

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
LABORATORIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
DE LA UNSCH MEDIANTE MÉTODOS NO LINEALES

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

RICARDO QUISPE SÁNCHEZ

ASESOR

ING. RUBEN A. YACHAPA CONDEÑA

AYACUCHO - PERÚ

2018

Dedicatoria

A la memoria de mis padres *Virgilio y Criselda* ,
por su apoyo, consejos, comprensión, amor.
Quienes mi inculcaron valores y principios.

Y a mi hijo *Erwin*, por ser el motivo de mi
superación y lucha por seguir adelante.

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a Dios por haberme permitido culminar satisfactoriamente mis estudios.

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, cuna de mi formación profesional. Y a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, en especial a cada uno de los docentes que laboran en ella por sus invalorable aportes en mi formación académica.

Al Ing. Rubén A. Yachapa Condeña por su disponibilidad para el asesoramiento de la presente tesis durante todo el tiempo en que se desarrolló, y por todos los conocimientos brindados durante mi formación profesional.

Y a todas las personas y amigos que de una u otra manera contribuyeron en la realización del presente tesis, **gracias a todos.**

Índice general

Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Índice general	III
Índice de tablas	VI
Índice de figuras	IX
Resumen	XIV
Introducción	1
1. GENERALIDADES	3
1.1. Contextualización del problema	3
1.2. Formulación del problema	5
1.2.1. Problema principal	5
1.2.2. Problemas secundarios	5
1.3. Justificación	5
1.4. Objetivos	6
1.4.1. Objetivo general	6
1.4.2. Objetivos específicos	6
1.5. Hipótesis	6
1.5.1. Hipótesis global	6
1.5.2. Subhipótesis	7
1.6. Variables	7

1.7. Unidad de análisis	7
1.8. Tipo y nivel de investigación	7
1.8.1. Tipo de investigación	7
1.8.2. Nivel de investigación	7
1.8.3. Diseño de la investigación	8
1.9. Fuentes de información	8
1.10. Instrumentos utilizados	8
1.11. Técnicas de recolección de datos	8
1.12. Procesamiento de datos	8
2. DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES	9
2.1. Introducción	9
2.2. Niveles de desempeño sísmico	10
2.3. Niveles de peligro sísmico	11
2.4. Objetivos de desempeño sísmico	11
3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	13
3.1. Introducción	13
3.2. Curva de capacidad	13
3.3. Espectro de demanda	14
3.4. Punto de desempeño	17
3.4.1. Método del espectro de capacidad (ATC-40)	18
3.4.2. Método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-356)	30
4. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (ADNL)	34
4.1. Introducción	34
4.2. Ecuación de equilibrio dinámico	34
4.2.1. Matriz de masa	35
4.2.2. Matriz de amortiguamiento	36
4.2.3. Matriz de rigidez	37
4.3. Obtención de la respuesta dinámica	38
4.3.1. Método de Newmark	38
4.4. Respuesta histerética	44

4.5. Movimientos sísmicos	49
4.5.1. Sismos tectónicos	49
4.5.2. Ondas sísmicas	51
4.5.3. Medida de los sismos	52
4.6. Peligro sísmico	54
4.6.1. Análisis de peligro sísmico probabilístico	54
4.7. Registros de aceleración	75
4.7.1. Espectros de respuesta	77
4.7.2. Escalamiento de registros sísmicos	80
4.8. Análisis dinámico incremental (IDA)	82
4.8.1. Curvas IDA	84
5. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	85
5.1. Introducción	85
5.2. Descripción de la edificación	85
5.3. Elaboración del modelo estructural	90
5.4. Resultados del análisis no lineal	104
5.5. Criterios de evaluación del desempeño sísmico	115
5.6. Evaluación del desempeño sísmico del edificio	119
5.7. Reforzamiento del edificio	120
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
6.1. Conclusiones	126
6.2. Recomendaciones	127
Referencias Bibliográficas	128
Anexos	132
Anexo A. Acelerogramas de los registros sísmicos seleccionados	132
Anexo B. Planos del edificio	137

Índice de tablas

2.1. Definiciones del desempeño estructural según las publicaciones NEHRP y VI-SIÓN 2000 (Aguiar 2003) [1].	10
2.2. Niveles de peligro sísmico	11
2.3. Objetivos de Desempeño estructural	12
3.1. Aceleración de la zona 4, de mayor peligrosidad sísmica del Perú	15
3.2. Aceleración máxima de la zona 2, para los diferentes niveles de peligro sísmico	16
3.3. Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k	25
3.4. Mínimos valores permitidos de SR_A y SR_V	26
3.5. Valores para el factor de modificación C_0	32
3.6. Valores para el factor de modificación C_2	33
4.1. Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Youngs et al. (1997) [2].	58
4.2. Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en suelo propuesta por Youngs et al. (1997) [2].	59
4.3. Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997) [3].	60
4.4. Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997) [3].	60
4.5. Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas de interfase	67
4.6. Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas de intraplaca	70
4.7. Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas continentales	72
4.8. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas	73
4.9. Sismos seleccionados de los producidos en el Perú entre los años 1951 a 2007 .	76

5.1. Factores de reducción de momento de inercia considerados por el código ACI 318S-08	93
5.2. Factores de reducción de momento de inercia considerados por Paulay y Priestley	94
5.3. Parámetros para la obtención del espectro de demanda en la dirección X-X	96
5.4. Control de desplazamiento en la dirección X-X	97
5.5. Control de desplazamiento en la dirección Y-Y	98
5.6. Control de desplazamiento en la dirección X-X, Para I_{cr}	98
5.7. Control de desplazamiento en la dirección Y-Y, Para I_{cr}	98
5.8. Distribución en altura del cortante basal.	101
5.9. Parámetros para la obtención del espectro de demanda elástico.	101
5.10. Espectro elástico para diferentes niveles de peligro sísmico	102
5.11. Punto de desempeño sísmico del edificio.	107
5.12. Desplazamientos máximos del techo, Derivas máximas de entrepiso , media y media + 1σ (84%)	110
5.13. Desplazamiento máximo del techo para diferentes niveles de peligro sísmico.	112
5.14. Deriva máximo del entrepiso para diferentes niveles de peligro sísmico.	112
5.15. Fuerza cortante en la base para diferentes niveles de peligro sísmico.	112
5.16. Drift máx. global para un sismo ocasional (PGA = 0.48 g).	112
5.17. Drift máx. global para un sismo raro (PGA = 0.75 g).	113
5.18. Drift máx. global para un sismo muy raro (PGA = 0.93 g).	113
5.19. Comparación del punto de desempeño estructural del módulo analizado.	115
5.20. Límites de la distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño y estado de daño asociado.	116
5.21. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams (Table 6-7 de FEMA 356)	117
5.22. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns (Table 6-8 de FEMA 356)	118
5.23. Objetivos de desempeño sísmico esperados y reales del edificio.	119
5.24. Verificación del desempeño estructural del edificio.	120
5.25. Control de desplazamiento en la dirección X-X.	122
5.26. Control de desplazamiento en la dirección Y-Y.	123

5.27. Punto de desempeño sísmico del edificio reforzado.	123
5.28. Objetivos de desempeño sísmico esperados y reales del edificio reforzado. . . .	125

Índice de figuras

3.1. Esquema del proceso de obtención de la curva de capacidad.	14
3.2. Espectro elástico de aceleración (Norma técnica E.030).	15
3.3. Espectro elástico de pseudo aceleraciones para diferentes niveles de peligro sísmico	17
3.4. Conversión del espectro de demanda al formato ADRS	19
3.5. Procedimiento para obtener el espectro de Capacidad.	19
3.6. Determinación del punto de desempeño tentativo	21
3.7. Representación Bilineal del espectro de capacidad	21
3.8. Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral.	23
3.9. Cálculo de energía disipada por la estructura E_D	23
3.10. Reducción del espectro de demanda Elástico	26
3.11. Esquema del proceso de cálculo del punto de desempeño	27
3.12. Espectro de diseño elástico Newmark-Hall.	29
3.13. Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000).	31
4.1. Gráfica del Amortiguamiento de Rayleigh.	37
4.2. Gráfica de Fuerza-Desplazamiento en rango Lineal y No Lineal.	37
4.3. Esquema de iteración de Newton Raphson en un problema dinámico no lineal (Barbat y Miguel Canet 1994)[4].	42
4.4. Curva fuerza-deformación para un material inelástico.	44
4.5. Disipación de energía en un sistema inelástico.	45
4.6. Material: (a) linealmente elástico, (b) no linealmente elástico, e (c) inelástico.	45
4.7. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	46
4.8. Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado.	46
4.9. Comportamiento histéretico de elementos estructurales de concreto reforzado.	47

4.10. (a) Regla de histéresis con degradación de la resistencia, (b) Regla de histéresis con degradación de la rigidez.	48
4.11. Energía disipada y estrangulamiento de los ciclos de histéresis.	48
4.12. Ubicación de los tipos de sismos en la zona de subducción y continental; A) representa donde se origina los sismos de interfase; B) representa donde se origina los sismos de intraplaca; C) representa donde se origina los sismos continentales.	51
4.13. Ondas sísmicas principales (Julio Kuroiwa, 2002) [5].	52
4.14. Esquematación del análisis del peligro sísmico probabilístico.	55
4.15. Fuentes sismogénicas de subducción: Interfase (SENCICO) [6].	63
4.16. Fuentes sismogénicas de subducción: Intraplaca (SENCICO) [6].	64
4.17. Fuentes sismogénicas continentales (SENCICO) [6].	65
4.18. Curvas de peligro sísmico.	74
4.19. Espectro de peligro uniforme.	74
4.20. Comparación entre el espectro de peligro uniforme y el espectro de diseño (E.030)	75
4.21. Esquema del proceso de cálculo del espectro de respuesta.	78
4.22. Espectro de respuesta de los sismos seleccionados, con 5% de amortiguamiento.	80
4.23. Esquema propuesta para determinar el factor de escala.	81
4.24. Espectro de repuestas sin escalar y el espectro de diseño propuesta por la Norma Técnica E.030 como espectro objetivo.	81
4.25. Espectro de repuestas escaladas en base al periodo fundamental de la estructura $T = 0.99s$	82
4.26. Esquema del proceso de obtención de las curvas IDA.	83
4.27. Obtención de la Curva IDA, mediante el análisis probabilístico (Vamvatsikos Cornell, 2002)[7].	84
5.1. Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.	86
5.2. Distribución general del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.	87
5.3. Corte arquitectónico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.	88
5.4. Distribución del primer piso del módulo 01 del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.	89

5.5. Curvatura de un elemento a flexión	91
5.6. Relación momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas .	93
5.7. Modelo de rótula de plasticidad concentrada (a) y (b), y modelo de rótula de plasticidad distribuida (c), (d) y (e).	95
5.8. Modelo de rótula de plasticidad concentrada en vigas y columnas.	95
5.9. Espectro inelástico de pseudo aceleración en la dirección X-X	96
5.10. Espectro inelástico de pseudo aceleración en la dirección Y-Y	97
5.11. Propiedades no lineales del concreto.	99
5.12. Propiedades no lineales del acero.	99
5.13. Definición de las secciones de las de vigas y columnas.	100
5.14. Asignación de rotulas plásticas a los elementos viga y columna.	100
5.15. Espectro elástico de pseudo aceleraciones para el sismo ocasional, raro y muy raro	103
5.16. Función tiempo historia.	103
5.17. Casos de carga para el análisis estático no lineal.	104
5.18. Casos de carga para el análisis dinámico no lineal.	104
5.19. Secuencia de formación de las rotulas plásticas, vista 3D	105
5.20. Punto de desempeño del edificio para el sismo ocasional.	105
5.21. Punto de desempeño del edificio para el sismo raro.	106
5.22. Punto de desempeño del edificio para el sismo muy raro.	106
5.23. Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 24s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.	107
5.24. Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 32s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.	108
5.25. Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 40s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.	108
5.26. Historial del desplazamiento del centro de masa del ultimo nivel, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.	109
5.27. Curvas IDA de aceleración vs desplazamiento máximo de techo, media - 1σ (16%), media y media + 1σ (84%).	111

5.28. Curvas IDA de aceleración vs deriva máximo de entrepiso, media - 1σ (16 %), media y media + 1σ (84 %).	111
5.29. Drift máximo global, media - 1σ (16 %), media y media + 1σ (84 %) para un sismo ocasional.	113
5.30. Drift máximo global, media - 1σ (16 %), media y media + 1σ (84 %) para un sismo raro.	114
5.31. Drift máximo global, media - 1σ (16 %), media y media + 1σ (84 %) para un sismo muy raro.	114
5.32. Sectorización de la curva de capacidad	115
5.33. Relación no lineal fuerza - deformación.	116
5.34. Criterio de aceptabilidad de los elementos.	118
5.35. Nivel de desempeño sísmico del edificio.	119
5.36. Perspectiva del modelo de reforzamiento.	121
5.37. Primer modo de vibración, $T_Y = 0.467s$.	121
5.38. Segundo modo de vibración, $T_Y = 0.427s$.	122
5.39. Tecer modo de vibración, $T_Z = 0.341s$.	122
5.40. Secuencia de formación de rótulas plásticas.	123
5.41. Curva de capacidad del edificio reforzado.	124
5.42. Nivel de desempeño sísmico del edificio reforzado.	124
A.1. 17 de octubre de 1966 (Lima)	132
A.2. 17 de octubre de 1966 (Lima)	132
A.3. 31 de mayo de 1970 (Huaraz)	133
A.4. 31 de mayo de 1970 (Huaraz)	133
A.5. 5 de enero de 1974 (Lima)	133
A.6. 5 de enero de 1974 (Lima)	134
A.7. 3 de octubre de 1974 (Lima)	134
A.8. 3 de octubre de 1974 (Lima)	134
A.9. 9 de noviembre de 1974 (Lima)	135
A.10.9 de noviembre de 1974 (Lima)	135
A.11.23 de junio de 2001 (Arequipa)	135
A.12.23 de junio de 2001 (Arequipa)	136

A.13.15 de agosto de 2007 (Pisco)	136
A.14.15 de agosto de 2007 (Pisco)	136
B.1. Plano planta 1er piso	138
B.2. Plano planta 2do piso	139
B.3. Plano planta 3er piso	140
B.4. Plano planta 4to piso	141
B.5. Plano corte y elevación	142
B.6. Plano cimentación y columnas	143
B.7. Plano aligerado 1er, 2da planta y vigas	144
B.8. Plano vigas	145
B.9. Plano vigas	146
B.10.Plano aligerado 3ra planta	147
B.11.Plano vigas	148
B.12.Plano aligerado 4ta planta y vigas	149
B.13.Plano vigas	150

Resumen

Los eventos sísmicos ocurridos en el mundo y en nuestro país ocasionaron cuantiosos daños materiales y pérdidas de vidas; por lo que es necesario realizar la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones existentes, con el fin de prevenir, mitigar los daños y/o reforzar las edificaciones si fuera necesario. Por estas razones se traza como objetivo de la presente tesis la evaluación del desempeño sísmico de una edificación existente, clasificada como esencial, ante tres niveles de peligro sísmico: Ocasional, raro y muy raro.

En el desarrollo de la tesis se establece los niveles de desempeño sísmico, niveles de peligro sísmico y el objetivo de desempeño sísmico que debe cumplir una edificación esencial ante múltiples niveles de peligro sísmico. El cálculo de la respuesta estructural se realiza mediante el análisis estático no lineal (PUSHOVER) y el análisis dinámico no lineal, en la que se desarrolló el análisis del peligro sísmico probabilístico (PSHA) del sitio de fundación del edificio, obteniendo como resultado las curvas de peligro sísmico y el espectro de peligro uniforme para el nivel de sismo raro, para luego comparar con el espectro de diseño propuesta por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”; así mismo se escalan los registros sísmicos, de los siete sismo más importantes ocurridos en el Perú, considerando el espectro de diseño como espectro objetivo, de tal manera que los espectros de los registros considerados sean compatibles con el espectro objetivo especificado.

La evaluación del desempeño sísmico, se realiza siguiendo las sugerencias del Comité VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). Para su evaluación se determina los objetivos de desempeño sísmico alcanzados por el edificio en su estado actual ante los múltiples niveles de peligro sísmico, en función del desplazamiento en el techo y las derivas máximas de entrepiso.

