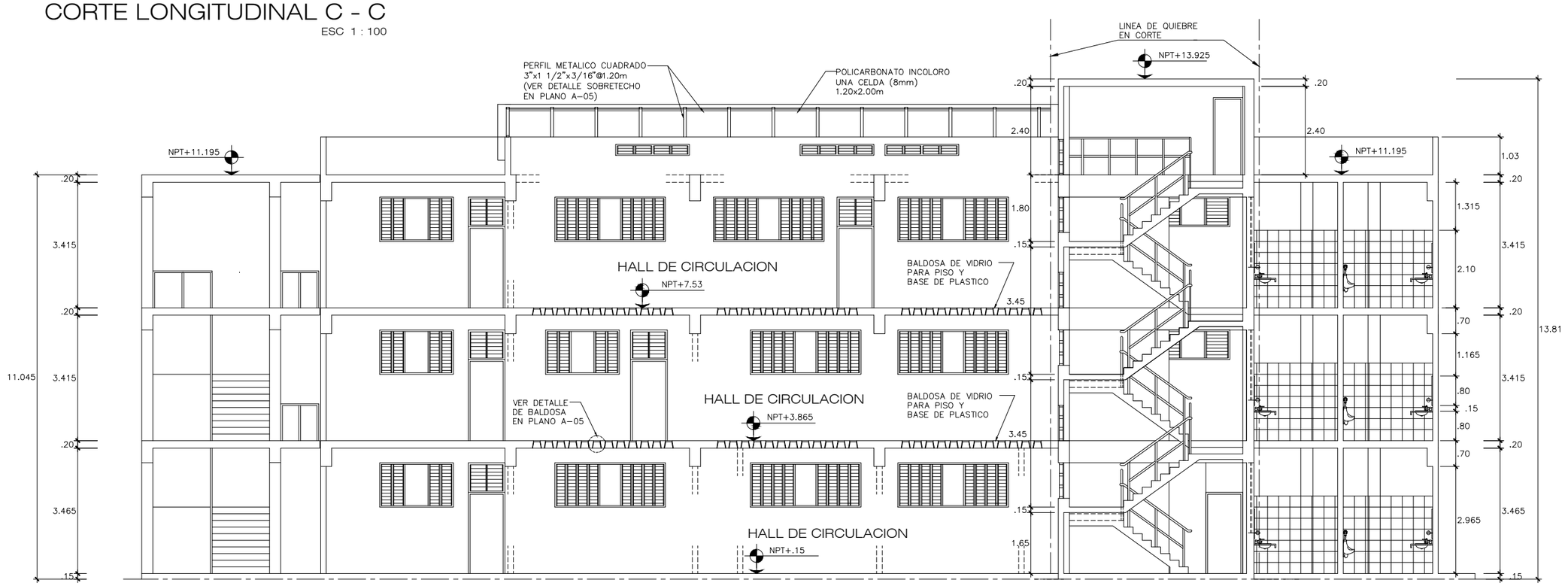
ESC 1 : 100

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	CORTES TRANSVERSALES
LAMINA N°	A-05
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
DIST :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG :	UCAYALI



CORTE LONGITUDINAL C - C

ESC 1 : 100



CORTE LONGITUDINAL D - D

ESC 1 : 100

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

MODULO: Infraestructura de Oficinas Adminstrativas

TESISTA: Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

PROYECTO DE TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ESCALA: **INDICADA**

FECHA: **2023**

PLANO: CORTES LONGITUDINALES

LAMINA N° **A-06**

ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

DIST : **CALLERIA**
PROV: **CORONEL PORTILLO**
REG : **UCAYALI**



ELEVACION PRINCIPAL

ESC. 1 : 100



ELEVACION POSTERIOR

ESC. 1 : 100

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

MODULO: Infraestructura de Oficinas Adminstrativas

TESISTA: Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

PROYECTO DE TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ESCALA: **INDICADA**

FECHA: **2023**

PLANO: ELEVACIONES POSTERIORES

LAMINA N° **A-07**

ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

DIST : **CALLERIA**
PROV: **CORONEL PORTILLO**
REG : **UCAYALI**



ELEVACION LATERAL DERECHA

ESC. 1 : 100



ELEVACION LATERAL IZQUIERDA

ESC. 1 : 100

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

MODULO: Infraestructura de Oficinas Adminstrativas

TESISTA: Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

PROYECTO DE TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ESCALA: INDICADA

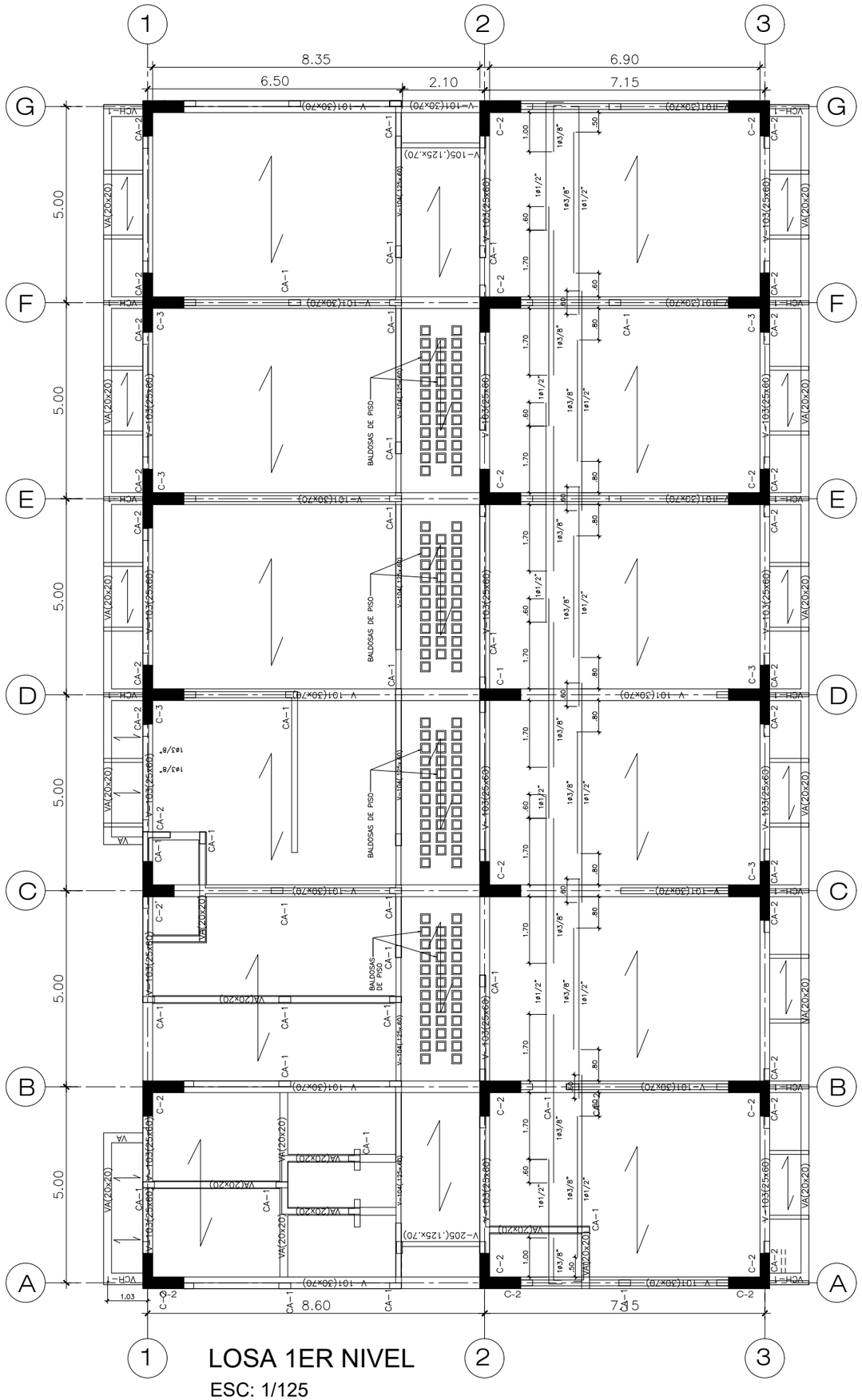
FECHA: 2023

PLANO: ELEVACIONES LATERALES

LAMINA N°: A-08

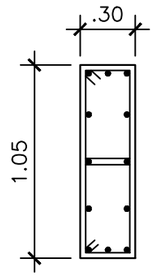
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

DIST : CALLERIA
PROV: CORONEL PORTILLO
REG : UCAYALI

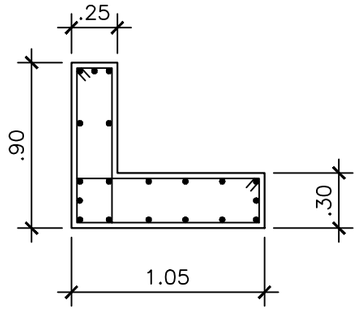


LOSA 1ER NIVEL

ESC: 1/125



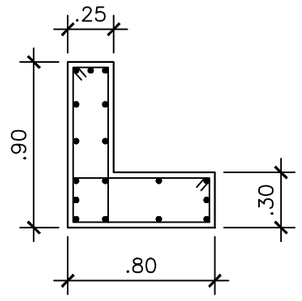
12ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e



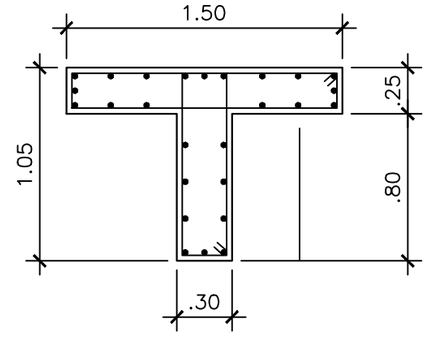
19ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

C-1

C-2



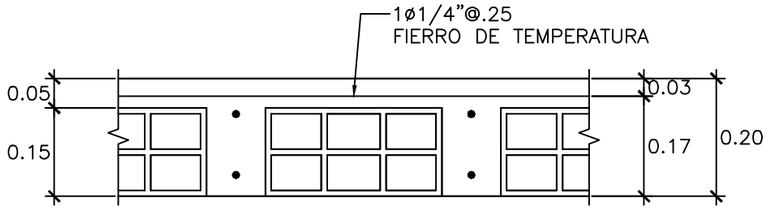
17ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e



26ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

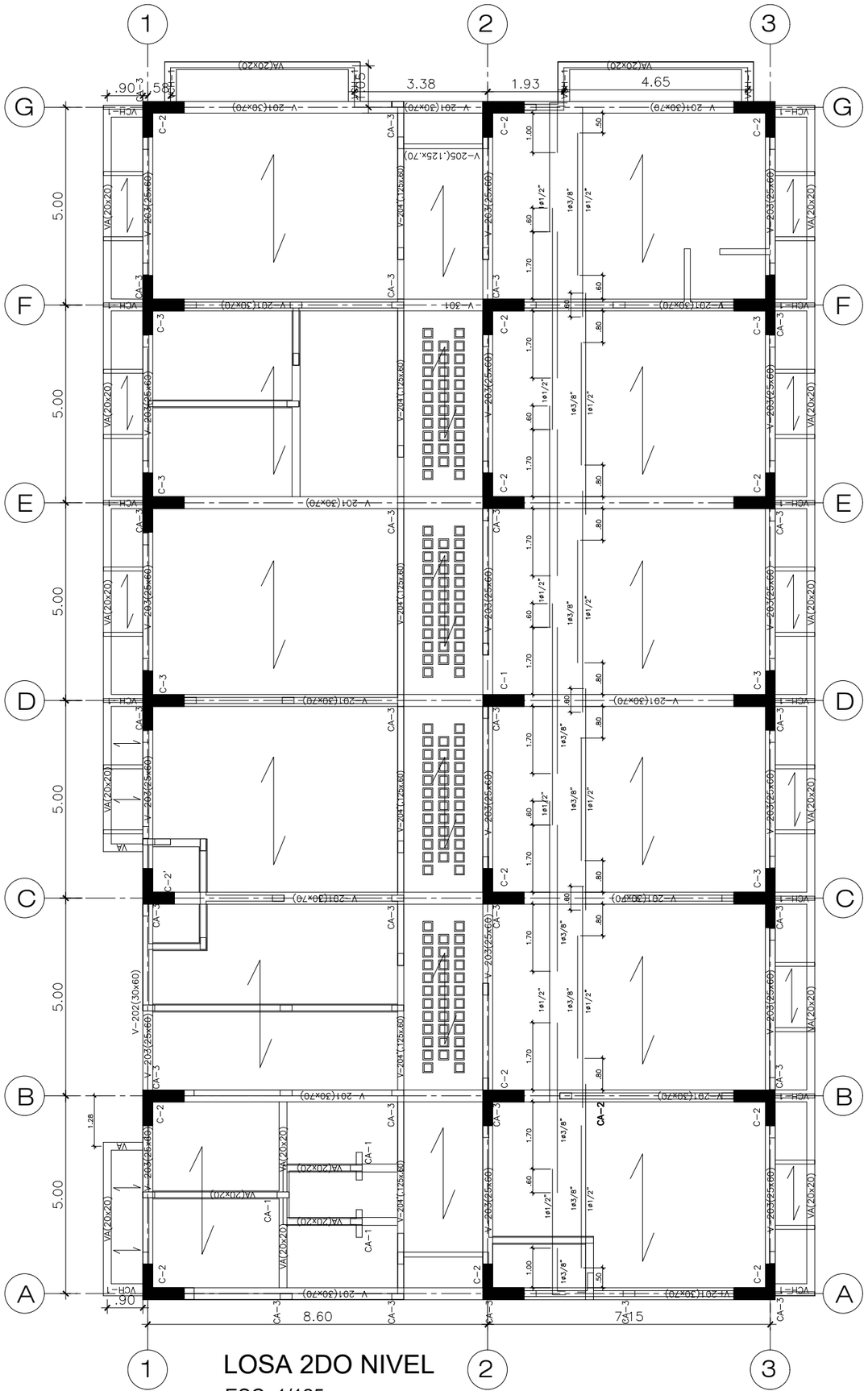
C-2'