Introducción

Según los estudios realizados y la opinión de especialistas en este campo, se estima que la capital de nuestro país tendría efectos devastadores ante un evento sísmico severo, debido a la antigüedad e informalidad de sus edificaciones. La gran mayoría de sus edificaciones tendrían daños estructurales muy severas, que finalmente serían demolidas o reparadas por costos muy elevados según sea el nivel de daño; por este motivo es necesario tomar medidas preventivas que puedan mitigar estos daños en nuestro país. En especial las edificaciones esenciales, que deberían estar a salvo para albergar a la población ante una catástrofe sísmico. Esto nos lleva a estudiar y plantear soluciones que van más allá de lo tradicional.

En la presente investigación se realiza la evaluación del desempeño sísmico del edificio del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH, clasificada como edificación esencial por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27], y por las funciones que cumple necesita ser protegida. Para calcular la respuesta estructural se utilizó dos métodos: El análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal. Y la evaluación se realizó siguiendo la propuesta del Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC).

La tesis se desarrolla de la siguiente manera:

El capítulo 1. **Generalidades**, está relacionado con el desarrollo del plan de tesis trata temas como: contextualización del problema, formulación del problema, justificación, objetivos, hipótesis, variables e indicadores, unidad de análisis, tipo y nivel de investigación, Fuentes de información, instrumentos utilizados, técnicas de recolección de datos, procesamiento de datos.

El capítulo 2. **Desempeño sísmico de edificaciones**, se desarrollan concepto específicos

referidos a: Nivel de desempeño sísmico, dónde se estable los niveles de desempeño: Operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención del colapso y colapso; niveles de peligro sísmico, dónde se establece los niveles de peligro sísmico: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro; y así mismo se establece los objetivos de desempeño sísmico de las edificaciones de acuerdo a su importancia para los diferentes niveles de peligro sísmico.

El capítulo 3. **Análisis estático no lineal (PUSHOVER)**, se describe el método de análisis, tratando temas como: Curva de capacidad; espectro de demanda; punto de desempeño, donde se plantea dos métodos para determinar: Método del espectro de capacidad (ATC-40) [8] y el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-356) [9].

El capítulo 4. **Análisis dinámico no lineal (ADNL)**, se describe el método de análisis, tratando temas como: Ecuación de equilibrio dinámico; obtención de respuesta dinámica; respuesta histerética; movimientos sísmicos, en el que se describe los sismos en la zona de subducción y continental, ondas sísmicas y medida de los sismos; peligro sísmico, se desarrolla el análisis del peligro sísmico probabilístico (PSHA), cuyos resultados son las curvas de peligro sísmico y el espectro de peligro uniforme para el nivel de sismo raro del sitio de fundación del edificio; Registro de aceleración, en la que se selecciona siete sismos teniendo en cuenta su magnitud, también se escala los registros alrededor del periodo fundamental teniendo en cuenta el intervalo y el espectro de diseño dada por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” como espectro objetivo, y está probado que esta forma de escalar reduce la dispersión de los datos; y el Análisis dinámico incremental (IDA), en la que describe la obtención de las curvas IDA.

El capítulo 5. **Evaluación del desempeño sísmico**, para la evaluación del desempeño sísmico se ha tomado el edificio del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH, en la que se describe: Las características arquitectónicas y estructurales del edificio; las consideraciones en la elaboración del modelo estructural en el software ETABS 2016 Ultimate 16.2.0; el proceso de obtención de resultados mediante los dos métodos no lineales; y los criterios de evaluación del desempeño del edificio, en la que se describe los objetivos alcanzados por el edificio en función del desplazamiento en el techo y las derivas máximas de entrepiso.

Finaliza con las conclusiones y recomendaciones.

Capítulo 1

GENERALIDADES

1.1. Contextualización del problema

Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes inimaginables y, que vienen ocurriendo en forma constante e impredecible. En tal sentido, se puede constatar las grandes pérdidas de vidas humanas y materiales causadas por los terremotos ocurridos en los últimas décadas: Sumatra – Indonesia de 2004, el terremoto de 9.0 grados seguido de un tsunami cobró la vida de 275,000 personas y millares de desaparecidos; Puerto Príncipe – Haití de 2010, el terremoto de 7.0 grados dejó 317,000 muertos, 1.6 millones de personas sin hogar y miles de heridos; Concepción – Chile de 2010, el terremoto de 8.8 grados seguido de un tsunami, provocó la muerte de 500 personas y 2,700 millones de dólares en pérdida; Quinghai – China de 2010, el evento natural de 7.1 grados ocasionó 2,700 muertos; Isla de Sumatra – Indonesia de 2010, el terremoto de 7.5 grados y posterior tsunami dejó 458 muertos y 88 desaparecidos; Japón de 2011, el terremoto de 9.0 grados y el tsunami subsiguiente dejó un saldo de 15,880 muertos, 2,698 desaparecidos, millones de dólares en pérdida, y que a la vez afectó la central nuclear de Fukushima; y, entre las más actuales tenemos: Indonesia de 2012 con una magnitud de 8.6 grados, China (provincia de Sichuan) de 2014 con una magnitud de 7.0 grados, Pakistán (provincia de Baluchistán) de 2014 con una magnitud de 7.7 grados, Filipinas de 2014 con una 7.2 grados, Nepal de 2015 con una magnitud de 7.9 grados, Chile de 2015 con una magnitud de 8.4 grados, Ecuador de 2016 con una magnitud de 7.6 grados e Italia (provincia de Riete) de 2016 con una magnitud de 6.2 grados.

El Perú, se encuentra en la zona sísmica más activa del mundo, en el llamado cinturón de fuego del Pacífico (Cinturón Circumpacífico), lo que ocasiona una intensa actividad sísmica, con consecuencia devastadoras a lo largo de la historia, como la de: Lima – Callao de 1940, Huacho – Lima de 1966, Huaraz – Ancash de 1970, Cañete – Lima de 1974, Nazca – Ica de 1996, Moquegua de 2001 y Pisco – Ica de 2007.

Los eventos sísmicos, son sucesos que obligan a los ingenieros y demás especialistas en el mundo a tomar medidas y continuar las investigaciones, para poder mitigar los daños devastadores que estos vienen ocasionando hasta la actualidad. Por tal motivo, en 1992 se crea en los Estados Unidos de Norte América el Comité VISION 2000, para presentar la nueva filosofía de diseño sísmico. En 1995 la Asociación de Ingenieros Civiles de California (SEAOC: Structural Engineers Association of California) publicó sus resultados, y en ellos estableció que las estructuras deberán verificar su desempeño sísmico para cuatro eventos sísmicos denominados: frecuente, ocasional, raro y muy raro. Indicando además los parámetros generales con los cuales se obtendrán estos eventos sísmicos. El criterio del comité VISION 2000 es clasificar a las edificaciones ante los eventos sísmicos de acuerdo a su importancia, clasificándolos en: Básicas, Esenciales y de Seguridad Crítica. Así mismo clasifica el desempeño en: Operacional, Funcional, Seguridad de Vida y Cercano al Colapso.

La vigente norma divide al territorio nacional en cuatro zonas. El departamento de Ayacucho, se encuentra en zona de alta a mediana actividad sísmica: zona 4, zona 3 y zona 2, por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de sismos severos es importante. En consecuencia, es necesario la evaluación sísmica de las estructuras existentes diseñadas con las normas anteriores; para tomar decisiones inmediatas de reforzar o no la estructura y a si cumplir con la normativa establecida.

Para propósitos de la tesis se ha elegido la evaluación sísmica del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH, clasificado como Edificación Esencial según la vigente norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”. El trabajo consiste en obtener la respuesta estructural del edificio, mediante el Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER)

y el Análisis Dinámico No Lineal (Tiempo Historia) y, la evaluación del desempeño se hará siguiendo las sugerencias del Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC).

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema principal

1 . ¿Cómo evaluar el desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico, aplicando el Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico No Lineal?

1.2.2. Problemas secundarios

1 . ¿Cuáles son los límites permisibles de un adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico?

2 . ¿Qué parámetros influyen en un adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico?

1.3. Justificación

Los eventos sísmicos ocurridos en el mundo, como en nuestro país, ocasionaron cuantiosos daños materiales y pérdidas de vidas. El Perú, se encuentra en la zona de alta sismicidad, por ello es necesario realizar la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones existentes, con el fin de prevención, mitigación de daños y/o reforzamiento de éstas si fuera necesario.

Es necesario evaluar las edificaciones existentes, en su condición actual, frente a las solicitaciones que establece para este tipo de estructuras el reglamento nacional de edificaciones vigente. La Norma E.030 “Diseño sismorresistente”, ha sufrido modificaciones en los parámetros de diseño, desde su primera publicación hasta la actualidad, trayendo consigo un mayor conocimiento en el criterio de diseño y como filosofía de diseño sismorresistente de evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los

daños a la propiedad, ¿Cómo no querer cumplir estos objetivos en edificios que ya existen y se encuentran en pleno uso?, porque cada edificación diseñada en su tiempo se realizó teniendo en cuenta la normativa vigente y los conocimientos de diseño sismorresistente de aquel entonces.

Realizar estos estudios implica evaluar no sólo la vulnerabilidad estructural sino también la vulnerabilidad no estructural y funcional de este tipo de edificaciones indispensables o esenciales, con el fin de reforzar, intervenir y mejorar su comportamiento estructural y operatividad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

1 . Evaluar el desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico, aplicando el Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico No Lineal.

1.4.2. Objetivos específicos

a . Calcular los límites permisibles de un adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico, mediante el Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico No Lineal.

b . Determinar los parámetros que influyen en un adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico, mediante el Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico No Lineal.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis global

1 . Se evalúa el desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico, aplicando el Análisis Estático No Lineal

y el Análisis Dinámico No Lineal.

1.5.2. Subhipótesis

- a . Los límites permisibles indican el adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico.
- b . Los parámetros influyen en un adecuado desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante diferentes niveles de peligro sísmico.

1.6. Variables

La variable de la investigación es el desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH ante los diferentes niveles de peligro sísmico.

1.7. Unidad de análisis

Según el problema a investigar y de los objetivos que se persigue en esta investigación se ha tomado como unidad de análisis el edificio del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH, calificada como una edificación esencial.

1.8. Tipo y nivel de investigación

1.8.1. Tipo de investigación

De acuerdo a su carácter de estudio la investigación es del tipo aplicada, basada en teorías y leyes conocidas. La investigación aplicada, tiene por objetivo resolver problemas prácticos y de interés social. En nuestro país es necesario que se fomente más la investigación aplicada, para solucionar los problemas específicos de la sociedad.

1.8.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación es explicativa por la participación de causas y efectos, y variables dependientes e independientes en la explicación del problema de investigación.

1.8.3. Diseño de la investigación

La forma como se opera durante la ejecución de la investigación se muestra en una matriz de consistencia de manera general.

1.9. Fuentes de información

La información utilizada proviene de fuentes documentadas libros, revistas y artículos científicos obtenidas de manera física y una gran parte obtenidas de forma digital en páginas de Internet.

1.10. Instrumentos utilizados

Los instrumentos utilizados para la recolección de datos corresponden a fichas técnicas, para registrar datos de libros, revistas y artículos utilizados y almacenadas en un CPU.

1.11. Técnicas de recolección de datos

Consiste principalmente en un análisis documental de la información existente en diferentes medios físicos y electrónicos para ser utilizados durante el desarrollo de la tesis. La información utilizada en el capítulo 5 se ha obtenido de la documentación existente en la oficina de proyectos y estudios de la UNSCH.

1.12. Procesamiento de datos

Para el procesamiento de la información se ha utilizado un CPU, con sistema operativo windows 8, y los diferentes software de apoyo; el EXCEL 2013 en la elaboración de cuadros y sus respectivos cálculos, el AUTOCAD 2017 como herramienta de dibujo, el ETABS 2016 Ultimate 16.2.0 para el modelamiento y análisis de la estructura, el texmaker, JabRef 2.10, Math type 6.7 y otros complementos en la edición de textos.

Capítulo 2

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES

2.1. Introducción

El desempeño sísmico de edificaciones puede ser descrito cualitativamente en términos de seguridad ofrecida a los ocupantes durante y después del evento sísmico, el costo y facilidad de reparación de la edificación, el periodo de tiempo durante el cual la edificación interrumpe su servicio o uso para llevar a cabo la reparación, la economía, la arquitectura e impacto histórico sobre la comunidad. Estas características de desempeño sísmico son relacionadas directamente al grado de daño sufrido por la edificación. El grado de daño de la edificación se categoriza como nivel de desempeño sísmico de la edificación. Cada nivel consiste de un nivel de desempeño estructural, que define los daños aceptables en los elementos estructurales; y de un nivel de desempeño no estructural, que define los daños aceptables en los componentes no estructurales y contenido.

En décadas pasadas el único objetivo de la ingeniería sismorresistente era evitar el colapso de las edificaciones en sismos severos o raros. En la actualidad, se establecen nuevos objetivos de desempeño para diferentes niveles de peligro sísmico. Esta ingeniería basada en el desempeño estima el comportamiento sísmico de la estructura a partir del comportamiento real de los elementos (propiedades lineales y no lineales).

2.2. Niveles de desempeño sísmico

Se refiere a los rangos de daño que una estructura pueda sufrir ante un evento sísmico. Los niveles de desempeño están establecidos en función a tres aspectos fundamentales: Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales; la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños; y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Tabla 2.1: Definiciones del desempeño estructural según las publicaciones NEHRP y VISIÓN 2000 (Aguiar 2003) [1].

NEHRP (FEMA 356)	VISIÓN 2000	DESCRIPCIÓN
Operacional	Completamente Operacional	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.
Ocupación inmediata	Operacional	No hay daño significativo a la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Resguardo de la vida	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.
Prevención de colapso	Cerca de colapso	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

En la tabla 2.1, se muestra los niveles de desempeño propuestos por NEHRP (FEMA 356¹) [9] y del comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10], y una descripción muy resumida de las definiciones utilizadas para los diferentes niveles de desempeño, expresado en términos de los efectos que un sismo puede dejar en las edificaciones.

¹FEMA: Federal Emergency Management Agency

2.3. Niveles de peligro sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones, el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC² (1999) [10] propone cuatro niveles de peligro sísmico definido por un valor de la probabilidad de excedencia en 50 años de exposición. Los valores de la probabilidad de excedencia asociados a cada nivel de peligro sísmico y su equivalencia en valores de periodo de retorno se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Niveles de peligro sísmico

Peligro sísmico	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno TR
Sismo frecuente	69 %	43 años
Sismo Ocasional	50 %	72 años
Sismo Raro	10 %	475 años
Sismo Muy Raro	5 %	975 años

El periodo de retorno T_R puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico de t años, mediante la siguiente expresión:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (2.1)$$

2.4. Objetivos de desempeño sísmico

Los objetivos de desempeño sísmico de las edificaciones se definen por la combinación deseada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de peligro sísmico, según el tipo de edificación. El comité VISIÓN 2000 de la SEAOC (1999) [10] clasifica a las edificaciones en tres tipos, de acuerdo a su importancia: básicas, esenciales y de seguridad crítica.

Los objetivos de desempeño se suelen presentar a través de una tabla de doble entrada llamada matriz de desempeño, como se muestra en la tabla 2.3, en donde las filas corresponden a los niveles de peligro sísmico y las columnas corresponden a los niveles de desempeño deseado. En esta matriz se identifica cada tipo de edificación mediante un color, por lo que los casilleros del color respectivo indica el nivel de desempeño esperado. Y el

²SEAOC: Structural Engineers Association of California

desempeño inaceptable para cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima de color respectivo, así como los casilleros en blanco.

Tabla 2.3: Objetivos de Desempeño estructural

		Niveles de desempeño			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Nivel de peligro sísmico	Sismo frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				
	Sismo Muy Raro				

	Edificaciones básicas: residencias y oficinas
	Edificaciones esenciales: hospitales, destacamentos militares, bomberos
	Edificaciones de seguridad crítica

Capítulo 3

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

3.1. Introducción

El análisis estático no lineal (PUSHOVER) consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales, que toman en cuenta la variación de la rigidez de los elementos. El análisis se efectúa incrementando la carga lateral hasta que la estructura alcance ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable.

3.2. Curva de capacidad

El objetivo central del análisis no lineal estático (PUSHOVER) es la generación de la curva de capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. La curva de capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. De modo que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

Una manera de obtener esta curva, consiste en aplicar acciones laterales incrementales que aumenta paulatinamente los desplazamientos del techo hasta el colapso, como se muestra en la figura 3.1. Conforme se incrementan las acciones laterales, los elementos van incurriendo en el rango inelástico y tanto la rigidez, como la resistencia del sistema en su

conjunto van cambiando.

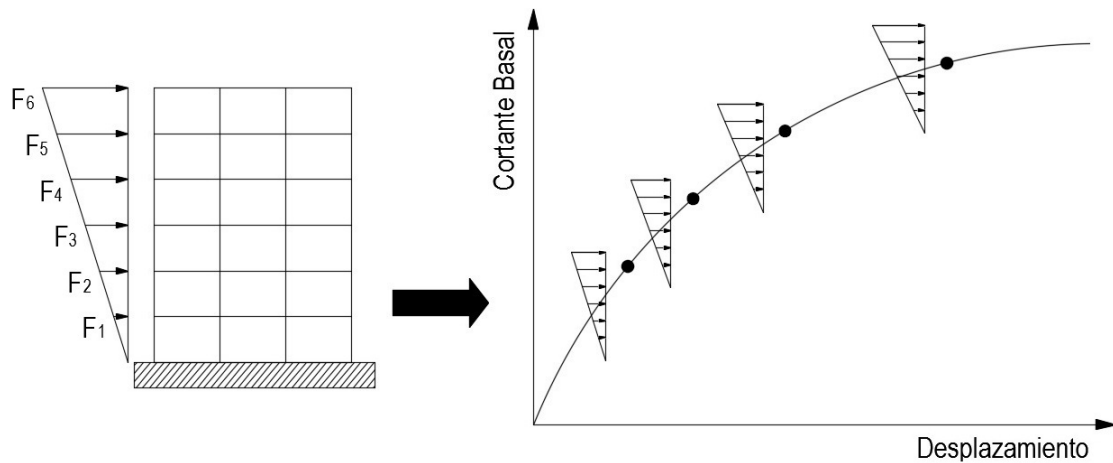


Figura 3.1: Esquema del proceso de obtención de la curva de capacidad.

Para determinar analíticamente la curva de capacidad, es necesario conocer tanto las propiedades geométricas de la estructura, como las propiedades mecánicas de sus elementos.

3.3. Espectro de demanda

El espectro de demanda es una representación gráfica de la respuesta estructural, en términos de aceleración y desplazamiento. Para representar la demanda sísmica en una región determinada se pueden construir espectros de acelerogramas característicos de la zona y aproximarlos a una curva espectral suavizada.

El espectro inelástico de aceleraciones que establece la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27], está definido por la ecuación 3.1, para un 5% de amortiguamiento y corresponde a un sismo catalogado como sismo raro por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10].

$$S_a = \frac{ZUSC}{R}g \quad (3.1)$$

Donde: S_a aceleración espectral, Z coeficiente de factor de zona, U factor de uso e importancia, S parámetro de suelo, C factor de amplificación sísmica, R coeficiente de reducción y g aceleración de la gravedad.

El espectro elástico de aceleraciones se define mediante la ecuación 3.2 y se muestra

en la figura 3.2.

$$S_a = ZSCg \quad (3.2)$$

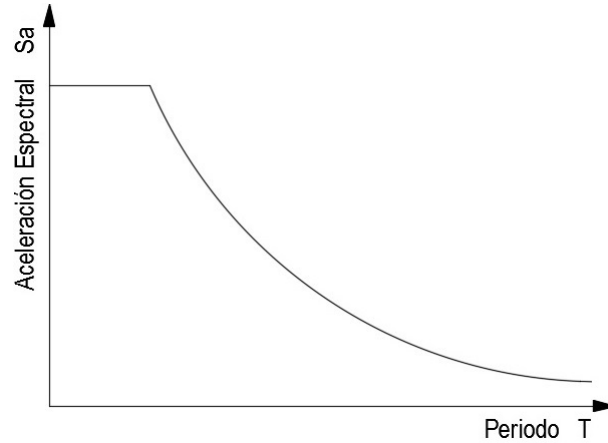


Figura 3.2: Espectro elástico de aceleración (Norma técnica E.030).

Para determinar los diferentes niveles de peligro sísmico propuestas por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10], se tendrá en cuenta las propuestas de los investigadores:

- Muñoz 2002 [11], Silva 2002 [12] y Zegarra 2002 [13], proponen la aceleración máxima en la roca, para la zona de mayor peligrosidad sísmica, establecida por la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente” de 2003, como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Aceleración de la zona 4, de mayor peligrosidad sísmica del Perú

Peligro sísmico	Aceleración Máx. en la roca	
	E.030-2003	E.030-2016
sismo frecuente	0.20 g	0.23 g
sismo ocasional	0.25 g	0.28 g
sismo raro	0.40 g	0.45 g
sismo muy raro	0.50 g	0.56 g

- Aguiar 2003 [1] propone: Para el **sismo frecuente**, obtener espectros para un factor de amortiguamiento del 2 %, empleando la misma forma del espectro elástico que consta en las respectivas normativas sísmicas, pero con un valor de igual al que está en la norma para el sismo raro dividido para tres. Se recomienda usar las ecuaciones de Newmark y Hall para encontrar espectros con cualquier amortiguamiento, estas son:

$$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \ln \xi \quad (3.3)$$

$$\alpha_v = 2.31 - 0.41 \ln \xi \quad (3.4)$$

$$\alpha_d = 1.82 - 0.27 \ln \xi \quad (3.5)$$

Donde: α_a factor de amplificación para la aceleración, α_v factor de amplificación para la velocidad, α_d factor de amplificación para el desplazamiento y ξ factor de amortiguamiento.

Para el **sismo ocasional**, se multiplica las ordenadas espectrales del sismo frecuente por 1.4. Y para el **sismo muy raro** se multiplica el espectro elástico (sismo raro) por 1.3. El **sismo raro** está dada por la norma.

Teniendo en cuenta la propuesta de los investigadores peruanos y Aguiar 2003 [1], se elabora un cuadro comparativo de las aceleraciones máximas para la zona 2, para los diferentes niveles de peligro sísmico propuestos por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10].

Tabla 3.2: Aceleración máxima de la zona 2, para los diferentes niveles de peligro sísmico

Peligro sísmico	Aceleración máxima de la zona 2	
	Muñoz et al	Aguiar
sismo frecuente	0.13 g	0.11 g
sismo ocasional	0.16 g	0.15 g
sismo raro	0.25 g	0.25 g
sismo muy raro	0.31 g	0.33 g

Como se observa en la tabla 3.2, la variación entre las dos propuestas es mínima; por lo que se podría utilizar cualesquiera de las propuestas, para calcular el espectro elástico de pseudo aceleraciones. También las aceleraciones máximas se pueden calcular a partir del estudio del peligro sísmico del sitio de fundación de la estructura, para los diferentes periodos de retorno propuestas por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10].

En la figura 3.3 se muestra la gráfica del espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro.

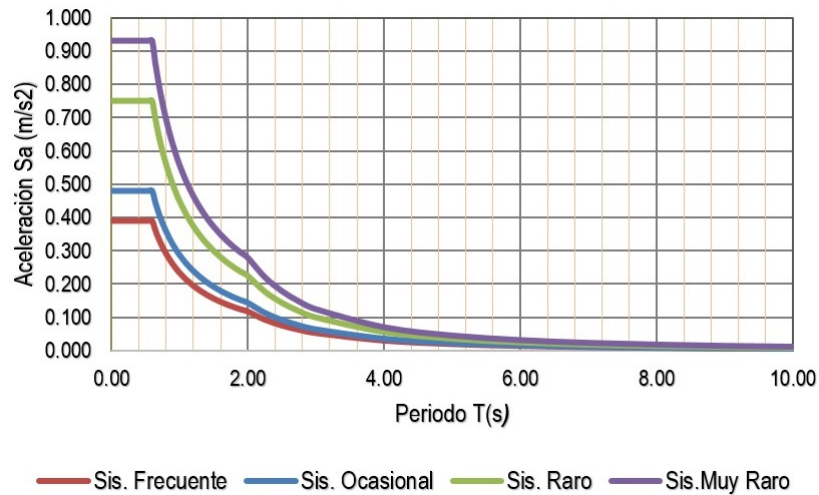


Figura 3.3: Espectro elástico de pseudo aceleraciones para diferentes niveles de peligro sísmico

3.4. Punto de desempeño

Una representación sencilla de las sollicitaciones sísmicas se logra mediante los espectros elásticos de demanda, en formato ADRS¹. Cada punto de este espectro representa una combinación del desplazamiento y la aceleración a la que es llevada una estructura de periodo definido.

La respuesta máxima de una estructura en fuerza y desplazamiento, ante cierto nivel de demanda sísmica se denomina punto de desempeño y corresponde a un punto sobre el espectro de capacidad. Dado que el punto de desempeño representa la respuesta estructural a una sollicitación sísmica definida, éste debe pertenecer también al espectro de demanda.

Si la estructura se comporta elásticamente, el punto de desempeño se halla interceptando los espectros de capacidad y demanda ya que ambos corresponden al régimen elástico. En cambio, si la estructura se comporta inelásticamente, el punto de desempeño no puede obtenerse directamente. Para obtener el punto de desempeño se plantea dos métodos: el método del espectro de capacidad (ATC-40)² [8] y el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-356) [9].

¹ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum

²ATC: Applied Technology Council

3.4.1. Método del espectro de capacidad (ATC-40)

Conversión del espectro de demanda al formato ADRS

El espectro de demanda en formato ADRS se obtendrá utilizando las siguientes ecuaciones:

De la dinámica estructural se sabe que:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (3.6)$$

$$\omega^2 = \frac{S_a}{S_d} \quad (3.7)$$

La pendiente de las líneas radiales en la gráfica ADRS es:

$$m = \frac{S_a}{S_d} \quad (3.8)$$

De la ecuación 3.8 se determina que la pendiente de las líneas radiales es ω^2 , por lo que se dice que estas son rectas de periodo constante, tal como se muestra en la figura 3.4.

Se sabe que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.9)$$

Remplazando la ecuación 3.9 en la ecuación 3.6 se tiene:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad (3.10)$$

Con esta ecuación se obtiene el espectro elástico de respuesta en coordenadas espectrales (ADRS).

La figura 3.4 muestra el espectro de demanda en formato S_a vs T (a) y su conversión al formato ADRS³ (b). Como se observa, en el espectro de demanda en formato S_a vs T , las líneas verticales T_1, T_2, T_3 representa periodos constantes; mientras que, en el formato ADRS, estos periodos se representan por líneas inclinadas que parten desde el origen. El formato ADRS es el más adecuado para los procedimientos de análisis de demanda-capacidad.

³ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum

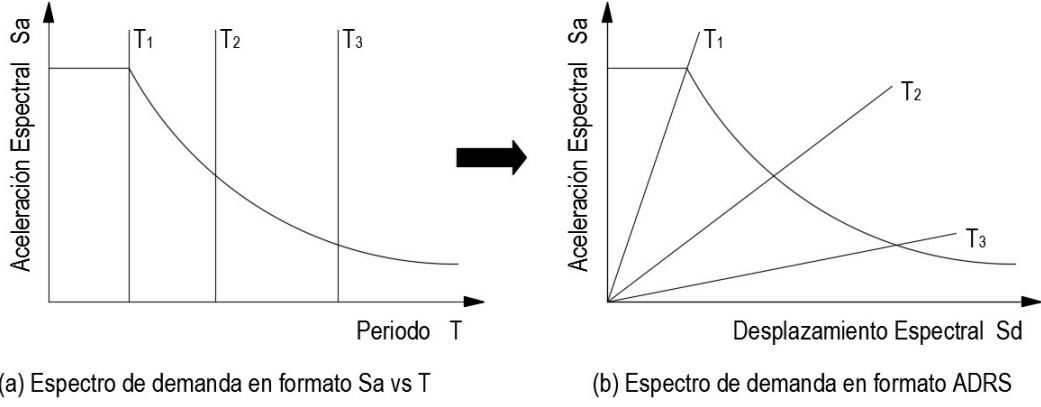


Figura 3.4: Conversión del espectro de demanda al formato ADRS .

Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Una vez obtenida la curva de capacidad, se debe pasar a coordenadas espectrales usando las propiedades dinámicas de la estructura. Considerando el primer modo de vibración, las ecuaciones básicas de cálculo son las siguientes:

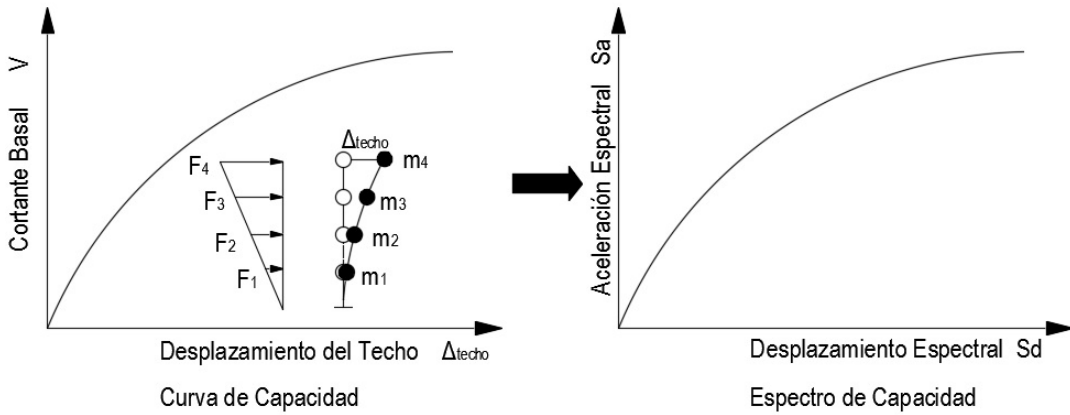


Figura 3.5: Procedimiento para obtener el espectro de Capacidad.

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\omega_x \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^n (\omega_x \phi_{i1}^2) / g} \right] V \quad (3.11)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^n (\omega_x \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^n W_i / g] [\sum_{i=1}^n (\omega_x \phi_{i1}^2) / g]} \quad (3.12)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.13)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (3.14)$$

Donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo

W_i = Peso en el nivel i

ϕ_{i1} = forma del modo 1 en el piso i

n = Nivel más alto de la estructura

V = Cortante Basal

W = Peso muerto más porcentaje de carga viva considerado

Δ_{techo} = Desplazamiento en el techo o tope

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

$\Delta_{techo,1}$ = forma del modo 1 en el nivel más alto

Para calcular el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa efectiva α_1 , se transforma un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad, haciendo uso de las propiedades dinámicas del modo fundamental de vibración.

Representación bilineal del espectro de capacidad

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar un amortiguamiento efectivo y reducción apropiada del espectro de demanda.

Para construir la representación bilineal requiere la definición del punto (d_{pi}, a_{pi}) . Este punto es el punto de desempeño tentativo que es estimado por el diseñador para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido.

El punto de partida (d_{pi}, a_{pi}) , se define a partir de la aproximación de iguales desplazamientos, la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto. Entonces la pendiente del tramo elástico se prolonga hasta interceptar el espectro de demanda y con ello se obtiene el punto d_{pi} (desplazamiento espectral), se ingresa con él al espectro de capacidad y se halla a_{pi} (aceleración espectral).

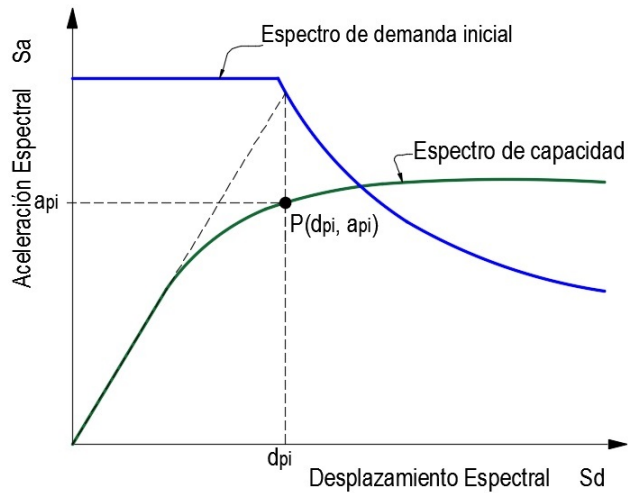


Figura 3.6: Determinación del punto de desempeño tentativo

Para construir la representación bilineal dibuje una primera línea siguiendo la rigidez inicial del edificio desde el origen. Dibuje una segunda línea desde el punto de desempeño tentativo (d_{pi}, a_{pi}) hacia abajo hasta intersectar la primera línea en el punto (d_y, a_y) con una pendiente tal que el área designada A_1 sea aproximadamente igual al área designada como A_2 . La intención al hacer que el área A_1 sea igual al área A_2 es para tener área igual bajo el espectro de capacidad y su representación bilineal, y esto para tener igual energía asociada con cada curva.