C-3



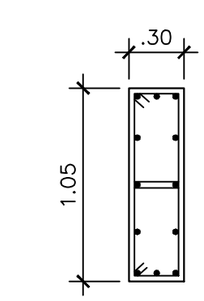
CORTE TIPICO DE ALIGERADOS

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	LOSA PRIMER NIVEL
LAMINA N°	E-01
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
DIST. :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG. :	UCAYALI



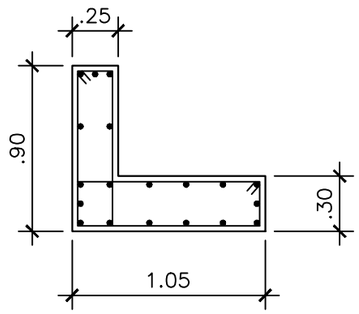
LOSA 2DO NIVEL

ESC: 1/125



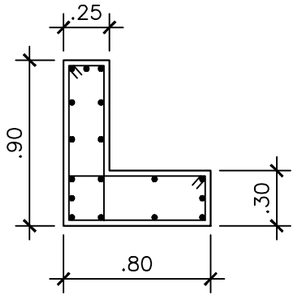
12ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

C-1



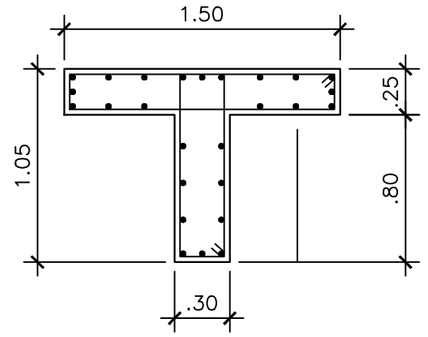
19ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

C-2



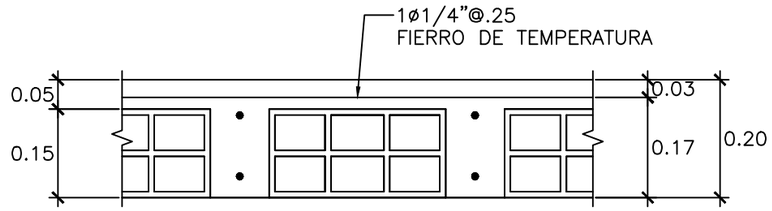
17ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

C-2'



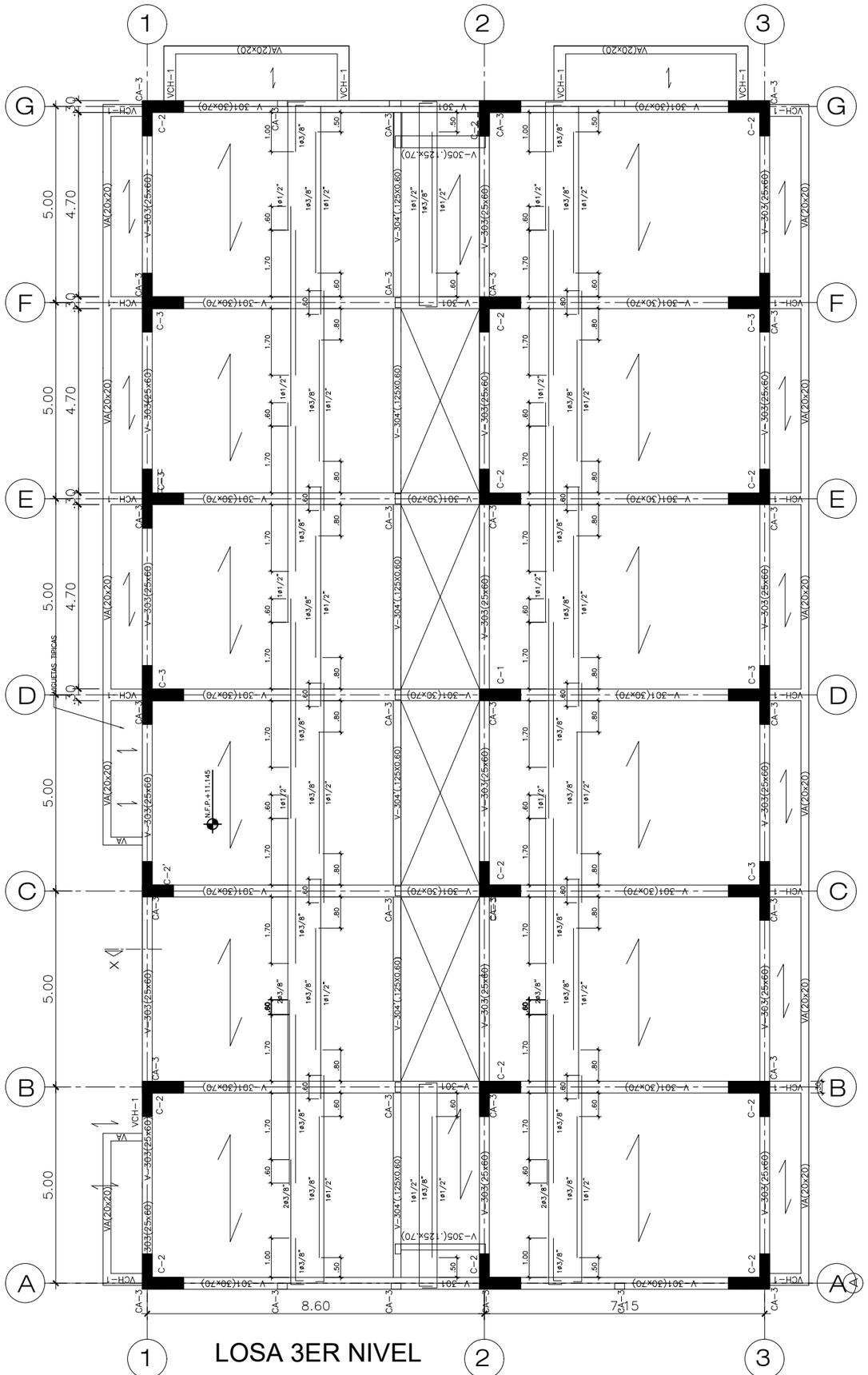
26ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

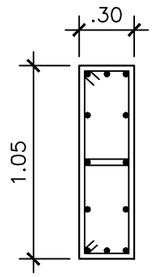
C-3



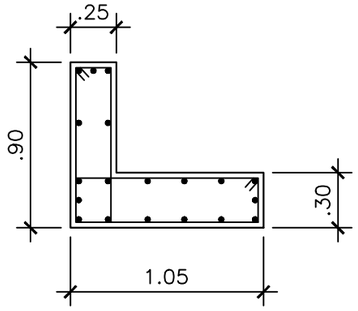
CORTE TIPICO DE ALIGERADOS

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	LOSA SEGUNDO NIVEL
LAMINA N°	E-02
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
DIST :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG :	UCAYALI



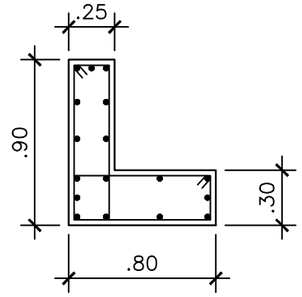


12ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e



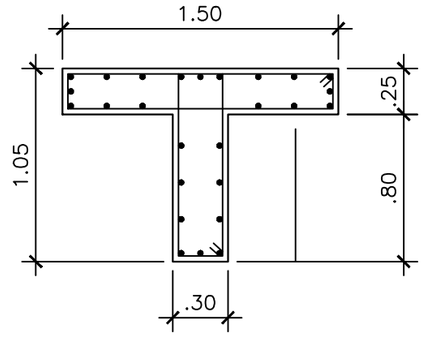
19ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

C-1



17ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

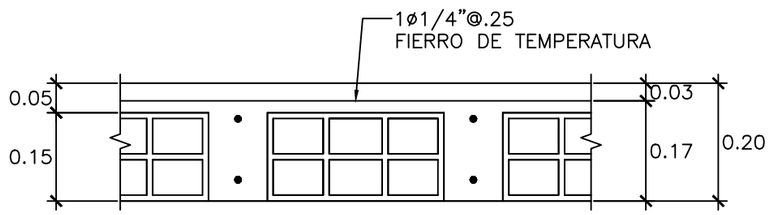
C-2



26ø3/4"
2 ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.20 c/e

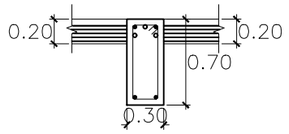
C-2'

C-3



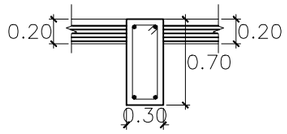
CORTE TIPICO DE ALIGERADOS

PROPIETARIO :	UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO:	Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA:	Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino
PROYECTO DE TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	2023
PLANO:	LOSA TERCER NIVEL
LAMINA N°	E-03
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
DIST. :	CALLERIA
PROV:	CORONEL PORTILLO
REG. :	UCAYALI



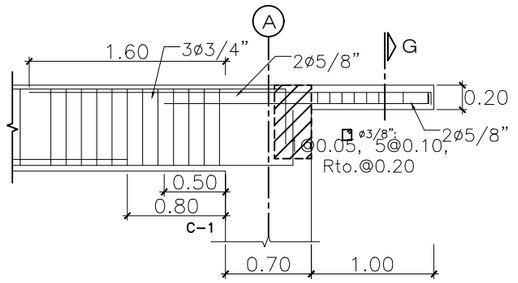
4ø1"+3ø3/4"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE A

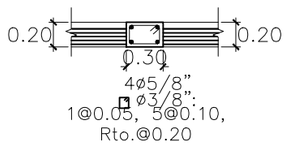


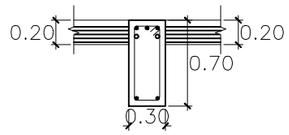
4ø1"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE B



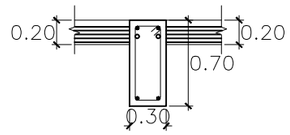
VCH–1(30x20)





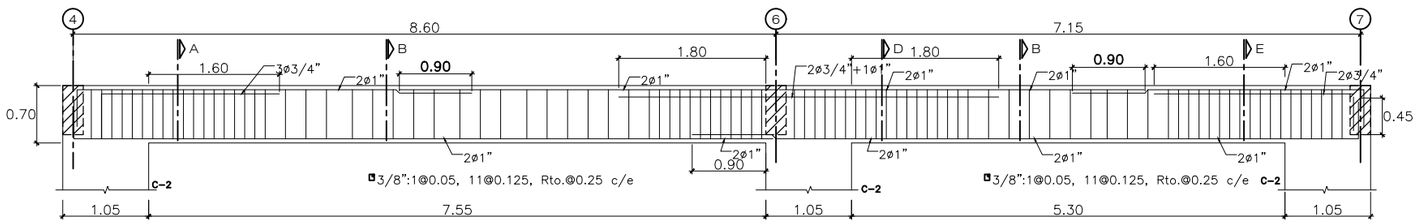
5ø1"+2ø3/4"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE D