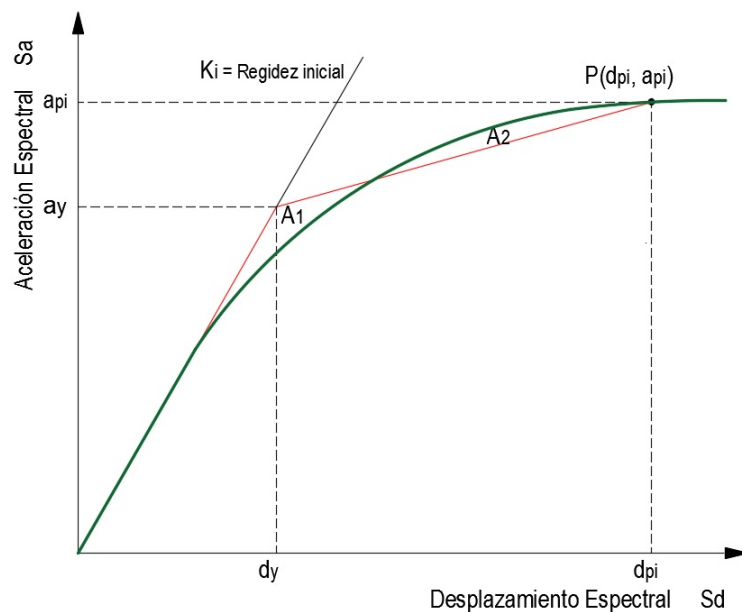


Figura 3.7: Representación Bilineal del espectro de capacidad

Cálculo del amortiguamiento

El amortiguamiento, ocurre cuando algún terremoto conduce a la estructura dentro del

rango inelástico. El valor del amortiguamiento depende del sistema estructural y de su comportamiento ante ciclos de carga.

El amortiguamiento asociada al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente (β_{eq}), el cual, a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento hysterético (β_o) que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (generalmente se asume 5%), es decir:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad (3.15)$$

Para estimar el amortiguamiento hysterético se plantea la equivalencia entre la energía hysterética en el modelo bilineal y la energía disipada por amortiguamiento en un ciclo en el oscilador visco-elástico correspondiente (ATC-40) [8]. La figura 3.8 muestra la energía disipada por amortiguamiento (E_D), representada por el área generada por el lazo hysterético del oscilador visco-elástico ante un ciclo de cargas y la energía de deformación máxima (E_{SO}), representada por el área sombreada de color amarillo.

EL amortiguamiento hysterético (β_o) se calcula como:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_{SO}} \right) \quad (3.16)$$

Dónde: E_D = Energía disipada por amortiguamiento hysterético. E_{SO} = Energía de deformación máxima.

EL término E_D se expresa como:

$$E_D = 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \quad (3.17)$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)$$

Y el término E_{SO} se expresa como:

$$E_{SO} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \quad (3.18)$$

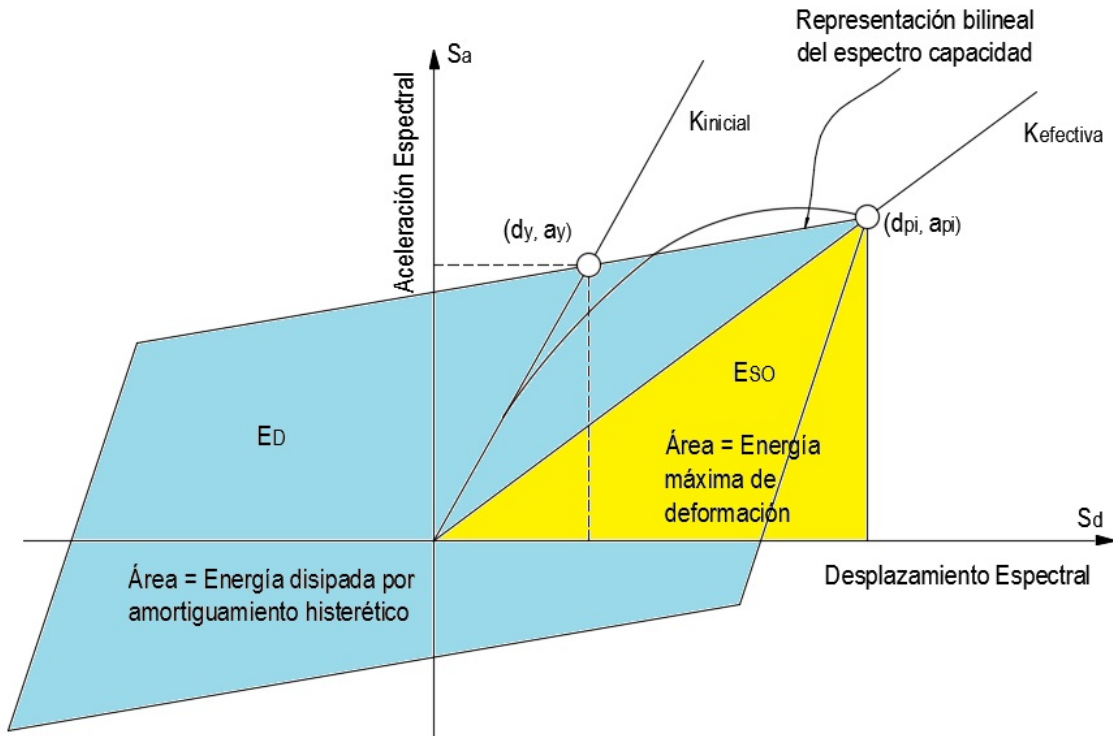


Figura 3.8: Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral.

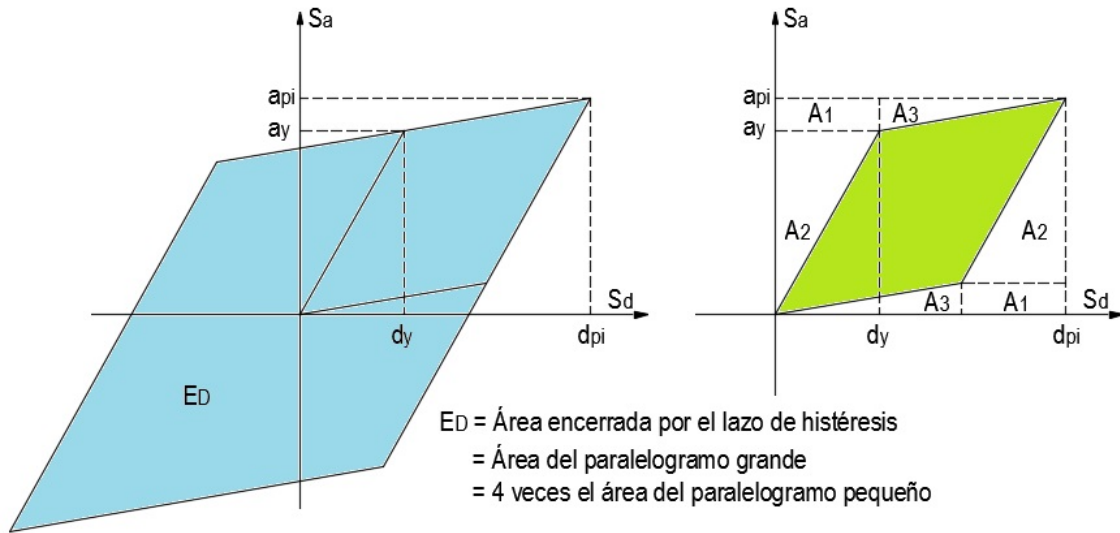


Figura 3.9: Cálculo de energía disipada por la estructura E_D .

Así, β_o puede escribirse como:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{\frac{a_{pi} d_{pi}}{2}} = \frac{2}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.19)$$

$$\beta_o = 0.637 \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$$

Remplazando la ecuación 3.19 en la ecuación 3.15, se tiene:

$$\beta_{eq} = 0.637 \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (3.20)$$

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) se puede usar para estimar factores de reducción espectral. Los factores de reducción espectral son usados para disminuir el espectro de respuesta elástico (con 5% de amortiguamiento) a un reducido espectro de respuesta con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

El lazo de histéresis idealizado es una aproximación razonable para un edificio, detallado adecuadamente para un comportamiento dúctil, sujeto a sismo de relativa duración corta (no con ciclos suficientes como para degradar significativamente los elementos) y con amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) menor que 30%. Para otras condiciones que las mencionadas, el lazo de histéresis idealizado conduce a sobreestimaciones del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}), porque para eventos con grandes ciclos, la degradación de los elementos hace que el área dentro del lazo de histéresis se reduzca.

Para edificios existentes que no son típicamente dúctiles, el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y el lazo de histéresis idealizado conducen a resultados que sobreestima los niveles reales de amortiguamiento. Para salvar esta situación se introduce el concepto de amortiguamiento viscoso efectivo (β_{eff}) usando un factor de modificación de amortiguamiento (k).

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 0.05 = 0.637k \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (3.21)$$

El factor k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de las características del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo. Por simplicidad se supone tres categorías de comportamiento estructural:

- Tipo A, representa un sistema dúctil (lazo de histéresis razonable y estable) y se le asigna un valor $k = 1.0$.

- Tipo B, representa una reducción moderada de área encerrada dentro del lazo de histéresis y se la asigna un valor $k = 2/3$.
- Tipo C, representa un pobre comportamiento histerético con una gran reducción del área encerrada por el lazo de histéresis (efecto pinching muy marcado) y se la asigna un valor $k = 1/3$.

Los rangos y límites para los valores de k asignados a los tres tipos de comportamientos estructurales están dados en la siguiente tabla 3.3.

Tabla 3.3: Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k

Tipo de comportamiento estructural	β_o	k
Tipo A	$\leq 16.25\%$	100
	$> 16.25\%$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25.00\%$	0.67
	$> 25.00\%$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cualquier valor	0.33

Cálculo de los factores de reducción del espectro de demanda

Cuando se espera un comportamiento inelástico en determinada estructura, el espectro de demanda debe reducirse para considerar el aumento del amortiguamiento estructural efectivo. Esta reducción se logra mediante los factores SR_A y SR_V , que afectan a la aceleración espectral en la zona de aceleraciones y velocidades del espectro en formato ADRS⁴, como se muestra en la figura 3.10.

Las ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral SR_A y SR_V son:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[63.7k \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (3.22)$$

$SR_A \geq$ a valores dados en la tabla 3.4.

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[63.7k \frac{(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (3.23)$$

⁴ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum

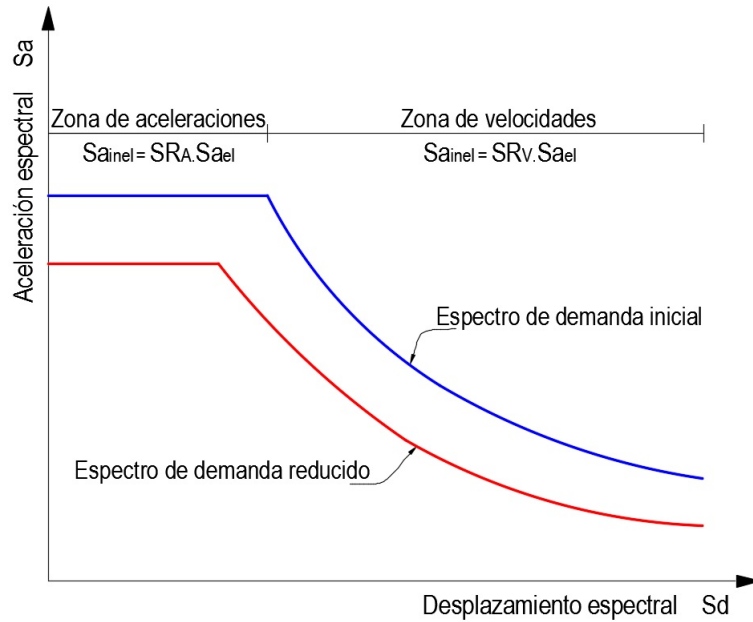


Figura 3.10: Reducción del espectro de demanda Elástico

$SR_V \geq$ a valores dados en la tabla 3.4.

Observe que los valores para SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales a los valores dados en la siguiente tabla 3.4.

Tabla 3.4: Mínimos valores permitidos de SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

- El comportamiento estructural tipo A, es esencialmente para edificios nuevos.
- El comportamiento estructural tipo B, es para edificios existentes en promedio.
- El comportamiento estructural tipo C, es para edificios existentes que se consideran con ductilidad pobre.

Procedimiento de cálculo:

1. Conversión del espectro de demanda al formato ADRS (5 % de amortiguamiento).
2. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad.
3. Seleccionar un punto de prueba (d_{pi}, a_{pi}) .

4. Construir una representación bilineal del espectro de capacidad para estima el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del espectro de capacidad se realiza de forma que el área bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales. Calcular los factores de reducción SR_A y SR_V y dibujar los espectros de demanda y el espectro de capacidad sobre un mismo gráfico.
5. Determinar si el espectro de demanda interseca al espectro de capacidad en el punto (d_{pi}, a_{pi}) o si el desplazamiento d_i en la intersección del espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad está dentro del intervalo de tolerancia $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$.

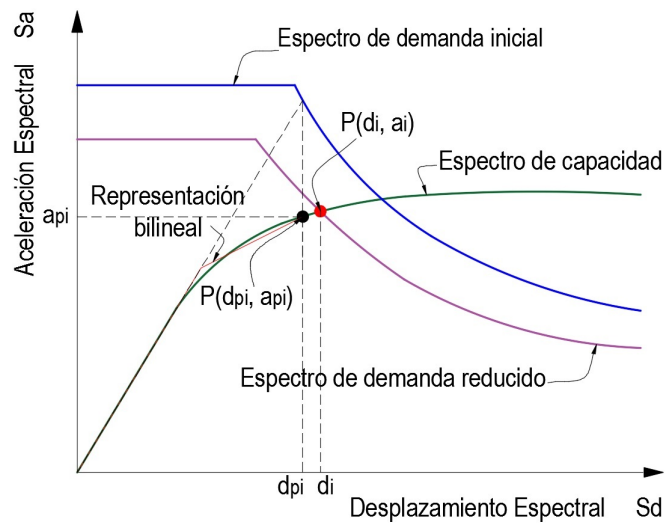


Figura 3.11: Esquema del proceso de cálculo del punto de desempeño

6. Si el espectro de demanda reducida no interseca al espectro de capacidad dentro del intervalo de tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto y volver al paso 3. Un nuevo punto puede ser el punto de intersección determinado en el paso 5, (d_i, a_i) .
7. Si el espectro de demanda reducida interseca al espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto (d_{pi}, a_{pi}) , es el punto de desempeño y el desplazamiento d_{pi} representa el desplazamiento máximo esperado de una estructura ante un evento sísmico.

Los investigadores Chopra y Goel [14], han mostrado que el método de espectro de capacidad, como es desarrollado por el ATC 40 [8] para reducir el espectro de demanda elástico, da

resultados que difieren grandemente de los proporcionados por otros autores (subestima la respuesta), y en algunos casos no converge a una solución. Sin embargo, Chopra y Goel [14] no han sido los primeros en cuestionar los procedimientos de ATC 40 [8], antes en 1994 lo hizo Krawinkler quien presentaba las siguientes críticas al procedimiento:

- No hay justificación física que justifique la relación entre la energía hysterética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas. Es decir, se cuestiona el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para grandes deformaciones.
- El periodo asociado al punto de desempeño, puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis dinámico no lineal.

Teniendo en cuenta lo antes dicho, Reinhorn recomienda que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS⁵, pero que el espectro de demanda inelástico se le obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción por ductilidad R_μ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \quad (3.24)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_u} \quad (3.25)$$

De las ecuaciones 3.24 y 3.25 se determina:

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.26)$$

Donde: S_d : Desplazamiento espectral, μ : Factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia, T : Periodo, S_a : Aceleración espectral

Existen varios trabajos para estimar los factores de reducción de fuerzas sísmicas R_μ , como el de Newmark-Hall, Miranda, Chopra-Goel, krawinkler-Nassar, Fafjar-Vidich- Fischinger, entre otros. Aquí se presenta el trabajo de Newmark y Hall.

$$R_u = 1 \quad \text{si } T < T_a \quad (3.27)$$

⁵ADRS: Acceleration Displacement Response Spectrum

$$R_u = (2u - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T < T_b \quad (3.28)$$

$$R_u = \sqrt{2u - 1} \quad \text{si } T_b < T < T_c' \quad (3.29)$$

$$R_u = \frac{T}{T_c} u \quad \text{si } T_c' < T < T_c \quad (3.30)$$

$$R_u = u \quad \text{si } T > T_c \quad (3.31)$$

Donde: $T_a = 1/33s$, $T_b = 0.125s$, T_c : es el periodo al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente (ver figura 3.12), T_c' : es el equivalente a T_c pero para el espectro inelástico.

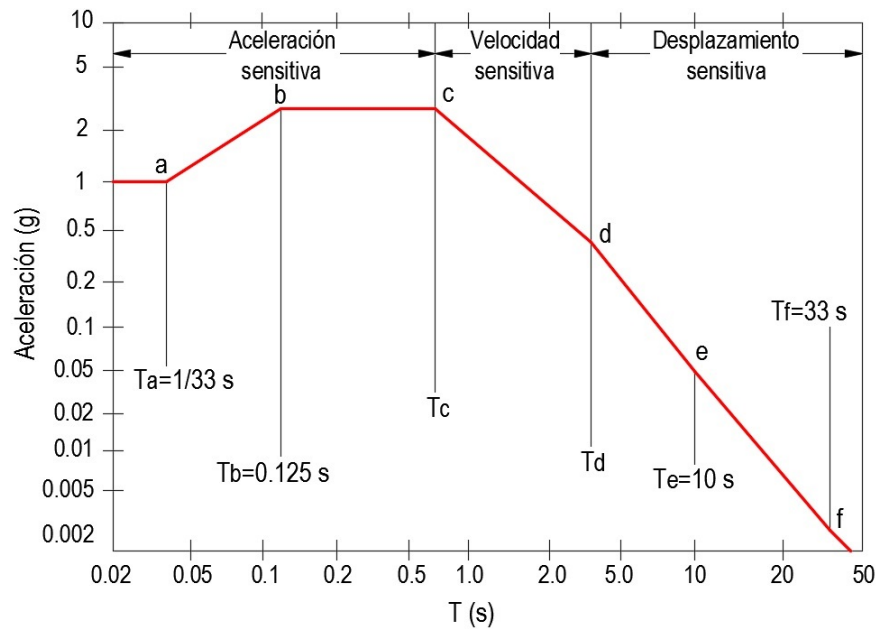


Figura 3.12: Espectro de diseño elástico Newmark-Hall.

Procedimiento de cálculo:

1. Se coloca el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico 5% en un sólo gráfico.
2. Se impone una ductilidad del sistema u .
3. Se calcula el factor de reducción R_u .
4. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_u .
5. Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva u_{ef} , dividiendo el desplazamiento

máximo entre el desplazamiento de fluencia.

6. Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso dos, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

3.4.2. Método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-356)

El método del coeficiente de desplazamiento provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Este método se limita a edificios regulares y que no sean afectados apreciablemente por los modos superiores ni por torsión.

Procedimiento de cálculo:

1. Hacer una representación bilineal de la curva de capacidad como se indica a continuación:
 - Dibujar la rigidez post-elástica, K_s , para representar una rigidez promedio en el rango en que la resistencia de la estructura disminuye por incursiones inelásticas de sus elementos.
 - Dibujar la rigidez elástica efectiva, K_e , haciendo una línea secante pasando por el punto de la curva de capacidad correspondiente a un cortante basal de $0.6V_y$, donde V_y se define por la intersección de las líneas de K_s y K_e .

El proceso anterior V_y no es conocida hasta después que sea dibujada la línea K_e . De esta manera una línea tentativa K_e se dibuja, se define un valor de V_y y entonces se verifica si el punto donde la línea K_e cruza la curva de capacidad es igual a $0.6V_y$, si no es así se dibuja una nueva línea y el proceso se repite.

2. Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.32)$$

Donde: T_i Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculado por un análisis dinámico elástico, K_i rigidez lateral elástica del edificio

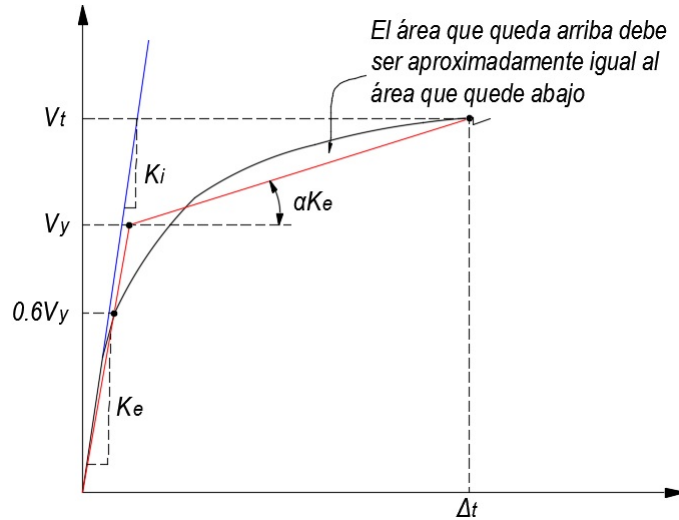


Figura 3.13: Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000).

en la dirección considerada y K_e rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

3. Calcular el desplazamiento de desempeño Δ_t , con la siguiente ecuación:

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.33)$$

Donde:

T_e = Periodo fundamental efectivo, calculada con la ecuación 3.32 en el paso 2.

C_0 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad (desplazamiento espectral) y el probable desplazamiento del techo del edificio que es un sistema de múltiples grados de libertad; este factor puede ser calculado por una de las siguientes formas:

- El factor de participación modal en el nivel del techo del primer modo. $PF_1 \phi_{techo,1}$ (estructura inicial sin rótulas).
- El factor de participación modal en el nivel del techo $PF_1 \phi_{techo,1}$ calculado usando el vector de forma de modo del edificio en el desplazamiento de desempeño. (estructura con rótulas).
- Usando un valor apropiado de la siguiente tabla 3.5.

Tabla 3.5: Valores para el factor de modificación C_0

Nº de pisos	Factor de modificación *
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 +	1.5

* Para calcular valores intermedios se puede usar una interpolación lineal

C_1 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado al desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.

$C_1 = 1$ para $T_e \geq T_o$

$$C_1 = \frac{\left[1 + (R - 1) \frac{T_o}{T_e} \right]}{R} \text{ para } T_e < T_o, C_1 \text{ no debe exceder } 2 \text{ para } T_e < 0.1s$$

T_o = Periodo característico del espectro de respuesta

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \frac{1}{C_0}$$

Dónde:

S_a = Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental efectivo de la estructura.

V_y = Resistencia de fluencia calculado usando la curva de capacidad.

W = Carga muerta total con un porcentaje de carga viva.

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta de máximo desplazamiento. Los valores se toman de la siguiente tabla 3.6.

C_3 = Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez positiva post-elástica

Tabla 3.6: Valores para el factor de modificación C_2

Nivel de comportamiento estructural	$T \leq 0.1s$ (***)		$T \geq T_o(s)$ (***)	
	Pórticos tipo 1 (*)	Pórticos tipo 2 (**)	Pórticos tipo 1 (*)	Pórticos tipo 2 (**)
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

(*) Estructuras en el que más del 30% de la fuerza cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo de diseño.

(**) Todos los pórticos no asignados al pórtico tipo 1.

(***) Valores intermedios de T pueden hallarse por interpolación lineal.

puede tomarse $C_3 = 1.0$. Para edificios con rigidez post-elástica negativa C_3 puede ser calculado como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Dónde: R y T_e se define arriba y α es una constante de proporcionalidad entre rigidez post-elástica a la rigidez elástica.

Capítulo 4

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (ADNL)

4.1. Introducción

Es la técnica de análisis más sofisticada disponible para modelar una edificación e investigar sus respuestas dinámicas. El procedimiento consiste en una solución paso por paso a través del dominio de tiempo, para un registro sísmico seleccionado, obteniéndose la respuesta dinámica de la estructura. Requiere uso de sofisticados programas de computadora.

4.2. Ecuación de equilibrio dinámico

La ecuación fundamental de equilibrio dinámico de un sistema de múltiples grados de libertad, de masas concentradas, puede ser expresada como una función del tiempo de la forma:

$$\mathbf{F}_i(t) - \mathbf{F}_a(t) - \mathbf{F}_e(t) = 0 \quad (4.1)$$

Dónde los vectores de fuerza, variables en el tiempo t , son:

$\mathbf{F}_i(t)$: Vector de acciones de inercia en las masas concentradas

$\mathbf{F}_a(t)$: Vector de fuerzas de amortiguamiento

$\mathbf{F}_e(t)$: Vector de fuerzas internas de la estructura

Los vectores de fuerza se definen mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{F}_i(t) &= -\mathbf{M}[\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{J}a(t)] \\
 \mathbf{F}_a(t) &= \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) \\
 \mathbf{F}_e(t) &= \mathbf{K}\mathbf{u}(t)
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

Para el análisis dinámico no lineal, la estructura se modela de manera similar al dinámico lineal a diferencia que se incorpora el comportamiento inelástico de los elementos estructurales por las leyes de histéresis.

Remplazando la ecuación 4.2 en la ecuación 4.1, para un instante t , se obtiene:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{J}a(t)
 \tag{4.3}$$

Dónde: $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{u} : Es el vector de incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento nodal respectivamente. \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} : Es la matriz de masa, matriz de amortiguamiento y matriz de rigidez respectivamente. $a(t)$: Aceleración de terreno. \mathbf{J} : Es el vector que realiza la descomposición de $a(t)$ en las tres direcciones (x, y, z) y tiene valores distintos de cero solamente para los grados de libertad del modelo correspondientes a una traslación.

La solución de la ecuación diferencial 4.3, es compleja ya que las matrices de amortiguamiento \mathbf{C} y rigidez \mathbf{K} son variables cuando la estructura incursiona en el rango no lineal, es decir, se tiene una ecuación de equilibrio dinámico diferente para cada instante en el que fluye una sección y cada instante en el que las fuerzas externas son diferentes.

Existen varios procedimientos numéricos para resolver o realizar la integración numérica de la ecuación de movimiento; pero en el presente trabajo se utilizó la integración directa paso a paso en el tiempo con el método de Newmark, por ser incondicionalmente estable.

4.2.1. Matriz de masa

La matriz de masas se obtiene por medio de los pesos de los elementos estructurales dividiéndolos entre la gravedad. La matriz de masa, es una matriz diagonal y del mismo

ancho de banda que la matriz de rigidez.

4.2.2. Matriz de amortiguamiento

La matriz de amortiguamiento en un análisis no lineal, se define, mediante el amortiguamiento de Rayleigh que es el método más usual, en donde el amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa y rigidez, quedando representada por la siguiente función matricial:

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (4.4)$$

Los factores de proporcionalidad α y β , se calculan solucionando la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Dónde:

ξ_i : Es el porcentaje de amortiguamiento crítico para el modo i

ξ_j : Es el porcentaje de amortiguamiento crítico para el modo j

ω_i : Es la frecuencia para el modo i

ω_j : Es la frecuencia para el modo j

Basados en resultados experimentales (Chopra, 1995)[15] es razonable considerar $\xi_i = \xi_j$ en la ecuación 4.5, se llega a:

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.6)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.7)$$

Para calcular el amortiguamiento, se utilizará la rigidez tangente, las frecuencias ω_i y ω_j se evaluarán en cada paso de tiempo con la rigidez que tenga la estructura al inicio de ese paso, para luego calcular los coeficientes α y β , y actualizar la matriz de amortiguamiento.

Para el presente trabajo se emplea la matriz de amortiguamiento de Rayleigh por ser conveniente para resolver la ecuación de movimiento y obtener la respuesta dinámica no lineal.

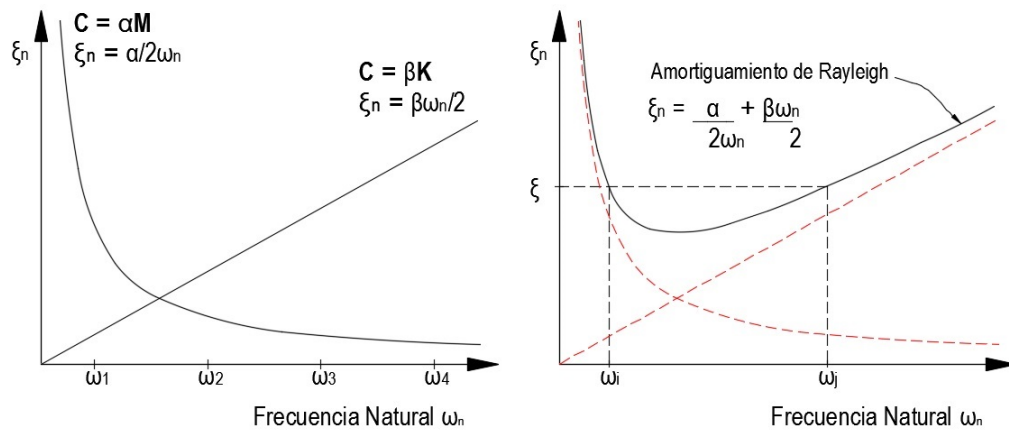


Figura 4.1: Gráfica del Amortiguamiento de Rayleigh.

4.2.3. Matriz de rigidez

Es una matriz simétrica y sus elementos sólo se almacenan en la diagonal principal y encima de ella. Durante el Análisis Dinámico No Lineal, se usa la rigidez tangente, porque la rigidez varía con cada paso de tiempo cuando la estructura incursiona en rango no lineal y por lo mismo la matriz de rigidez se actualiza por cada paso de tiempo.

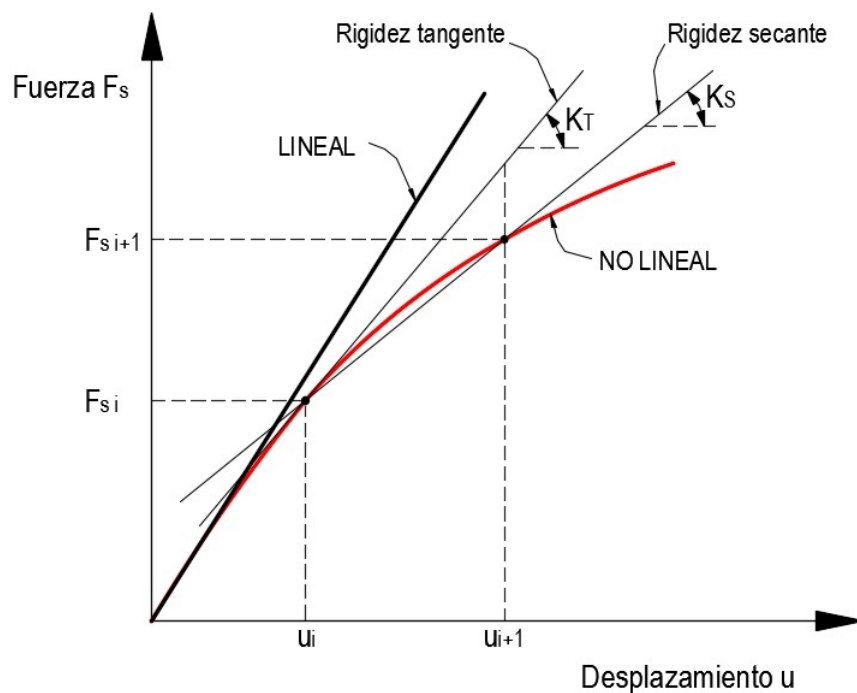


Figura 4.2: Gráfica de Fuerza-Desplazamiento en rango Lineal y No Lineal.