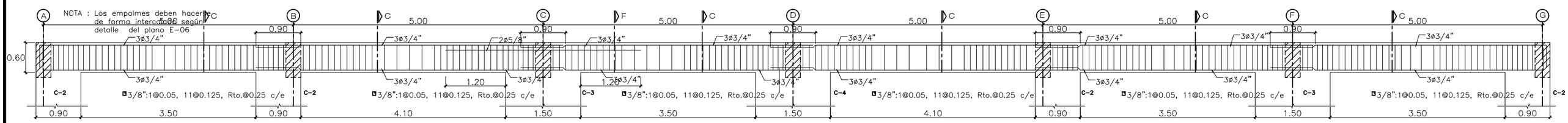


4ø1"+2ø3/4"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE E

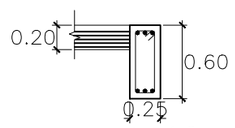


V–101, V–201, V–301(30x70)



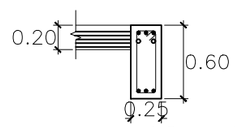
V–103, V–203, V–303(25x60)

V–102, V–202, V–302(30x60)



6ø3/4"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE C



6ø3/4"+2ø5/8"
ø3/8":
1@0.05, 11@0.125,
Rto.@0.25 c/e

CORTE F

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
MODULO: Infraestructura de Oficinas Adminstrativas
TESISTA: Bach. Paul Ernesto Quiroz Tolentino

PROYECTO DE TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI"

ESCALA: INDICADA
FECHA: 2023

PLANO: DETALLE DE VIGAS

LAMINA N°: E-04

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

DIST : CALLERIA
PROV: CORONEL PORTILLO
REG : UCAYALI

ANEXO N°05: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

VOLUMEN 03

Estudio de Suelos

1.0 Aspectos Generales.

1.1 Ubicación del Área de Estudios y Situación Actual.

1.2 Condiciones Climáticas.

1.3 Geología y Geotécnia.

2.0 Estructuras Principales.

2.1 Sismicidad.

2.2 Geodinámica Externa.

3.0 Características Estructurales de la Obra.

4.0 Actividades Realizadas.

5.0 Análisis de la Cimentación.

6.0 Conclusiones y Recomendaciones.

Memoria de Cálculo

- Memoria de Cálculo de Estructuras.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

ESTUDIO GEOTÉCNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA EL PROYECTO: EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS –UNU PUCALLPA - PERÚ

RESUMEN

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y SITUACIÓN ACTUAL

1.2 CONDICIONES CLIMÁTICAS

1.3 GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

2.0 ESTRUCTURAS PRINCIPALES

2.1 SISMICIDAD

2.2 GEODINÁMICA EXTERNA

3.0 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA OBRA

4.0 ACTIVIDADES REALIZADAS

4.1 EXCAVACIÓN DE CALICATAS

4.2 DESCRIPCIÓN Y LECTURA DE PERFILES ESTATIGRÁFICOS

4.3 MUESTREO DE SUELOS ALTERADOS E INALTERADOS

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

4.4.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

4.4.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

4.4.3 LÍMITES DE ATTERBERG

4.4.4 DENSIDAD MÁXIMA

4.4.5 DENSIDAD MÍNIMA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

5.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

5.1 CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN

5.2 PARAMETROS E HIPÓTESIS DE CÁLCULOS

5.3 TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

5.4 CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 85110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

1.0 ASPECTOS GENERALES

El Presente Estudio de Mecánica de Suelos Realizado para la Cimentación de la Infraestructura de las OFICINAS ADMINISTRATIVAS -UNU ubicado en el Km. 6 de la Carretera Federico. Este estudio se realiza a solicitud del Sr. Nixon Odicio Asayac Ingeniero Consultor del proyecto.

El objeto principal es determinas las propiedades de los suelos, Perfiles estratigráficos, Niveles freáticos y la capacidad Portante o Admisible del Suelo o Terreno de Fundación, para de esta forma poder determinar los Diseños que redundarán en la vida útil de esta importante Obra.

1.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y SITUACIÓN ACTUAL

La zona de estudio se encuentra ubicada dentro de la Universidad en un Área Aproximada de 400.00m2, este ubicado en :

CARRETERA	:	FEDERICO BASADRE
Distrito	:	CALLERIA
PROVINCIA	:	CORONEL PORTILLO
DEPARTAMENTO	:	UCAYALI

Actualmente, esta zona no existe ningún tipo de construcción, y el relieve presenta una topografía relativamente plana .

1.2 CONDICIONES CLIMÁTICAS

La zona de estudio se encuentra ubicada en una zona tropical de clima cálido – húmedo con temperatura promedio de 28°C durante el

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

año. La estación lluviosa se presenta entre los meses de Noviembre a Abril; el resto de meses presenta una precipitación moderada. El promedio de precipitación pluvial anual es de 1800 mm. aproximadamente.

1.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Desde el punto de vista geológico, la Región constituyó una gran cuenca de sedimentación en la que se depositaron sedimentos de Fascies marina y continental.

Debido al arqueamiento subandino ocurrido en el Pleistoceno superior y cuaternario inferior, el llano, área donde se encuentra ubicada La ciudad de Pucallpa, fue inclinándose hacia el Este en tal forma que el Río principal y sus afluentes causaron una intensa erosión y consecuentemente una potente deposición de suelos aluvionales y fluviales formando una cobertura de suelos cuaternarios.

El depósito aluvial está compuesto por suelos arcillosos, de mediana compacidad a compacto.

El suelo fino se presenta de mediana a alta plasticidad, debido a la presencia de motmorillonita, está preconsolidado por resecamiento. Las características de elevada plasticidad, se puede explicar por valores de Límites Líquidos (LL) entre 28.20 y 60.03, así como valores de índice de plasticidad (IP) entre 11.27 y 33.24.

En la zona de estudio se aprecian una capa vegetal que debe ser retirada antes del proceso de construcción.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

2.0 ESTRUCTURAS PRINCIPALES

Las investigaciones estuvieron íntimamente ligados al perfil estratigráfico del suelo encontrado, habiendo permitido visualizar la estratigrafía deduciendo a base del estudio de los suelos y los análisis efectuados en el área proyectada.

La zona en estudio se encuentra en la sub.-cuenca hidrográfica del Ucayali, la cual pertenece a la cuenca hidrográfica del Amazonas, correspondiendo a la hoya hidrográfica del Atlántico.

2.1 SISMICIDAD

Desde el punto de vista sísmico, el territorio peruano, pertenece al Círculo Circumpacifico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Sin embargo dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor o menor frecuencia de estos movimientos., así tenemos que las Normas Sismo – Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones, divide al país en tres zonas:

Zona 1 : Comprende la Ciudad de Iquitos, y pequeñas franjas de los Departamento de Loreto, Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

Zona 2 : Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Huanuco, Pasco, Junín, Cusco, Apurimac, Parte de los departamentos de Huancavelica y Ayacucho.; en esta región la sismicidad es media.

Zona 3 : Comprenden los departamentos de costa peruana.; en esta región la sismicidad es alta.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUE
ING. CIVIL
CIP 44499

La ciudad en estudio(Pucallpa), se encuentra en la **Zona 2** de mediana sismicidad. A pesar de ello, en sus características estructurales no se identifica rasgos sobre fenómenos de tectonismo que hayan influido en la estructura geológica de la zona.

2.2 GEODINÁMICA EXTERNA

Los factores que influyen en los fenómenos Geológicos son: Las Precipitaciones Pluviales, Infiltraciones y el transporte eólico.

Los fenómenos de Geodinámica Externa afectan en general al área de estudio y zonas adyacentes en épocas de intensas precipitaciones pluviales; Siendo el principal de ellos la inundación y afectarán eventualmente las instalaciones durante los periodos de ocurrencia de los mismos; aunque no siempre de la misma intensidad por lo que en el diseño debe considerarse un drenaje adecuado.

Un segundo fenómeno, pero de carácter secundario, es el de migración de arenas eólicas que no afectan al área de estudio

Durante los trabajos de campo efectuados no se ha detectado fenómenos de geodinámica externa reciente, como levantamientos y/o hundimientos, ni desplazamientos de la formación existente en la zona.

3.0 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA OBRA

Se trata de una edificación de un piso estructurado en base a pórticos de concreto armado y losas aligeradas que servirán para los ambientes de las OFICINAS ADMINISTRATIVAS en la Universidad

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

Nacional de Ucayali, y que se transmitirán sus cargas al terreno de fundación, mediante zapatas aisladas zapatas corridas y vigas de cimentación.

4.0 ACTIVIDADES REALIZADAS

Para la ejecución del presente estudio se realizaron las siguientes actividades:

- Reconocimiento del Terreno para programar las Excavaciones a cielo abierto.
- Reconocimiento Geológico de áreas adyacentes.
- Trabajos de Excavación de Calicatas y/o Sondeos Verticales a Cielo abierto, descripción de perfiles estratigráficos y muestreo de suelos alterados e inalterados.
- Ensayos de Laboratorio y Obtención de parámetros Físico-Mecánicos
- Análisis de Capacidad Portante y Admisible con fines de Cimentación.
- Toma de fotografías

4.1 EXCAVACIÓN DE CALICATAS

Con el objeto de ubicar el punto de excavación de las calicatas, se realizó un reconocimiento del terreno; determinándose la construcción de dos calicatas a cielo abierto, hasta una profundidad de 2.00 m; espaciadas los suficiente para obtener resultados óptimos y satisfactorios, dichas excavaciones responden a las profundidades y cargas correspondientes para determinar su Capacidad Portante y Admisible del Suelo.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

CUADRO N° 01

CUADRO DE CALICATAS

N° CALICATA	PROFUNDIDAD CIELO ABIERTO	NIVEL FREÁTICO
C-01	0.00- 2.00	— . —
C-02	0.00- 2.00	— . —

En las calicatas excavadas se realizó el muestreo de los horizontes estratigráficos y su correspondiente descripción. Así mismo se procedió a la obtención de muestras Alteradas e Inalteradas para los Ensayos granulométricos, límites de Consistencia, Densidad Máxima, Mínima Peso Específico y así como análisis de Peso Unitario del suelo, valor indispensable para el cálculo de la capacidad de carga del suelo.

Posteriormente se realizo la descripción litológica de los diferentes horizontes estratigráficos encontrados.

4.2 DESCRIPCIÓN Y LECTURA DE PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

Luego de la excavación de calicatas a cielo abierto, hasta la profundidad de 2.00 metros. Se procedió a describir los diferentes horizontes estratigráficos de cada calicata las cuales se describen:

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUE
ING. CIVIL
CIP

CALICATA No. 1

ESTRATO De 0.00 a 0.80 m : Se observa un material orgánico limo arcilloso medianamente plástico, de color marrón oscuro, con alto % de restos vegetales, semi compacto con características de drenaje casi impermeable.

Como terreno de fundación	:	Malo
Humedad Natural	:	31.00%
Clasificación de Suelo	:	CL

ESTRATO De 0.80 a 2.00 m : Se observa un material inorgánico con un índice de plasticidad alta, de color blanco con betas rojizas, de mediana compresibilidad con característica de drenaje casi impermeable presentan grandes cambios de volumen cuando absorben agua con una capilaridad de regular a elevado, terreno semi compacto.

Como terreno de fundación	:	Regular a bueno
Humedad Natural	:	22.00%
Clasificación de suelos	:	CH

CALICATA No. 2

ESTRATO De 0.00 a 0.90 m: Se observa un material limo arcilloso orgánico de baja a mediana plasticidad, de color marrón oscuro, de regular expansión semi compacto, con alto % de restos vegetales.

Como terreno de fundación	:	Malo
Humedad Natural	:	29.14%
Clasificación de Suelo	:	CL

ESTRATO De 0.50 a 2.00 m : Se observa un material inorgánico mediana a alto índice de plasticidad, de color blanco con betas rojizas,

NIXON F. UDICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP [illegible]

de mediana compresibilidad con características de drenaje casi impermeable presentan grandes cambios de volumen cuando absorben agua con una capilaridad de regular a elevado, terreno semi compacto.

Como terreno de fundación	:	Regular a bueno
Humedad Natural	:	19.14%
Clasificación de suelo	:	CH

4.3 MUESTREO DE SUELOS ALTERADOS E INALTERADOS

En las calicatas excavadas se realizó el muestreo de los horizontes estratigráficos y su correspondiente descripción. Así mismo se procedió a la obtención de muestras disturbadas para los ensayos granulométricos, limites de consistencia, peso específico y densidad máxima, así como inalterados para ensayos de peso unitario, densidad relativa, etc.

Posteriormente se realizo la descripción litológica de los diferentes horizontes.