4.3. Obtención de la respuesta dinámica

Las ecuaciones de movimiento de un sistema que está vibrando requieren que se cumpla el principio de equilibrio dinámico entre la fuerza inercial, la fuerza por amortiguador, la fuerza por deformación y las fuerzas aplicadas externamente.

Cuando las propiedades del sistema son invariantes en el tiempo, se dice que es un sistema lineal. Si alguna de las propiedades del sistema varía en el tiempo, se convierte en un sistema no lineal.

Generalmente, en problemas de ingeniería civil la masa no varía en el tiempo, las características del amortiguamiento no son del todo entendidas y cualquier variación en el tiempo está en función de la masa y la rigidez específicamente. Por esta razón, es usual reducir el tratamiento de la no linealidad a las variaciones de la rigidez del sistema.

Para la solución de las ecuaciones de movimientos de sistemas no líneas, se tiene la necesidad de recurrir a técnicas especiales de solución. Existen muchos métodos de solución, pero en el presente trabajo, se utilizó la integración directa paso a paso en el tiempo con el método de Newmark, por ser incondicionalmente estable.

4.3.1. Método de Newmark

La solución de la ecuación de equilibrio dinámico, se realizó mediante la integración directa paso a paso en el tiempo con el método de aceleración promedio (Average acceleration method) de Newmark ($\beta = 0.25$), que es incondicionalmente estable. Los pasos de tiempo deben ser menores de $1/10$ del periodo de mayor modo de vibración libre de la estructura. La experiencia ha enseñado que en general los pórticos con varios niveles, el paso de tiempo de 0.01 segundos es satisfactorio, pero para acelerogramas digitales el paso de tiempo no debe de exceder 0.02 segundos. Para pasos pequeños de tiempo los resultados no cambian significativamente.

La ventaja del método de aceleración promedio, es que es incondicionalmente estable

y no todos los grados de libertad necesitan una masa asociada.

En el análisis no lineal, la rigidez no es constante, por lo que la ecuación de equilibrio para un instante t se expresa de la siguiente forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a} \quad (4.8)$$

Y para un instante t_{i+1} se escribe de la siguiente forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{F}(\mathbf{u}_{i+1}) = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} \quad (4.9)$$

Donde: $F(\mathbf{u}_{i+1})$ son las fuerzas resistentes de la estructura, que son funciones del desplazamiento que se produce en el instante de la discretización t_{i+1} . Como puede observarse, la resolución de esta última ecuación presenta dificultades suplementarias al no poderse expresar el término $F(\mathbf{u}_{i+1})$ como producto de una matriz \mathbf{K} conocida por unos desplazamientos incógnita. Por este motivo, el primer paso necesario para resolver el sistema de ecuaciones 4.9, es linealizarlo utilizando la ecuación 4.10.

$$F_L(\mathbf{u}_{i+1}) = \mathbf{K}_S \Delta \mathbf{u}_{i+1} + F(\mathbf{u}_i) \quad (4.10)$$

Con referencia a la figura 4.3, se escribe la ecuación del movimiento aproximado.

$$F_L(\mathbf{u}_{i+1}) = \mathbf{K}_T \Delta \mathbf{u}_{i+1} + F(\mathbf{u}_i) \quad (4.11)$$

Donde: $F_L(\mathbf{u}_{i+1})$ es el vector linealizado de las fuerzas resistentes en el instante t_{i+1} , $F(\mathbf{u}_i)$ es el vector de las fuerzas resistentes ya equilibradas en el instante anterior t_i , \mathbf{K}_T es la matriz de rigidez tangente o inicial y

$$\Delta \mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_{i+1} - \mathbf{u}_i \quad (4.12)$$

Utilizando estas notaciones, la ecuación del movimiento linealizada puede reescribirse en la forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{K}_T \Delta \mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{Q}_{i+1} \quad (4.13)$$

Donde:

$$\mathbf{Q}_{i+1} = -\mathbf{M}\mathbf{J}a_{i+1} - F(\mathbf{u}_i) \quad (4.14)$$

Para dar solución a la ecuación de movimiento, Newmark propone las siguientes relaciones:

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_i + [(1 - \gamma)\ddot{\mathbf{u}}_i + \gamma\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}] \Delta t \quad (4.15)$$

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \dot{\mathbf{u}}_i\Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta)\ddot{\mathbf{u}}_i + \beta\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}]\Delta t^2 \quad (4.16)$$

Siendo γ y β coeficientes a determinar a partir de las condiciones de estabilidad y precisión de la solución.

$$\gamma \geq \frac{1}{2}, \beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma \right)^2 \quad (4.17)$$

Casos especiales:

Método de aceleración promedio ($\gamma = 1/2, \beta = 1/4$).

Método de aceleración lineal ($\gamma = 1/2, \beta = 1/6$).

Se modifica ahora las ecuaciones 4.15 y 4.16 propuesta por Newmark, aplicando la ecuación 4.12, y se obtiene:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{u}_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (4.18)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{u}_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{u}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (4.19)$$

Aplicando la ecuación 4.18 y 4.19 en la ecuación linealizada 4.13, ésta puede expresarse de la siguiente manera:

$$\hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}}\Delta\mathbf{u}_{i+1} = \hat{\mathbf{F}}_{i+1} \quad (4.20)$$

En donde

$$\hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} + \mathbf{K}_{\mathbf{T}} \quad (4.21)$$

$$\hat{\mathbf{F}}_{i+1} = \mathbf{Q}_{i+1} + \mathbf{M} \left[\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{u}}_i \right] + \mathbf{C} \left[\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_i \right] \quad (4.22)$$

Una vez realizada esta operación, puede empezarse el proceso iterativo de cálculo de la res-

puesta, utilizando el método de Newton-Raphson.

$$\hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}}\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} = \hat{\mathbf{F}}_{i+1}^{(1)} \quad (4.23)$$

Donde se ha introducido las notaciones (Barbat y Miguel Canet, 1994)[4] [16]

$$\hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} + \mathbf{K}_{\mathbf{T}} \quad (4.24)$$

$$\hat{\mathbf{F}}_{i+1}^{(1)} = \mathbf{Q}_{i+1} + \mathbf{M} \left[\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{u}}_i \right] + \mathbf{C} \left[\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_i \right] \quad (4.25)$$

Se resuelve la ecuación 4.23, y se calcula un primer valor del incremento de desplazamiento $\Delta\mathbf{u}_{i+1}$.

$$\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} = \hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}}^{-1}\hat{\mathbf{F}}_{i+1}^{(1)} \quad (4.26)$$

Las aceleraciones y velocidades se calculan escribiendo las ecuaciones 4.18 y 4.19 en la siguiente forma:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(1)} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (4.27)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(1)} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{u}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (4.28)$$

Mientras que los desplazamientos totales se expresan como:

$$\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} = \mathbf{u}_i + \Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(1)} \quad (4.29)$$

Sin embargo, al no ser este, en general, el valor correcto del desplazamiento en el instante t_{i+1} (ha sido utilizado la ecuación 4.11 que no es exacta), tendrán que realizarse sucesivas iteraciones. Para ello hay que hallar las fuerzas \mathbf{Q}_{i+1} correspondientes a esta primera iteración. Ello se consigue calculando las fuerzas internas generalizadas $F^{(1)}(\mathbf{u}_{i+1})$ de acuerdo con el modelo constitutivo utilizado. Esto significa situarse en el punto 1 de la gráfica de la figura 4.3, que corresponde al desplazamiento $\mathbf{u}_{i+1}^{(1)}$ proporcionado por la ecuación 4.29 y obtener de dicha gráfica el valor de dichas fuerzas internas. Con esto, las fuerzas \mathbf{Q}_{i+1} se escribirán de la siguiente manera:

$$\mathbf{Q}_{i+1}^{(1)} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} - F^{(1)}(\mathbf{u}_{i+1}) \quad (4.30)$$

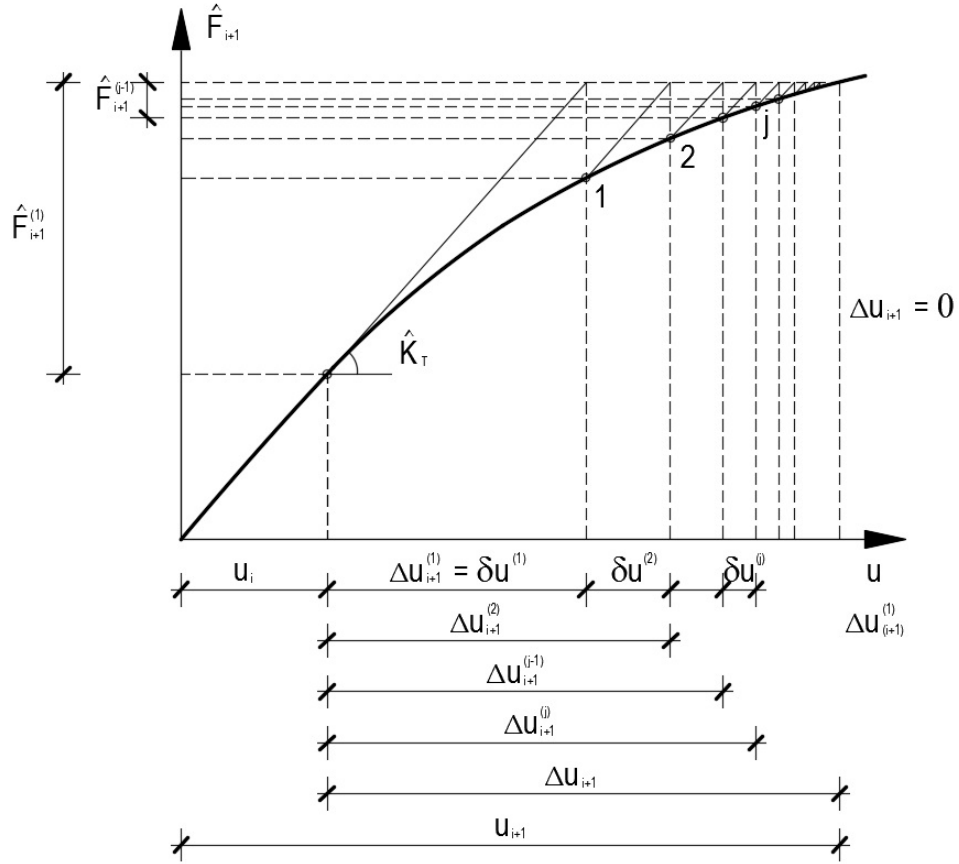


Figura 4.3: Esquema de iteración de Newton Raphson en un problema dinámico no lineal (Barbat y Miguel Canet 1994)[4].

Pueden definirse también las fuerzas residuales

$$\Psi_{i+1}^{(1)} = \mathbf{K}_T \Delta \mathbf{u}_{i+1} + F(\mathbf{u}_i) - F^{(1)}(\mathbf{u}_{i+1}) \quad (4.31)$$

Que deben reducirse en el transcurso del proceso iterativo, en un número de iteraciones a priori indeterminado, hasta que tomen valores despreciables.

Al resolver una iteración cualquiera j , se partirá de los resultados obtenidos en la iteración anterior $j - 1$. Las ecuaciones en diferencias 4.18 y 4.19 se formulan de nuevo para la iteración j utilizando la notación

$$\delta \mathbf{u}^{(j)} = \Delta \mathbf{u}_{i+1}^{(j)} - \Delta \mathbf{u}_{i+1}^{(j-1)} \quad (4.32)$$

Con lo que

$$\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j)} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(j)} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\delta\mathbf{u}^{(j)} + \ddot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j-1)} \quad (4.33)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j)} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(j)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{u}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{1}{\beta\Delta t}\delta\mathbf{u}^{(j)} + \dot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j-1)} \quad (4.34)$$

La ecuación del movimiento se escribirá para la iteración j en la forma

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j)} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j)} + \mathbf{K}\delta\mathbf{u}^{(j)} = \mathbf{Q}_{i+1}^{(j-1)} \quad (4.35)$$

Donde:

$$\mathbf{Q}_{i+1}^{(j-1)} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} - F^{(j-1)}(\mathbf{u}_{i+1}) \quad (4.36)$$

Y $F^{(j-1)}(\mathbf{u}_{i+1})$ también se obtiene utilizando la gráfica de la figura 4.3. Introduciendo 4.33 y 4.34 en 4.35, se obtiene:

$$\hat{\mathbf{K}}_{\mathbf{T}}\delta\mathbf{u}^{(j)} = \hat{\mathbf{F}}_{i+1}^{(j)} \quad (4.37)$$

Donde las fuerzas

$$\hat{\mathbf{F}}_{i+1}^{(j)} = \mathbf{Q}_{i+1}^{(j-1)} - \left[\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j-1)} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i+1}^{(j-1)} \right] \quad (4.38)$$

Son iguales a las fuerzas residuales $\Psi_{i+1}^{(j-i)}$.

A partir de la resolución del sistema de ecuaciones algebraicas lineales 4.37 se calculan las aceleraciones y las velocidades y, una vez utilizado el modelo constitutivo, se obtienen las fuerzas $F^{(j)}(\mathbf{u}_{i+1})$ (véase el punto j de la gráfica de la figura 4.3). De esta manera se tienen preparadas las condiciones de partida para la siguiente iteración. Una vez alcanzada la tolerancia deseada, que puede formularse bien en incrementos de desplazamiento

$$\frac{\left| \delta\mathbf{u}_{i+1}^{(j)} \right|}{\left| \mathbf{u}_i + \Delta\mathbf{u}_{i+1}^{(j)} \right|} \leq \text{Tolerancia} \quad (4.39)$$

O bien en fuerzas residuales

$$\frac{\left| \Psi_{i+1}^{(j)} \right|}{\left| -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} \right|} \leq \text{Tolerancia} \quad (4.40)$$

El proceso iterativo finaliza.

4.4. Respuesta histerética

El comportamiento histerético se presenta cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada, cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico o no lineal. El hecho de que la curva de carga tenga una trayectoria diferente a la curva de descarga conduce a que no toda la energía de deformación acumulada en el elemento se convierta en energía cinética en el ciclo de descarga. Dependiendo del tipo de material, la forma tanto de la curva de carga como la de descarga varía. A modo ilustrativo, en la figura 4.4 se muestra el comportamiento, en términos de fuerza-deformación, de un elemento estructural construido con un material inelástico durante unos ciclos de carga y descarga, incluyendo reversión del sentido de las fuerzas aplicadas.

En la figura 4.4 se ha marcado la fuerza de fluencia F_y , a partir de la cual hay deformación sin que se presente un aumento en la fuerza. Una vez se invierte el movimiento, se inicia el ciclo de descarga, y el material reacciona de una manera diferente a cuando fue cargado, hasta cuando llega a la fluencia en el lado opuesto, $-F_y$.

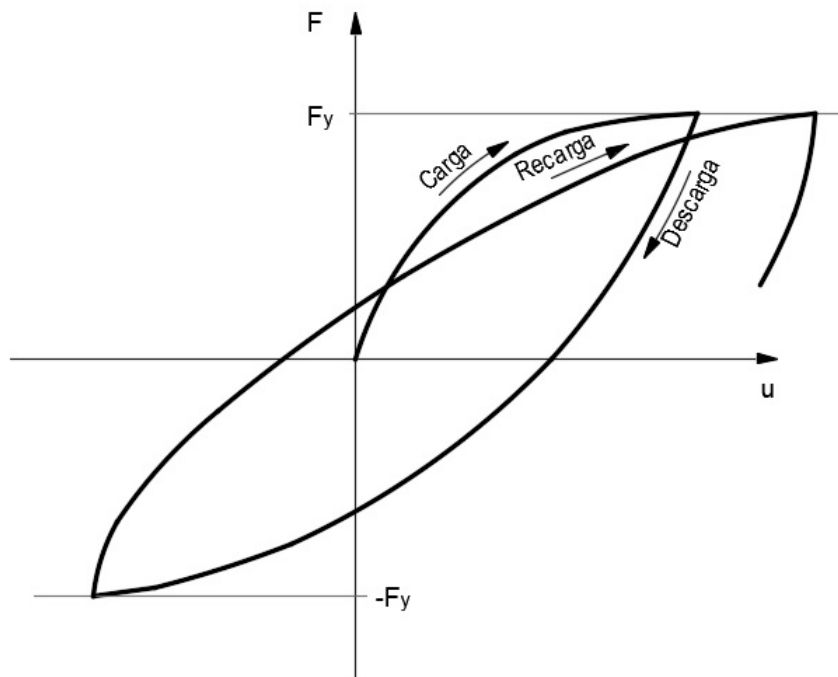


Figura 4.4: Curva fuerza-deformación para un material inelástico.

La acumulación de energía de deformación corresponde al área bajo la curva de carga, figura 4.5 (a). Cuando el sistema descarga, la energía que el sistema transfiere para convertirse en energía cinética corresponde al área bajo la curva de descarga, figura 4.5 (b). La diferencia entre las dos áreas corresponde a energía disipada por el sistema y que se convierte en calor, ruido u otros tipos de energía, figura 4.5 (c) (García Reyes, 1998) [17].

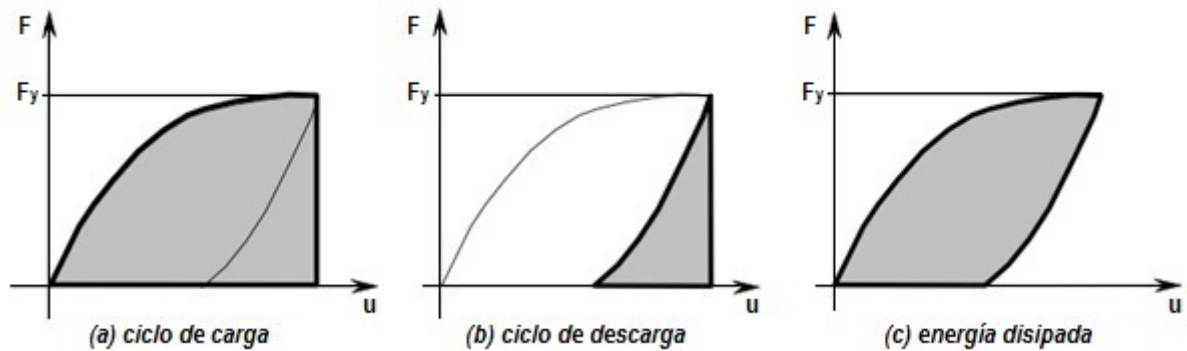


Figura 4.5: Disipación de energía en un sistema inelástico.

El comportamiento del material se puede clasificar como elástico e inelástico, dependiendo de su respuesta a las condiciones de carga. La elasticidad de un material se define como la capacidad de éste de volver a sus dimensiones originales, después de que se haya retirado una fuerza impuesta, recobrando totalmente la forma que tenía antes de imponer la fuerza. Por lo tanto, el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente debido a que se haya aplicado y retirado la fuerza. Algunos materiales exhiben una relación

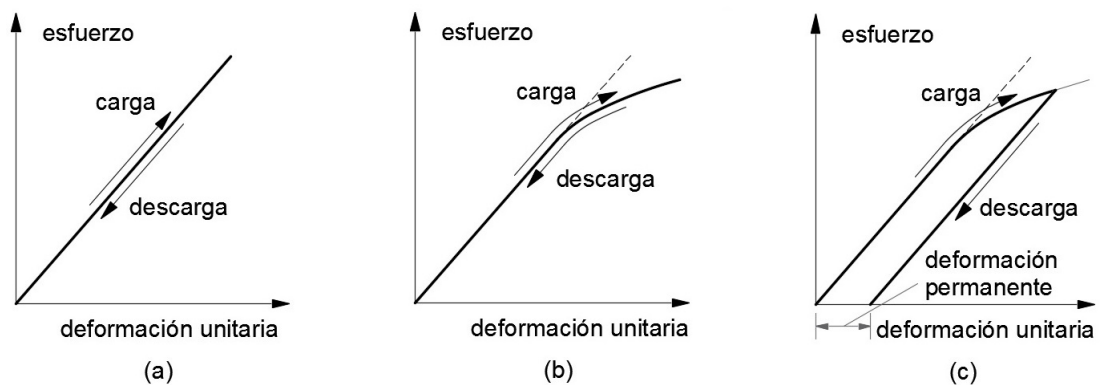


Figura 4.6: Material: (a) linealmente elástico, (b) no linealmente elástico, e (c) inelástico.

esencialmente lineal entre esfuerzos y deformaciones, como muestra la figura 4.6 (a), y se denominan materiales linealmente elásticos. Otros materiales muestran alguna curvatura en sus relaciones esfuerzo-deformación, como se muestra en la figura 4.6 (b); y se denominan

materiales no linealmente elásticos. En ambos casos la curva de carga y de descarga es la misma. Un tercer caso es el material inelástico, en el cual la descarga no ocurre siguiendo la misma trayectoria de la carga y se presenta deformación permanente, como muestra la figura 4.6 (c) (García Reyes, 1998) [17].

A continuación, se detalla el comportamiento de los principales materiales utilizadas

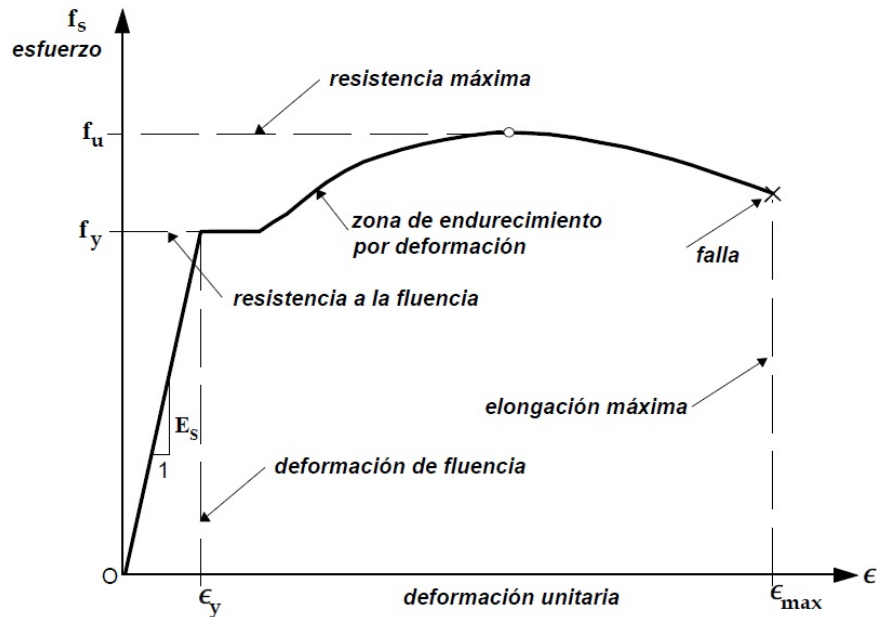


Figura 4.7: Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

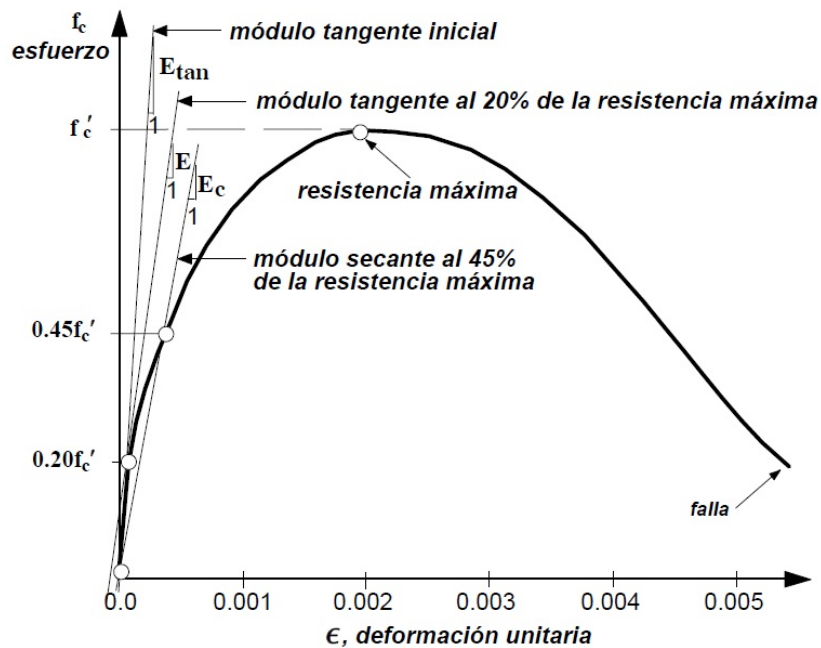


Figura 4.8: Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado.

en la construcción de edificaciones de concreto armado. En la figura 4.7 se muestra la curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y en la figur 4.8 la del concreto no confinado. Allí puede verse que el acero es linealmente elástico hasta llegar al punto de fluencia, mientras que el concreto no es linealmente elástico en ningún momento.

En la figura 4.9 se muestra el comportamiento histéretico de elementos estructurales de concreto reforzado. El concreto reforzado es la combinación de concreto y acero, por sus eficientes características de buena resistencia a la compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero.

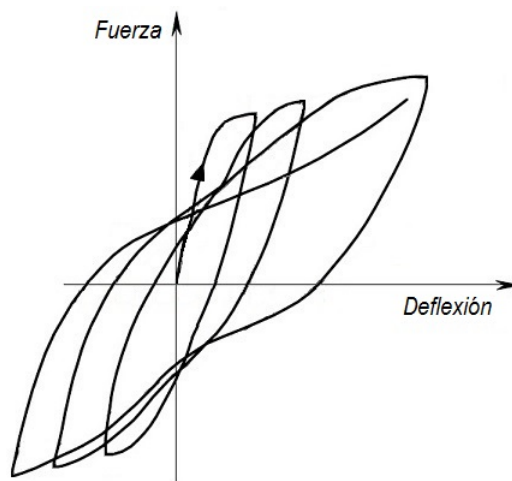


Figura 4.9: Comportamiento histéretico de elementos estructurales de concreto reforzado.

Los factores que influyen en la forma de los ciclos de histéresis de elementos de concreto reforzado son: cuantía de refuerzo longitudinal y las propiedades esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, carga axial sobre el elemento, nivel de fisuración en función de la distribución y espesor de las grietas, eficacia de la adherencia entre el refuerzo y el concreto, distribución del refuerzo en la sección (generalmente asimétrica en vigas), esfuerzos cortantes y cantidad de refuerzo transversal, distorsiones generales y locales de los nudos de los extremos del elemento, forma de la sección del elemento (viga T diferente a viga rectangular), y estabilidad lateral de las barras de refuerzo.

En la figura 4.10(a) se muestra la regla de histéresis con degradación de la resistencia de un elemento que falla por esfuerzos cortantes o por ausencia de un refuerzo transversal

de confinamiento adecuado. Y en la figura 4.10(b) se muestra la regla de histéresis con degradación de la rigidez de un elemento que falla por adherencia del refuerzo longitudinal.

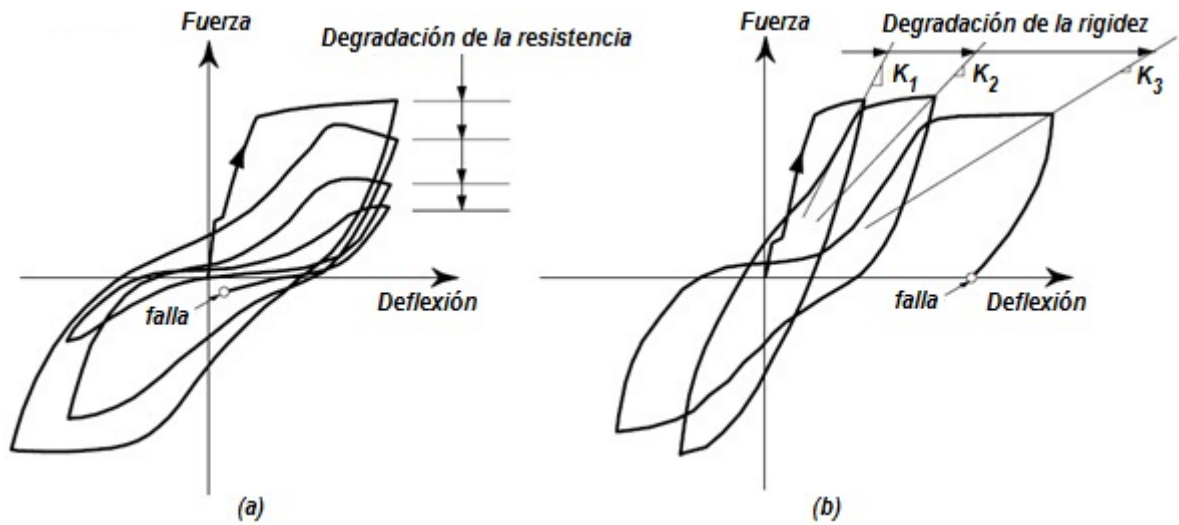


Figura 4.10: (a) Regla de histéresis con degradación de la resistencia, (b) Regla de histéresis con degradación de la rigidez.

En algunos tipos de elementos de concreto reforzado, a pesar de que se presentan ciclos de histéresis estables, la cantidad de energía que se disipa puede verse afectada por el estrangulamiento (pinching, en inglés) como se muestra en la figura 4.11, que se presenta en los ciclos de histéresis debido a que no se cierran las fisuras de los ciclos de carga anteriores; llegándose a tener una fisura abierta que pasa por toda la sección del elemento. Esto produce un alargamiento del elemento, el cual ha sido observado experimentalmente (Fenwick y Davidson, 1995)[18].

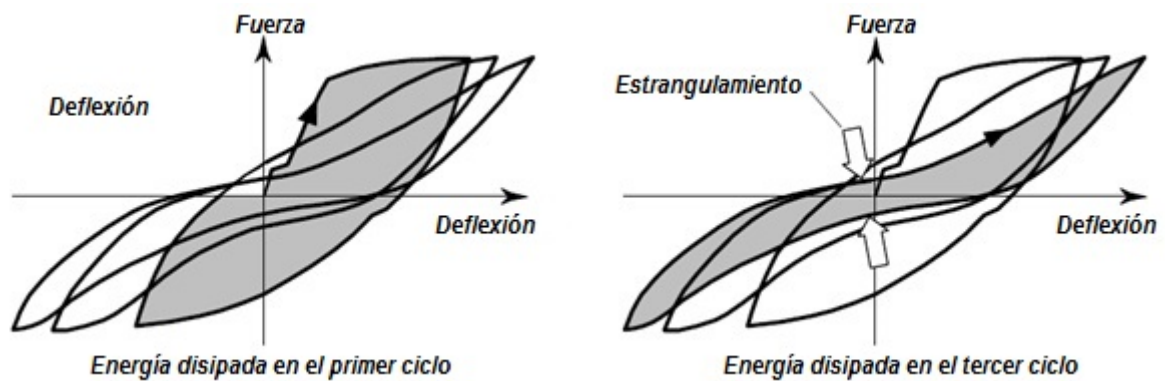


Figura 4.11: Energía disipada y estrangulamiento de los ciclos de histéresis.

Los modelos analíticos del comportamiento histerético más relevantes y utilizados en el análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado son: Modelos bilineales, Modelo de rigidez degradante de Clough y variantes, Modelo de Takeda y variantes, Modelo Q-Hyst, Modelo de Roufaiel y Meyer y sus variantes, Modelo de Park y variantes.

En esta investigación, el comportamiento no lineal de los materiales se representa mediante el modelo de histéresis cinemática para el acero y mediante el modelo de histéresis de Takeda para el concreto.

4.5. Movimientos sísmicos

Los movimientos sísmicos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo, por la liberación repentina de energía que se propaga en forma de ondas. La causa principal y responsable de la mayoría de los movimientos sísmicos es la ruptura y fractura de las rocas en las capas más externas de la corteza terrestre.

Los sismos, por su origen, se clasifican en: Tectónicos, volcánicos y de colapso, y según la profundidad de su foco pueden ser: Superficiales, si el foco se ubica entre 0 y 60 km de profundidad; intermedios, si el foco se ubica entre 60 y 300 km de profundidad; y profundos, si el foco se ubica entre 300 a 700 km, que es la máxima profundidad focal registrada.

4.5.1. Sismos tectónicos

Los sismos se originan en las zonas de subducción, por el movimiento de placas tectónicas en sentido opuesto y una se hunde bajo la otra. Los sismos de origen tectónico por subducción son: Sismos de interplaca o interfase y sismos de intraplaca. Y los sismos de corteza superficial o continentales se originan en las fallas locales, producto de la deformación que experimentan las rocas al ser sometidas a las fuerzas tectónicas.