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

La toma de muestras disturbadas se realizó para cada horizonte, para ensayos de humedad natural granulometría, limites de atterberg, peso específico, densidad máxima, densidad mínima, con sus respectivas normas que ha continuación se detallan:

Análisis granulométrico por tamizado(ASTM-D-422)

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

Limites Líquido (ASTM-D-423)

Limite Plástico (ASTM-D-423)

Densidad Máxima (ASTM-T-191-61)

Densidad Mínima(ASTM-T-191-61)

Contenido de Humedad (ASTM-D-2216)

Con los análisis granulométricos y Limites de consistencia, así como los rangos de humedad Natural que aumentan con la profundidad hasta poder llegar a la profundidad deseada.

4.4.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

Con la finalidad de evaluar la proximidad del nivel freático, se procedieron a realizar ensayos de humedad, apreciándose que ha medida que se profundiza la cimentación se incrementa la humedad, así mismo hasta la profundidad alcanzada (2.00 m).

4.4.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Se realizó este ensayo utilizando mallas de acuerdo a las normas Técnicas ASTM, mediante un lavado o en seco, lo que permitieron determinar la clasificación de los suelos.

4.4.3 LIMITES DE ATTERBERG

Se realizó el ensayo con el fin de determinar el índice de plasticidad de los suelos que contienen arcilla; lo que se puede apreciar en los formatos respectivos que acompañan al presente informe.

NIXON F. QUICO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

4.4.4 DENSIDAD MÁXIMA

Se realizó este ensayo, compactando la muestra del material con una humedad optima, para así poder determinar la máxima densidad del material, **(D.MAX: 2.057 gr/cm3)**

4.4.5 DENSIDAD MÍNIMA

Este ensayo consistió en determinar la densidad del material en estado seco, alcanzando valores de **1.522 gr/cm3**, valor indispensable para determinar la densidad relativa del suelo.

5.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

En el análisis de cimentación se debe considerar, los parámetros de: Asentamientos, resistencia al corte del suelo, grado de compacidad, peso volumétrico, etc.

5.1 CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN

Llamada también capacidad última de carga del suelo de cimentación, es la carga que puede soportar el suelo sin que su estabilidad se vea amenazada.

Para la aplicación de la capacidad portante, se aplica la teoría de TERZAGHI para cimientos corridos de base rugosa, zapatas cuadradas

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

o alargadas, en el caso de un medio cohesivo; también se hace extensivo para el caso de zapatas aisladas.

5.2 PARAMETROS E HIPÓTESIS DE CÁLCULOS

- Se trata de una cimentación sobre arcillas inorgánicas de mediana o alta plasticidad en estado compacto y saturadas.
- De acuerdo al contenido de humedad nos permite realizar las excavaciones a tajo abierto,

5.3 TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

El tipo de cimentación debe ser amarrada para dar estabilidad a la estructura. La profundidad se debe tomar teniendo en cuenta los elementos que cubren el área a cimentar (muros de tabiquería, columnas de concreto etc.) otro factor es que se pueda atravesar terrenos vegetales, suelos semisueltos y proporcionar el suficiente empotramiento a las zapatas.

5.4 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.

Por el tipo de material aplicaremos la fórmula de capacidad de carga dada por el Dr. Kari Terzaghi de su teoría de rotura por corte local, que esta dada por la fórmula :

$$qu = \frac{1}{FS}\left[\frac{2}{3}CNc + \gamma DfNq + 0.4\gamma BN\gamma\right]$$

En donde :

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

q_u = Capacidad Admisible del terreno

γ = Densidad húmeda del terreno (2,057Kg/m3)

Df = Profundidad de desplante de la estructura (-1.00m)

B = Ancho menor de cimiento (1.00m)

Factores Adimensionales:

$Nq = Tang(45+\phi/2)\exp(\Pi tang\phi)$. Factor de capacidad de carga, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna(ϕ) , considera la influencia del peso del suelo.

$Nc= (Nq -1)cotg\phi$. Factor de capacidad de carga en función de la cohesión

$N\gamma = 1.5(Nq-1)tang\phi$. Factor de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga(densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción.

FS = Factor de seguridad que toma en consideración lo siguiente:

- Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsibles, durante o después de la construcción.
- Excesivo asentamiento en los suelos compresibles que harían fluir los suelos cuando éste está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS = 4 valor que se establecerá para estructuras permanentes.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499

De acuerdo a las referencias podemos asumir parámetros con valores mínimos de acuerdo a la inspección de campo de tal forma de estar del lado de la seguridad.

El valor del ángulo de fricción interna lo tomamos del ensayo de corte directo, cuyos resultados son:

A la profundidad antes mencionada los cimientos se apoyaran sobre los suelos arcillosos, plásticos, cuyas características de resistencia están dadas por el resultado del Ensayo de Corte Directo efectuado con especimenes inalterados, presentando los siguientes resultados:

Cohesión (C) **= 0.40 Kg/cm2**

Angulo de Fricción Interna (ϕ) **= 19°**

Con estos valores y de acuerdo al gráfico adjunto los factores adimensionales son :

$Nq = 4.5$

$Nc = 17$

$N\gamma = 2$

Reemplazando en la Formula :

Reemplazando Valores, se obtiene

$$qu = \frac{1}{4.0}\left[\frac{2}{3}(0.40x118) + 2057x1.00x6.80 + 0.4x2057x1.0x4.9\right]$$

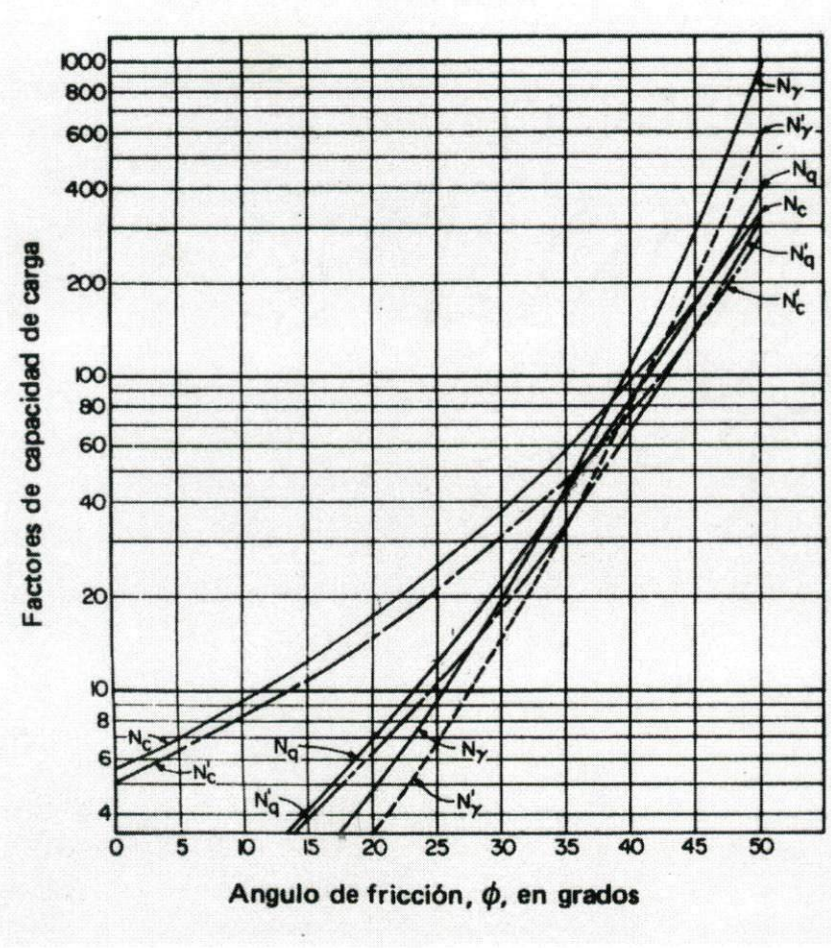
Desarrollando y convirtiendo unidades tenemos:

qu = 1.65Kg/cm2

Definitivamente un nivel de presión del orden de 1.65 kg/cm2, va ha generar asentamientos mayores por la estructura , por lo tanto será una presión menor.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499



Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi (N_i) y los valores de Hansen (N'_i).

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a la exploración de campo, ensayos de laboratorio y los análisis efectuados se pueden presentar las conclusiones y recomendaciones siguientes:

- El terreno de edificación presenta una forma geométrica regular, presenta una superficie plana de desniveles menores a 0.50 m.

- El subsuelo del área esta constituido por arcillas limosas acentuadas con mayor profundidad en las capas inferiores, suelos que son los que predominan en la Región como los CL, CH.

- La cimentación de las edificaciones a proyectar serán dimensionados de tal forma que apliquen al terreno una carga no **mayor de 0.90Kg/cm2**, la cual nos garantiza asentamientos menores de 1".

- Se recomienda que la profundidad de cimentación no sea mas de 2.5 m. de profundidad.

- Se podrá cimentar por medio de zapatas zapatas corridas y /o cimientos corridos, debidamente armados y conectados.

- Se deberá contar con un drenaje adecuado; de tal forma, de mantener como máximo la humedad, a la cual se realizaron los

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

ensayos de este estudio, y no variar las condiciones mecánicas del suelo de fundación.

- Las conclusiones y recomendaciones incluidas en este informe, así como la descripción generalizada del perfil del suelo que presenta, esta basados en la explotación de campo de acuerdo a la práctica usual de ingeniería ; sin embargo en un caso poco probable que durante la construcción se observa suelos con características diferentes a la que se indica en el informe; debe notificarse al proyectista para las correcciones que el caso requiera.

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

ENSAYOS DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S01 - 797

SOLICITADO : ING. NIXON ODICIO ASAYAC
Proyecto : LOCAL ADMINISTRATIVO U.N.U.
Ubicación : UCAYALI - PUCALLPA
Fecha : 20 de Diciembre de 2001

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Muestra : Representativa
Espécimen : Inalterado

CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN

Espécimen N°	**I**	**II**	**III**
Diametro del anillo (cm)	6.00	6.00	6.00
Densidad húmeda inicial (gr/cm^3)	1.925	1.925	1.925
Densidad seca inicial (gr/cm^3)	1.522	1.522	1.522
Humedad inicial (%)	26.5	26.5	26.5
Densidad húmeda final (gr/cm^3)	1.953	2.016	2.057
Densidad seca final (gr/cm^3)	1.528	1.557	1.600
Humedad final (%)	27.8	29.5	28.6

ESFUERZOS

Espécimen N°	**I**	**II**	**III**
Esfuerzo Normal (Kg/cm^2)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de Corte Máximo (Kg/cm^2)	0.5583	0.7664	0.8989

RESULTADOS

Angulo de fricción interna **(ϕ)** : 19 °
Cohesion (Kg/cm^2) **(C)** : 0.40

EDWIN ABEL ORDOÑEZ HUAMAN
ING. JEFE DEL LAB. N° 2
Mecánica de Suelos-UNI

Nota. La muestra fue remitida e identificada por el Solicitante

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Nº 2 - Mecánica de Suelos

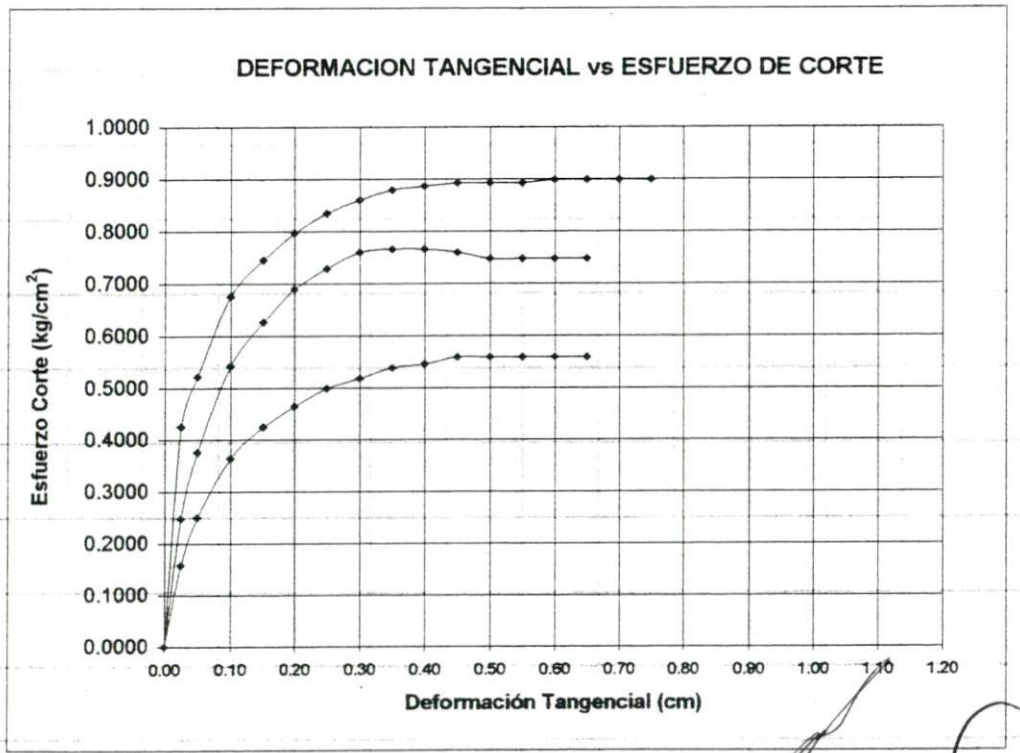
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

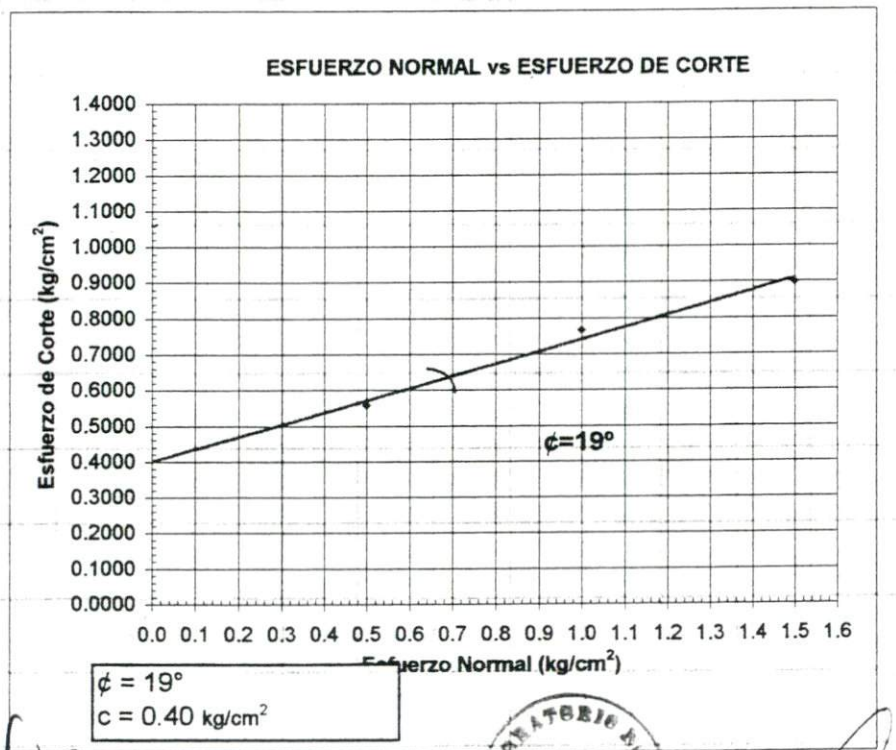
INFORME Nº S01 - 797

SOLICITADO : ING. NIXON ODICIO ASAYAC
PROYECTO : LOCAL ADMINISTRATIVO U.N.U.
UBICACIÓN : UCAYALI - PUCALLPA
FECHA : 20 de Diciembre de 2001

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Muestra : Representativa
Estado : Inalterado





NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

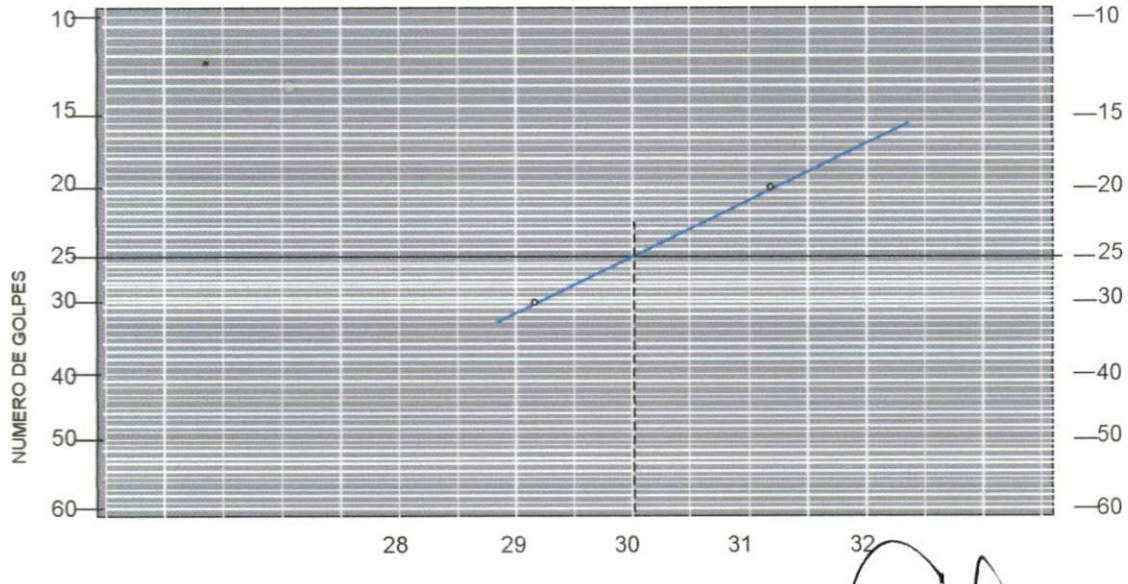
PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU" — **PROF.:** 0.00 - 0.80 mts.

SOLICITADO POR: ING° NIXON ODICIO ASAYAC — **REALIZADO POR:** TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata N° 01 - M 1 — **FECHA:** NOV.2001

LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD

			LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
NUMERO DE GOLPES			30		20					
TARRO N°		#	16		17			1		2
1	Suelo Húmedo Tarro	grs.	48.21		45.56			32.33		30.6
2	Suelo Seco tarro	grs.	42.93		40.5			31.3		29.55
3	Peso del Agua	grs.	5.28		5.06			1.03		1.05
4	Peso del Tarro	grs.	24.8		24.25			25.63		24.10
5	Peso del Suelo Seco	grs.	18.13		16.25			5.62		5.45
6	HUMEDAD		29.12	29.62	31.14	30.51		18.33		19.27
L-L=	30.07		L.P. =		18.80		I.P. =		11.27	



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

NORMA TECNICA ASTM D422-63

PROYECTO:	"EDIFICIOS OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"	REALIZADO POR:	TEC. A. LLERENA
SOLICITADO POR:	ING° NIXON ODICIO ASAYAC	FECHA:	NOV. 2001
MUESTRA:	C-1 M-1	PROF:	0.00 - 0.80

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones Técnicas	
3"	76.700						
2 1/2"	63.500						
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.070						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N° 4	4.760						
N° 8	2.380						
N° 10	2.000						
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	0.0	0.0	0.0	100		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	2.0	1.0	1.0	99		
N° 50	0.297						
N° 80	0.177						
N° 100	0.149	4.0	2.0	3.0	97		
N° 200	0.074	32.0	16.0	19.0	81		
<200		162.0	81.0	100.0	-		
	TOTAL	200.0					

DESCRIPCION DE LA MUESTRA:

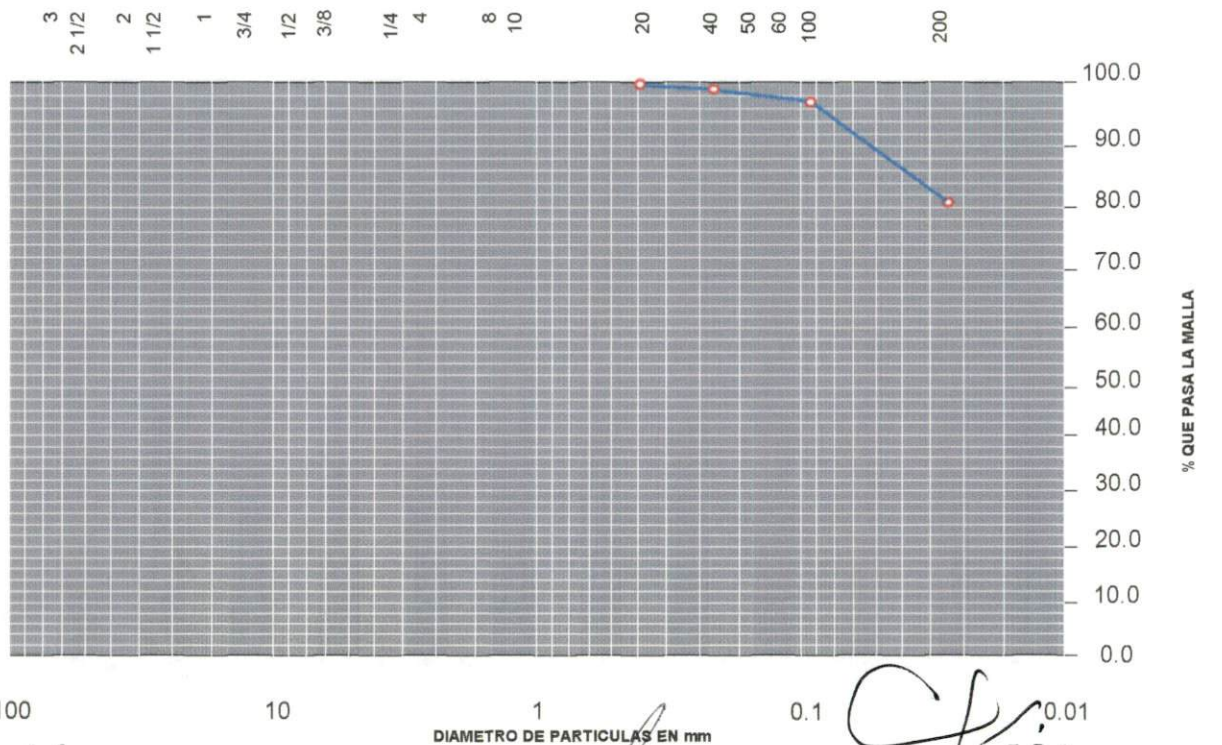
Peso Inicial	:	200 gr.
Limite Líquido	:	30.07
Limite Plástico	:	18.8
Indice Plástico	:	11.27
CLASIF. USCS	:	CL

OBSERVACIONES:

Material Limo arcilloso orgánico de color marrón oscuro con regular % de restos vegetales de mediana a baja compresibilidad y expansión

Humedad Natural : 31%

CURVA GRANULOMETRICA



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

INGENIERO
RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

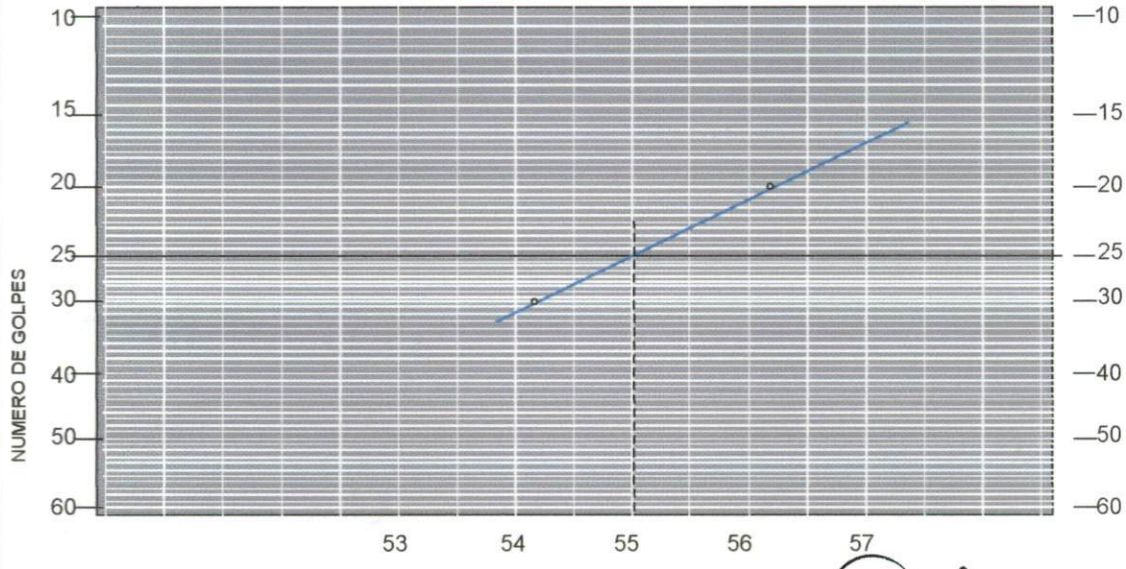
PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU" — **PROF.:** 0.80 - 2.00 mts.

SOLICITADO POR: INGº NIXON ODICIO ASAYAC — **REALIZADO POR:** TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata N° 01 - M 2 — **FECHA:** NOV.2001

LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD

			LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
NUMERO DE GOLPES			30		20					
TARRO N°		#	3		16			1		2
1	Suelo Húmedo Tarro	grs.	53.7		59.09			31.81		33.46
2	Suelo Seco tarro	grs.	43.34		46.63			30.32		31.87
3	Peso del Agua	grs.	10.36		12.46			1.49		1.59
4	Peso del Tarro	grs.	24.2		24.45			24.6		25.68
5	Peso del Suelo Seco	grs.	19.14		22.18			5.72		6.19
6	HUMEDAD		54.13	55.05	56.18	55.04		26.05		25.69
L-L=	55.04		L.P. =		25.87		I.P. =		29.17	



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON P. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

NORMA TECNICA ASTM D422-63

PROYECTO:	"EDIFICIOS OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"	REALIZADO POR:	TEC. A. LLERENA
SOLICITADO POR:	ING° NIXON ODICIO ASAYAC	FECHA:	NOV. 2001
MUESTRA:	C-1 M-2	PROF:	0.80 - 2.00 mts

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones Técnicas	
3"	76.700						
2 1/2"	63.500						
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.070						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N° 4	4.760						
N° 8	2.380						
N° 10	2.000						
N° 16	1.190						
N° 20	0.840						
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	0.0	0.0	0.0	100		
N° 50	0.297						
N° 80	0.177						
N° 100	0.149	5.0	2.5	2.5	97.5		
N° 200	0.074	17.0	8.5	11.0	89.0		
<200		178.0	89.0	100.0	-		
	TOTAL	200.0					

DESCRIPCION DE LA MUESTRA:

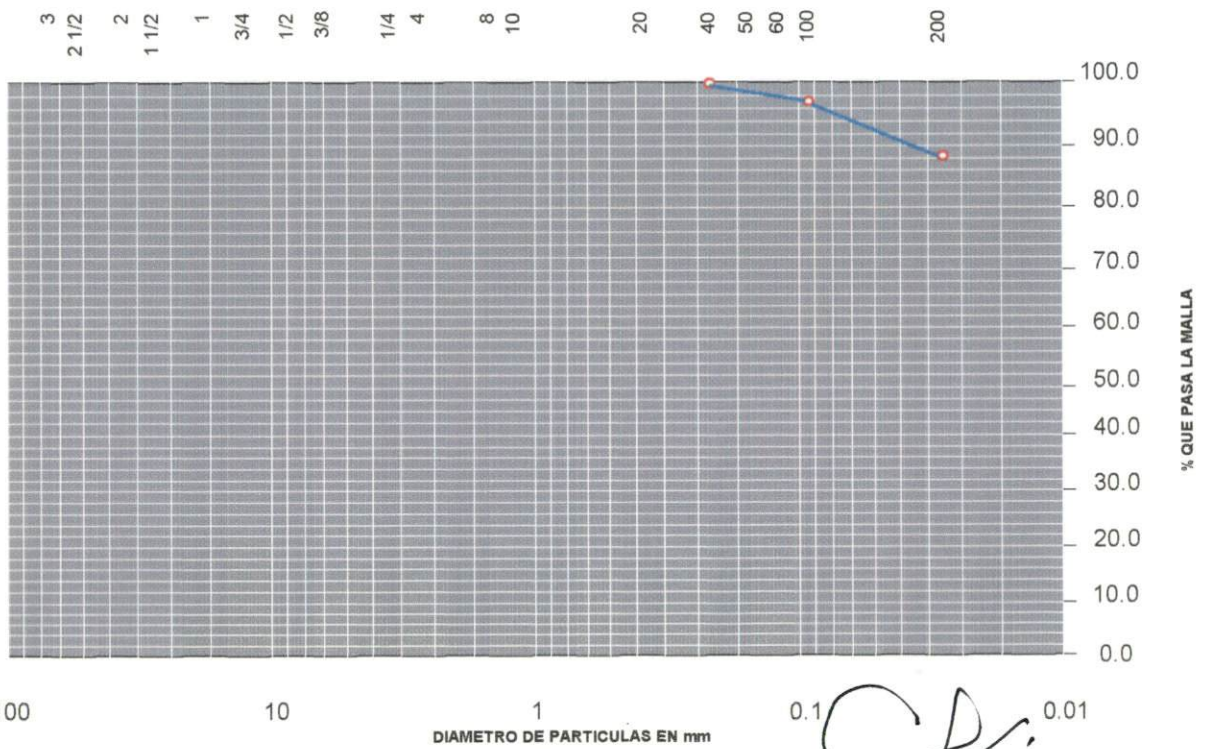
Peso Inicial	:	200 gr.
Limite Liquido	:	55.04
Limite Plástico	:	25.87
Indice Plástico	:	29.17
CLASIF. USCS	:	CH

OBSERVACIONES:

Material arcilla inorgánica con un indice de plasticidad de regular a alta de color blanco jaspeado con betas rojas de regular compresibilidad y expansión con caracteristicas de drenaje casi impermeable

Humedad Natural : 22%

CURVA GRANULOMETRICA



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

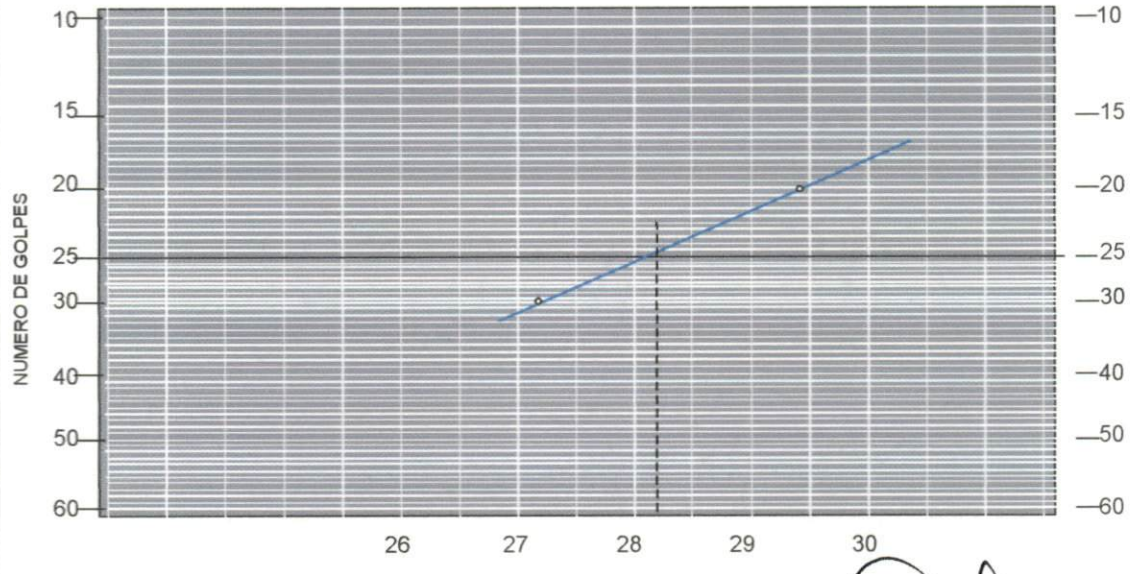
PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU" — **PROF.:** 0.00 - 0.90 mts.

SOLICITADO POR: INGº NIXON ODICIO ASAYAC — **REALIZADO POR:** TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata N° 02 - M 1 — **FECHA:** NOV.2001

LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD

			LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
NUMERO DE GOLPES			30		20					
TARRO N°		#	5		6			1		16
1	Suelo Húmedo Tarro	grs.	42.7		45.25			32.92		31.87
2	Suelo Seco tarro	grs.	38.83		40.78			31.75		30.67
3	Peso del Agua	grs.	3.87		4.47			1.17		1.2
4	Peso del Tarro	grs.	24.55		25.6			25.65		24.70
5	Peso del Suelo Seco	grs.	14.28		15.18			6.1		5.97
6	HUMEDAD		27.10	27.56	29.45	28.85		19.18		20.1
L-L=	28.21		L.P. =		19.64		I.P. =		8.57	



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

NORMA TECNICA ASTM D422-63

PROYECTO:	"EDIFICIOS OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"	REALIZADO POR:	TEC. A. LLERENA
SOLICITADO POR:	ING° NIXON ODICIO ASAYAC	FECHA:	NOV. 2001
MUESTRA:	C-2 M-1	PROF:	0.00 - 0.90

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones Técnicas	
3"	76.700						
2 1/2"	63.500						
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.070						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N° 4	4.760						
N° 8	2.380						
N° 10	2.000						
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	0.0	0.0	0.0	100		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	1.0	0.5	0.5	99.5		
N° 50	0.297						
N° 80	0.177						
N° 100	0.149	5.0	2.5	3.0	97.0		
N° 200	0.074	41.0	20.5	23.5	76.5		
<200		153.0	76.5	100.0	-		
	TOTAL	200.0					

DESCRIPCION DE LA MUESTRA:

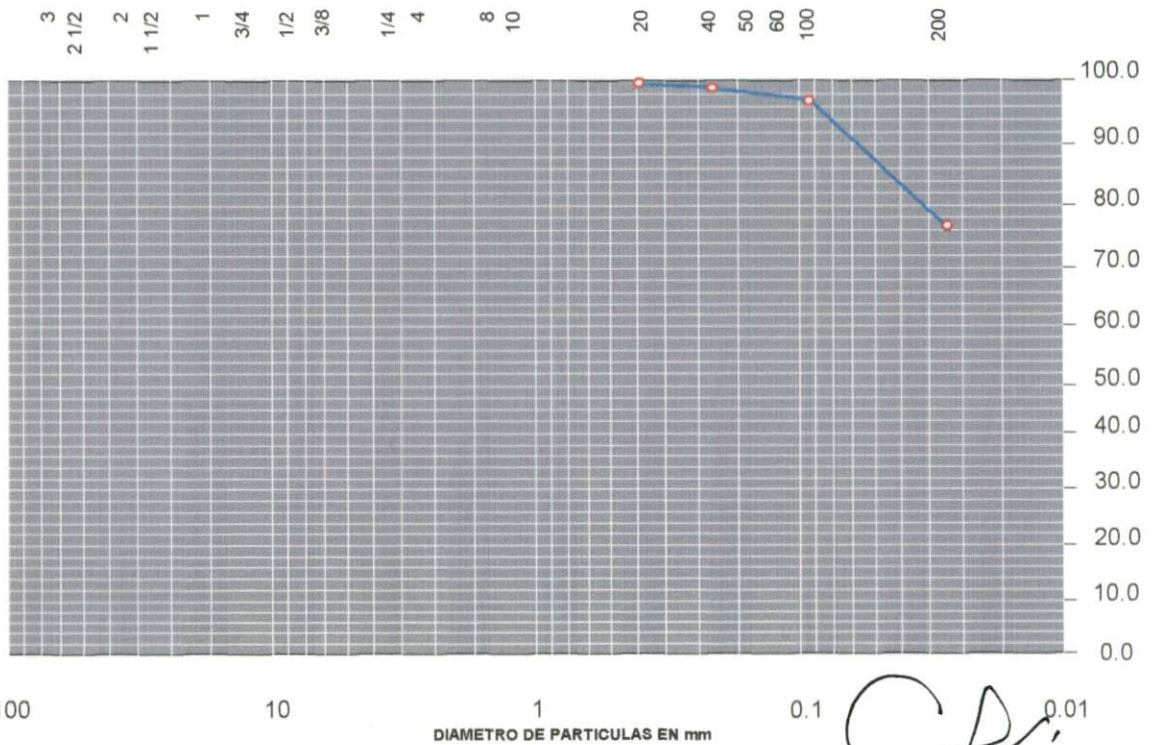
Peso Inicial	:	200 gr.
Limite Liquido	:	28.21
Limite Plástico	:	19.64
Indice Plástico	:	8.57
CLASIF. USCS	:	ML

OBSERVACIONES:

Material Limo arcilloso orgánico de color marrón oscuro con regular % de restos vegetales de mediana compresibilidad y expansión

Humedad Natural : 29.14%

CURVA GRANULOMETRICA



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

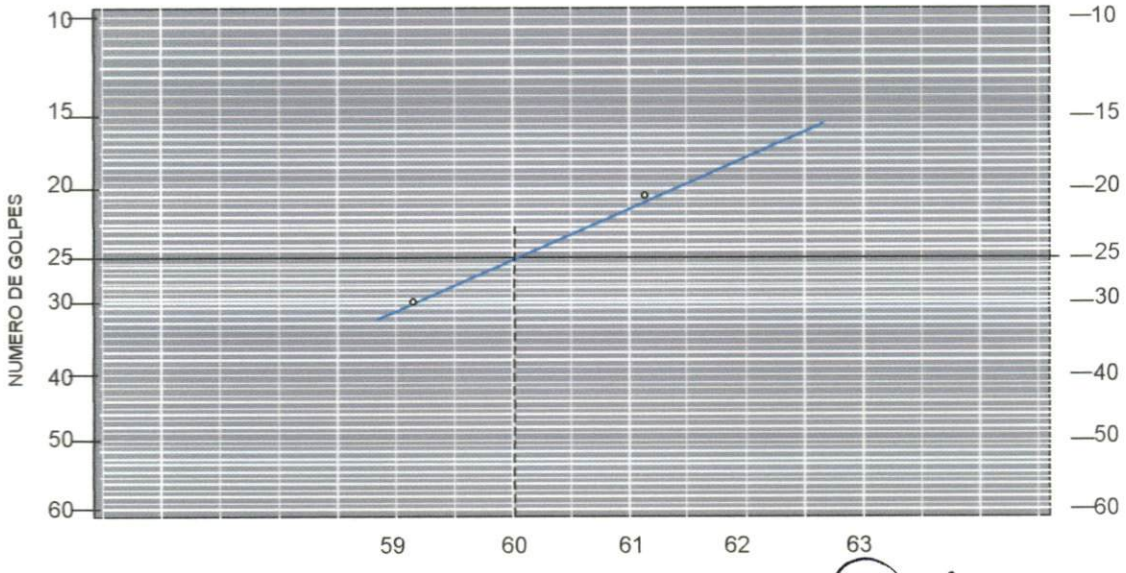
PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU" — **PROF.:** 0.90 - 2.00 mts.

SOLICITADO POR: ING° NIXON ODICIO ASAYAC — **REALIZADO POR:** TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata N° 02 - M 2 — **FECHA:** NOV.2001

LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD

			LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
NUMERO DE GOLPES			30		20					
TARRO N°		#	16		12			13		17
1	Suelo Húmedo Tarro	grs.	56.86		56.74			13.52		12.11
2	Suelo Seco tarro	grs.	43.76		44.56			11.51		10.44
3	Peso del Agua	grs.	13.1		12.18			2.01		1.67
4	Peso del Tarro	grs.	21.6		24.65			4.1		4.12
5	Peso del Suelo Seco	grs.	22.16		19.91			7.41		6.32
6	HUMEDAD		59.12	60.12	61.18	59.94		27.16		26.42
L-L=	60.03		L.P. =	26.79			I.P. =	33.24		



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

NORMA TECNICA ASTM D422-63

PROYECTO:	"EDIFICIOS OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"	REALIZADO POR:	TEC. A. LLERENA
SOLICITADO POR:	ING° NIXON ODICIO ASAYAC	FECHA:	NOV. 2001
MUESTRA:	C-2 M-2	PROF:	0.90 - 2.00 mts

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Ret.	% Ret. Parcial	% Ret. Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones Técnicas	
3"	76.700						
2 1/2"	63.500						
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.070						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N° 4	4.760						
N° 8	2.380						
N° 10	2.000						
N° 16	1.190						
N° 20	0.840						
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	0.0	0.0	0.0	100		
N° 50	0.297						
N° 80	0.177						
N° 100	0.149	4.0	2.0	2.0	98.0		
N° 200	0.074	18.0	9.0	11.0	89.0		
<200		178.0	89.0	100.0	-		
	TOTAL	200.0					

DESCRIPCION DE LA MUESTRA:

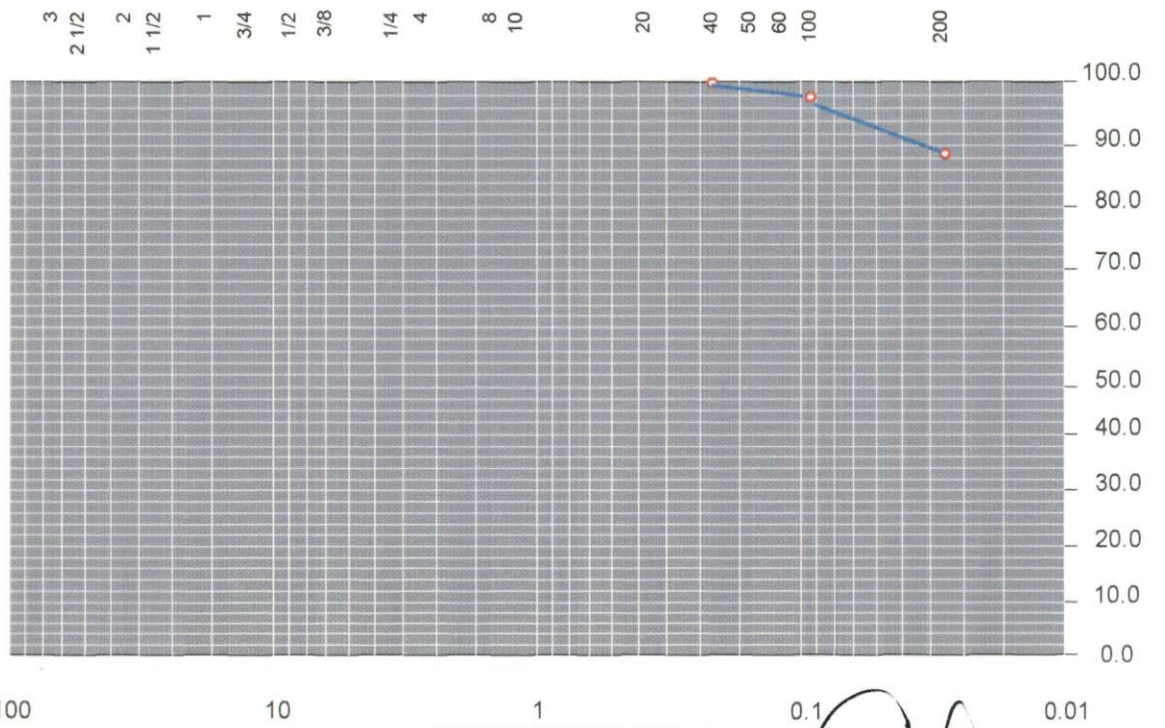
Peso Inicial	:	200 gr.
Límite Líquido	:	60.03
Límite Plástico	:	26.79
Indice Plástico	:	33.24
CLASIF. USCS	:	CH

OBSERVACIONES:

Material arcilla inorgánica con un indice de plasticidad de muy alta de color blanco jaspeado con betas rojas de regular compresibilidad y expansión con caracteristicas de drenaje casi impermeable

Humedad Natural : 19.14%

CURVA GRANULOMETRICA



A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499
INGENIERO RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO: " EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU" **REALIZADO POR:** TEC. A. LLERENA

SOLICITADO POR: INGº NIXON ODICIO ASAYAC **FECHA:** NOV.2001

LADO: DERECHO

PROF.: 0.00 - 0.80 mts. **PROF.: 0.80 - 2.00 mts.**

CONTROL DE HUMEDAD

ENSAYO Nº	01		02	
Tarro Nº	17		19	
Suelo Húmedo Tarro	47.02		44.45	
Suelo Seco tarro	41.62		40.42	
Peso del Agua	5.40		4.03	
Peso del Tarro	24.20		22.10	
Peso del Suelo Seco	17.42		18.32	
HUMEDAD%	31.00		22.00	
PROMEDIO	**31.00%**		**22.00%**	

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499

A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

INGENIERO RESPONSABLE

PROYECTO: EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU

CUADRO DE CLASIFICACIONES

CALICATA	C-1	
MUESTRA	M-1	M-2
PROFUNDIDAD	0.00 - 0.80	0.80 - 2.00
RETIENEN MALLA Nº 4	--	--
PASA LA MALLA 200	81.00	89.00
LIMITE LÍQUIDO	30.07	55.04
INDICE PLÁSTICO	11.27	29.17
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CH

CALICATA	C-2	
MUESTRA	M-1	M-2
PROFUNDIDAD	0.00 - 0.90	0.90 - 2.00
RETIENEN MALLA Nº 4	--	--
PASA LA MALLA 200	76.50	89.00
LIMITE LÍQUIDO	28.20	60.03
INDICE PLÁSTICO	8.57	33.24
CLASIFICACIÓN SUCS	ML	CH

A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499

INGENIERO RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"

TIPO DE EXCAVACIÓN : A CIELO ABIERTO

SOLICITADO POR: ING° NIXON ODICIO ASAYAC

REALIZADO POR: TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata N° 01 - M 1-2

FECHA: NOV.2001

CARACTERISTICAS DEL ESTRATO

PROF. (mt)	Muestra	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASF(USCS)	OBSERVACION
0 – 0.8	01	MATERIAL LIMO ARCILLOSO ORGÁNICO DE COLOR MARRÓN OSCURO CON REGULAR % DE RESTOS VEGETALES DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN SEMICOMPACTO HUMEDAD NATURAL : 31.00%	CL	
0.9 – 2.0	02	MATERIAL ARCILLOSO INORGÁNICO CON UN INDICE DE PLASTICIDAD REGULAR A ALTO, DE COLOR BLANCO JASPEADO CON BETAS ROJAS DE REGULAR COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN, CON CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE CASI IMPERMEABLE. CON TERRENO DE FUNDACIÓN: DE REGULAR A BUENO HUMEDAD NATURAL : 22.00%	CH	
2.1 – 3.5				

A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP. 44499

INGENIERO RESPONSABLE

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: "EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS UNU"

TIPO DE EXCAVACIÓN : A CIELO ABIERTO

SOLICITADO POR: INGº NIXON ODICIO ASAYAC

REALIZADO POR: TEC. A. LLERENA

EXCAVACION: Calicata Nº 02 - M 1-2

FECHA: NOV.2001

CARACTERISTICAS DEL ESTRATO

PROF. (mt)	Muestra	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASF(USCS)	OBSERVACION
0 – 0.9	01	MATERIAL LIMO ARCILLOSO ORGÁNICO DE COLOR MARRÓN OSCURO CON REGULAR % DE RESTOS VEGETALES DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN SEMICOMPACTO HUMEDAD NATURAL : 29.14%	ML	
1.0 – 2.0	02	MATERIAL ARCILLOSO INORGÁNICO CON UN INDICE DE PLASTICIDAD REGULAR A ALTO, DE COLOR BLANCO JASPEADO CON BETAS ROJAS DE REGULAR COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN, CON CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE CASI IMPERMEABLE. CON TERRENO DE FUNDACIÓN: DE REGULAR A BUENO HUMEDAD NATURAL : 19.14%	CH	
2.1 – 3.5				

A. LLERENA LLERENA
TECNICO LABORATORISTA

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499

INGENIERO RESPONSABLE

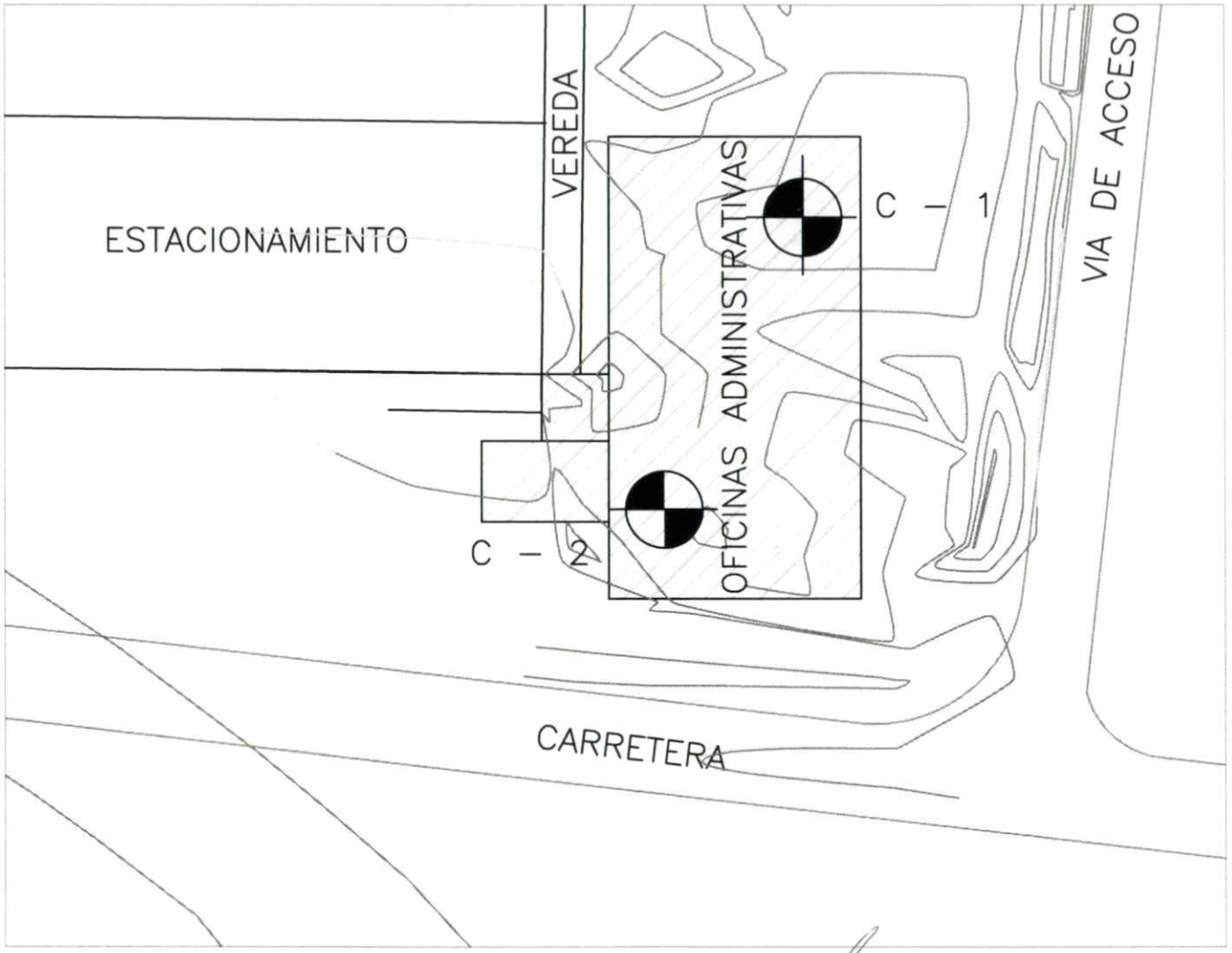
PLANO DE UBICACIÓN

LOCALIZACION GENERAL

UBICACION

DEPARTAMENTO	UCAYALI
PROVINCIA	CORONEL PORTILLO
DISTRITO	YARINACOCHA
LUGAR	CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI





UBICACION
ESCALA: S/E

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499

PISCINA OLIMPICA – UNU
UCAYALI, PUCALLPA

PLANO DE CALICATAS
EDIF. OFICINAS ADMINISTRATIVAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
PUCALLPA, PERU

NIXON ODICIO ASAYAC
INGENIERO CONSULTOR

Lámina N°:
C-01

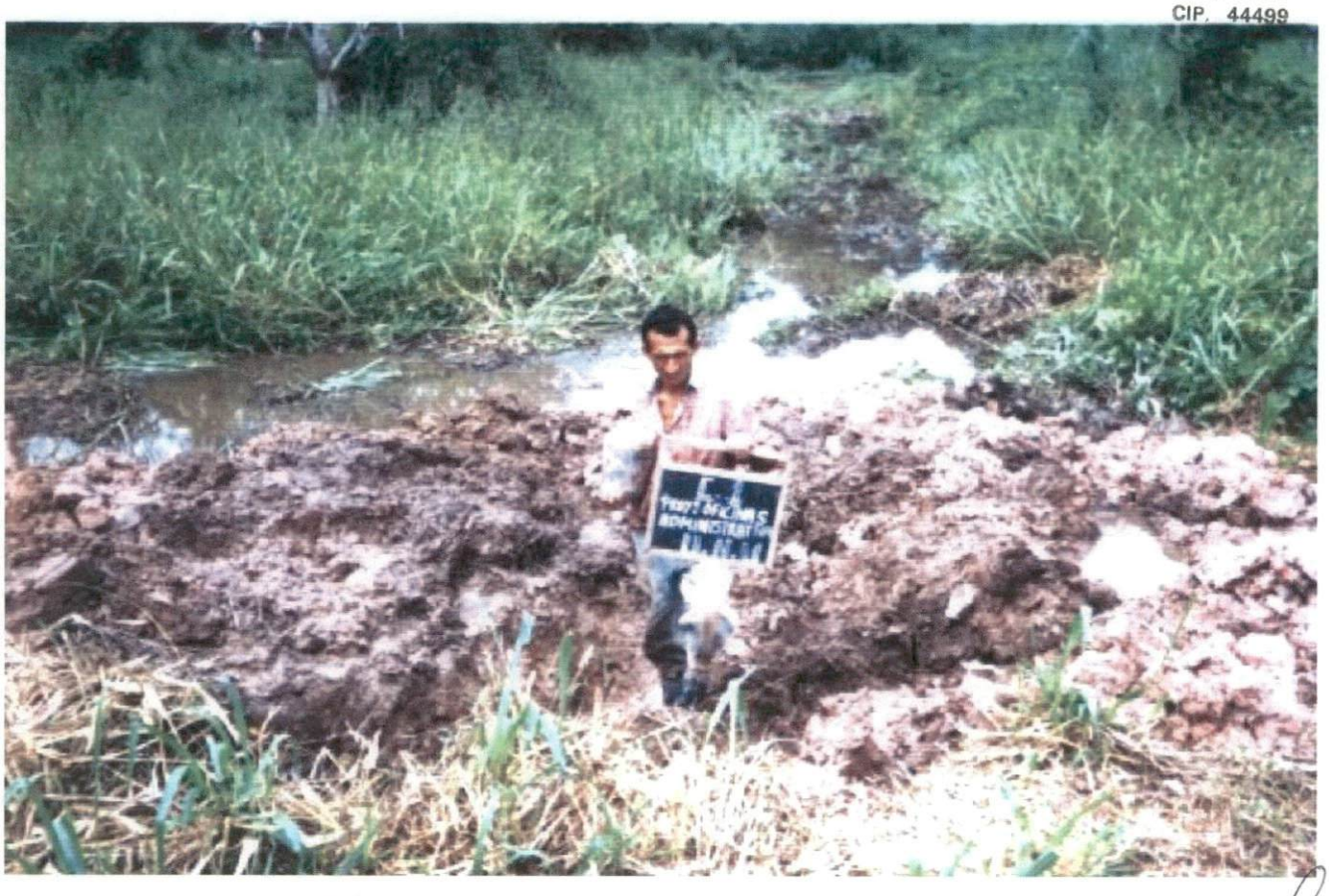
PANEL FOTOGRÁFICO

PROYECTO : EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS-UNU



VISTAS DEL AREA PROYECTADA

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP. 44499



SE APRECIA MATERIAL ORGANICO SUPERFICIE

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP 44499

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

PROYECTO : EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS - UNU



CAPA MATERIAL ORGANICO A 0.80 Mts.

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499



PERFIL ESTRATIGRAFICO MATERIAL INORGANICO

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

PROYECTO : OFICINAS ADMINISTRATIVAS - UNU



TOMA DE MUESTRA MATERIAL INORGANICO SEGUNDA CAPA

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499



PERFIL ESTRATIGRAFICO CALICATA N° 2

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

PROYECTO : EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS - UNU



TOMA DE MUESTRA PRIMERA CAPA CALICATA N° 2

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP. 44499



PERFIL ESTRATIGRAFICO MATERIAL ORGANICO A 0.90 Mts.

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING. CIVIL
CIP 44499

NIXON E. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

PROYECTO : EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS - UNU



UBICACION DE CALICATA N° 2

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP. 44499



MATERIAL ORGANICO EN LA PARTE SUPERFICIAL

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP 44499

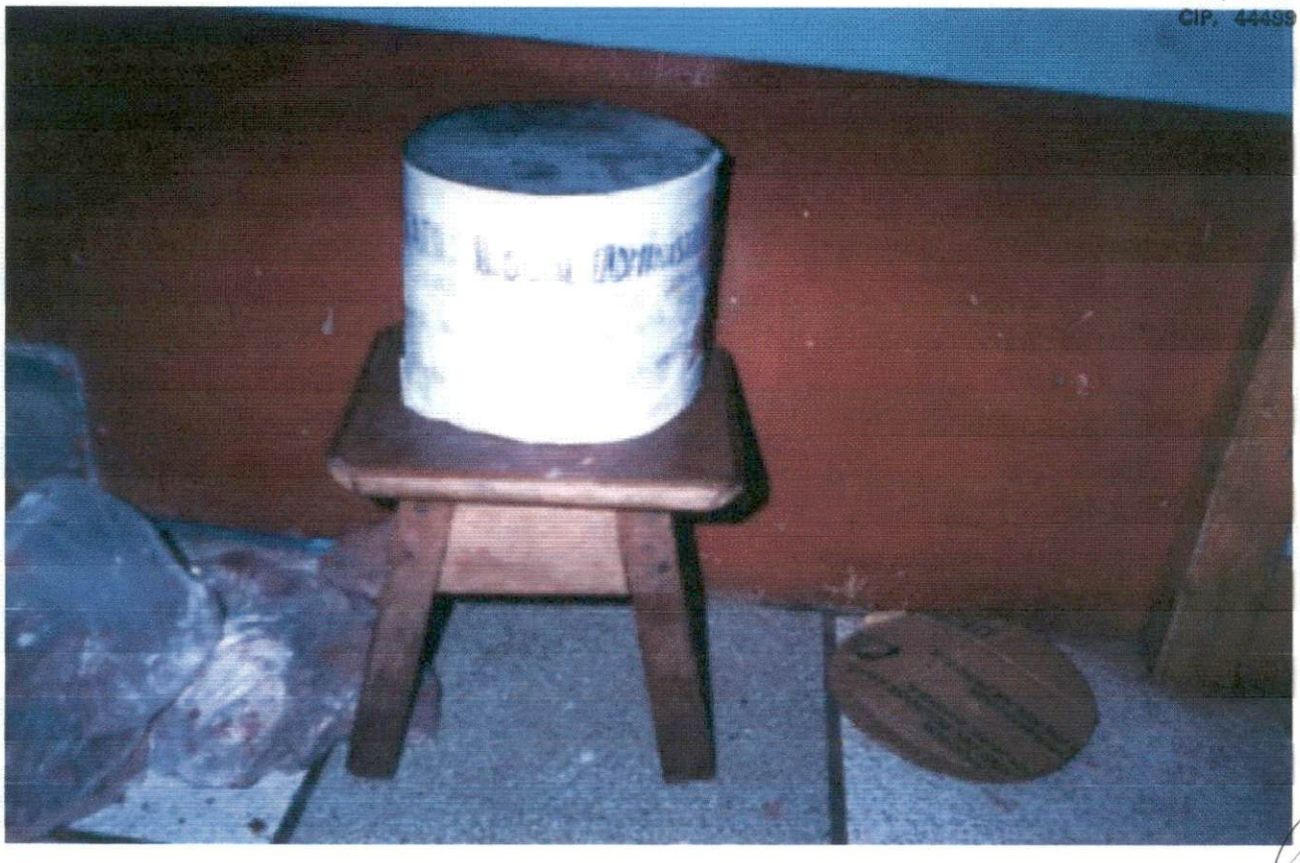
NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

PROYECTO : EDIFICIO OFICINAS ADMINISTRATIVAS - UNU



MUESTRA INALTERADA EXTRAIDA CALICATA N° I

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499



MUESTRA INALTERADA PRAFINICA CALICATA N° 1

C. MARCO PASCO RODRIGUEZ
ING, CIVIL
CIP, 44499

NIXON F. ODICIO ASAYAC
Ingeniero Consultor
C.I.P. 35110

ANEXO N°06 DOCUMENTO ADMINISTRATIVOS

AUTORIZACION DE INGRESO

SRES.
VIGILANCIA "EMPRESA FORCE"

Quien suscribe: Jefe de la Unidad de Recursos Humanos CPCC. Roger Zevallos Ramirez.

Autoriza el ingreso al Bach. PAUL ERNESTO QUIROZ TOLENTINO y ayudante JAMES JOSEPH TRUJILLO APAC, los dias del 23 de Agosto al 4 de Setiembre todo el dia, para la ejecucion de un ensayo de ESCLEROMETRIA, con la finalidad de desarrollar la fase de ejecucion de tesis, denominada: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNU, ingresando por la puerta de la Av. Tupac.

Debiendo brindarle las facilidades del caso.

Pucallpa, 24 de Agosto de 2021.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
DIRECCION GENERAL DE ADMINISTRACIÓN
UNIDAD DE RECURSOS HUMANOS
CPCC. ROGER ZEVALLOS RAMIREZ
JEFE