Sismos de interplaca

Los sismos de interplaca o interfase se originan en las zonas de contacto de las placas tectónicas.

Suelen producirse en zonas donde la concentración de fuerzas generadas por los límites de las placas tectónicas da lugar a movimientos de reajuste en el interior y en la superficie de la Tierra. Su influencia puede alcanzar desde pequeñas hasta grandes regiones, pero su hipocentro suele encontrarse localizado a profundidades mayores de 20 Km, a veces de hasta 70 kilómetros. Se caracterizan por tener una alta magnitud (>7), y una gran liberación de energía.

La zona de subducción de interfase poco profunda en el Perú está caracterizada por el acoplamiento de las placas de Nazca y Sudamericana, y posee mecanismos que obedecen a procesos compresivos. La mayor parte de los sismos a nivel mundial ocurren en esta zona y se presentan entre los 40 y 50 km de profundidad aproximadamente, con magnitudes de momento Mw inclusive de 9,0 (Heaton y Kanamori 1984).

Sismos de intraplaca

Los sismos de intraplaca se origina dentro de las placas tectónicas, en las denominadas fallas locales o geológicas. Se caracterizan por tener magnitudes pequeñas o moderadas, y porque su hipocentro es más superficial ($>20\text{km}$). Debido a su proceso de enfriamiento, las capas más externas de la Tierra son quebradizas o de comportamiento frágil y frente a las fuerzas tectónicas responden mediante fracturamiento. Las fallas son fracturas en cizalla (corte) en las cuales el deslizamiento ocurre en una dirección paralela a la superficie de la fractura. Este deslizamiento es resistido por la fricción debido a que las paredes de la falla se encuentran pegadas, soldadas una contra la otra, como resultado del esfuerzo compresivo que existe al interior de la Tierra a profundidades mayores que 1 a 2 Km.

La zona de subducción de intraplaca en el Perú, está caracterizada por eventos tensionales que ocurren en la zona descendente de la placa de Nazca, donde los sismos son ahora por fallas normales, con magnitudes de momento de Mw 8,0.

Sismos de corteza superficial

Los sismos de corteza superficial o continentales se origina dentro de las placas tectónicas continentales, en la cual por reajustes de procesos orogénesis resulta el arrugamiento y levantamiento continental, se caracterizan por tener magnitudes elevadas, y porque su hipocentro es más superficial ($<45\text{km}$).

En el Perú los sismos de Corteza superficial o continentales, se dan en la zona de corteza continental de la placa Sudamericana, y está sujeta a esfuerzos tectónicos compresionales debido a su convergencia con la placa de Nazca. Esto ha dado como resultado el arrugamiento y levantamiento del margen continental durante un proceso orogénico muy complejo, cuyo resultado final fue la formación de la cordillera de los Andes. La zona de la corteza está caracterizada por eventos moderados, con fallas con ángulo de buzamiento pequeño y con magnitudes M_w entre 6,0 y 7,5; presentadas a lo largo de los márgenes occidental y oriental de la cordillera de los Andes.

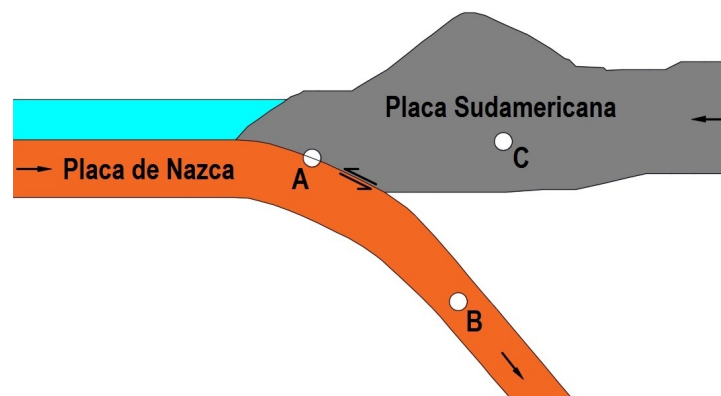


Figura 4.12: Ubicación de los tipos de sismos en la zona de subducción y continental; A) representa donde se origina los sismos de interfase; B) representa donde se origina los sismos de intraplaca; C) representa donde se origina los sismos continentales.

4.5.2. Ondas sísmicas

Es la energía sísmica generada, que se irradia tridimensionalmente desde el foco o hipocentro en todas direcciones en forma de ondas sísmicas. Éstas atraviesan diversos medios, se reflejan o se refractan en sus fronteras y vuelven a generar diferentes tipos de ondas, siendo las más importantes las de cuerpo y las superficiales.

Ondas de cuerpo

Son las que se generan en el proceso de ruptura y viajan a través del interior del medio sólido, y pueden ser:

- Ondas Primarias o P, son las primeras en llegar al punto de observación por ser las más veloces. Las partículas vibran en la dirección en que la energía se irradia.

- Ondas Secundarias o S, llamadas también ondas de corte, son portadoras de la mayor cantidad de energía que se irradia, son más lentas que las ondas P y llegan después que ellas al punto de observación. Las partículas vibran en dirección perpendicular a la irradiación de la energía.

Ondas superficiales

Son las que se producen cuando las ondas sísmicas P y S sacuden las capas superficiales de la corteza, después de que emergen del foco hasta la superficie, y desde allí se vuelven a irradiar por la superficie terrestre. Son dos los tipos de ondas que así se generan:

- Love (L), cuando las partículas vibran en una trayectoria elíptica en un plano horizontal
- Rayleigh (R), cuando las partículas vibran en una trayectoria elíptica contenida en un plano vertical.

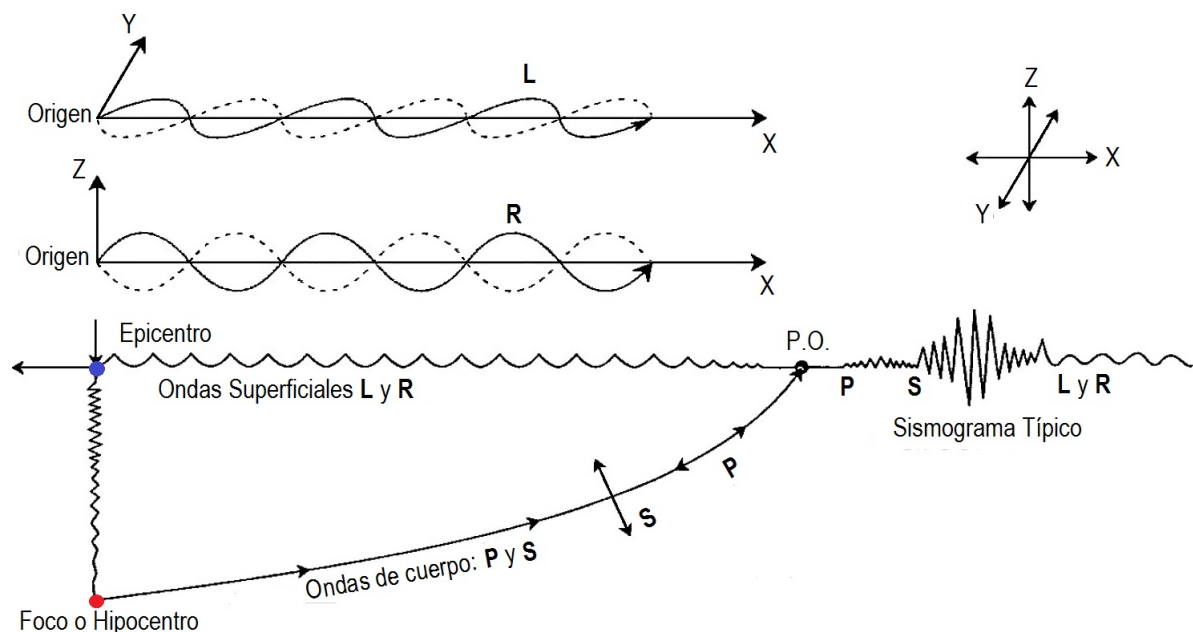


Figura 4.13: Ondas sísmicas principales (Julio Kuroiwa, 2002) [5].

Tanto las ondas L como R son más lentas que las P y S, y llegan al punto de observación retrasadas con respecto a ellas.

4.5.3. Medida de los sismos

Hay dos maneras diferentes de medir los sismos: por su magnitud y por su intensidad.

Magnitud

La magnitud es una constante única que representa una medida cuantitativa de la energía liberada por un sismo, independientemente del sitio de observación. La magnitud se determina midiendo la máxima amplitud de las ondas registradas en el sismograma correspondiente al evento. Una escala estrictamente cualitativa, que puede ser aplicada en sismos de regiones habitadas o no habitadas.

El concepto de magnitud fue ideado en 1931 por Wadati en Japón y desarrollada por Charles Richter en 1935 en California. Richter definió la magnitud de un evento local como el logaritmo en base a diez de la amplitud máxima de una onda sísmica registrada en un sismógrafo patrón (Wood – Anderson o su equivalente) a una distancia de 100 kilómetros del epicentro del terremoto. Esto significa que siempre que la magnitud aumenta en una unidad, la amplitud de las ondas sísmicas aumenta 10 veces. Existen diferentes tipos de magnitud, destacando las siguientes: Magnitud de ondas de cuerpo **M_b**, magnitud de ondas de superficie **M_s**, magnitud de momento sísmico **M_w** y magnitud de Richter **M**.

Intensidad

La intensidad mide cualitativamente los efectos de un terremoto y delimita las áreas con efectos similares. La intensidad se mide por el grado de daños a las construcciones realizadas por el hombre, la cantidad de perturbaciones en la superficie del suelo y el alcance de la reacción animal en la sacudida.

La valoración de la intensidad sísmica es mediante una escala descriptiva, no depende de la medida del movimiento del suelo con instrumentos, sino que depende de las observaciones reales de los efectos en la zona macrosísmica. Su uso se inició con los trabajos de Rossi y Forel en Italia y Suiza, respectivamente, a finales del S. XIX. Desde entonces se han desarrollado varias escalas que evalúan los efectos de los terremotos de una manera estrictamente cualitativa.

Actualmente, las escalas más utilizadas para medir la intensidad sísmica son la Mercalli Modificada (MM) y la MSK. La primera fue propuesta por Mercalli en 1902, modificada

por Wood y Newman en 1931 y por Richter en 1956. La segunda se debe a los trabajos de Medvedev, Sponheuer y Karnik en 1967. Ambas escalas tienen XII grados y son muy similares, siendo la primera más utilizada en América y la segunda en Europa.

Para mayor información de la escala de intensidad de Mercalli Modificada para los países andinos, revise el libro de Reducción de desastres de Julio Kuroiwa, 2002 [5].

4.6. Peligro sísmico

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor, a un cierto valor fijado. Existen dos métodos de análisis para determinar el Peligro Sísmico de un lugar, estos son: Análisis de peligro sísmico determinista (DSHA¹) y el análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA²).

4.6.1. Análisis de peligro sísmico probabilístico

El Método Probabilista para el análisis del peligro sísmico consiste en la modelización estadística de la ocurrencia temporal de terremotos, de sus tamaños, y de la atenuación del movimiento del suelo dada la ocurrencia de éstos, con el objetivo final de determinar la probabilidad de excedencia de determinados niveles del movimiento del suelo. Los modelos probabilistas de ocurrencia de terremotos más empleados en la práctica están basados en distribuciones de valores extremos (Gumbel- Weibull) y sobre todo en la distribución de Poisson (Casimiro 2012 [19]).

El análisis de peligro sísmico probabilístico(PSHA), también puede ser descrito por un proceso de cuatro pasos simples; según lo descrito por Reiter en 1990 [20], en la figura 4.14, se muestra el procedimiento en forma esquemática.

1. Determinación y caracterización de las fuentes sísmicas.
2. Determinación de las relaciones de atenuación para la aceleración máxima del suelo (PGA) y la aceleración espectral (S_a) en diferentes periodos de vibración (T).

¹DSHA: Deterministic Seismic Hazard Analysis

²PSHA: Probabilistic Seismic Hazard Analysis

3. Determinación de las curvas de peligro sísmico.
4. Construcción del espectro de peligro uniforme de los resultados de las curvas del peligro.

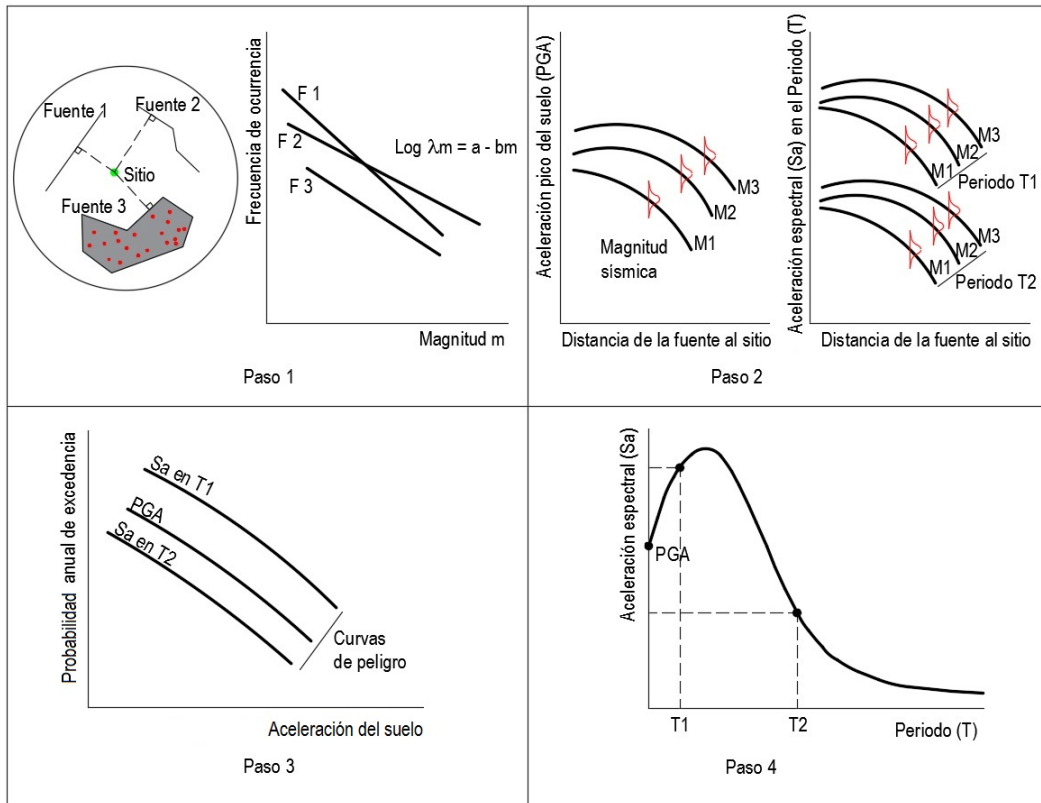


Figura 4.14: Esquematzación del análisis del peligro sísmico probabilístico.

Determinación de la Fuente Sísmica

Para la determinación de las frecuencias de ocurrencia se emplean las leyes de Gutenberg - Richter mediante la fórmula matemática:

$$\text{Log} \lambda_m = a - bm \quad (4.41)$$

Dónde, λ_m es la tasa media anual de actividad sísmica y de magnitud m ocurriendo en una fuente sísmica, a y b son constantes características de la fuente y éstas podrían estimarse mediante el análisis de regresión por mínimos cuadrados de sismos ocurridos en el pasado (catálogo sísmico). 10^a es el número de sismos por unidad de tiempo de magnitudes mayores o iguales a cero y b representa una medida de la relación existente entre la frecuencia de sismos grandes y pequeños; valores pequeños significan una mayor frecuencia de eventos pequeños en relación con grandes, y viceversa.

Determinación de las frecuencias de ocurrencia

La actividad de cada fuente sísmica, capaz de producir magnitudes sísmicas en el rango de m_0 a m_{max} se especifica en términos de la tasa de excedencia de magnitudes, λ_m , que allí se generan. La tasa de excedencia de magnitudes mide que tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada, y se define como el número medio de veces en que, por unidad de tiempo, ocurre en la fuente un temblor con magnitud superior a la especificada. La ley de recurrencia estándar de Gutenberg-Richter de la ecuación 4.41 puede expresarse como:

$$\lambda_m = 10^{\alpha - \beta m} = e^{\alpha - \beta m} \quad (4.42)$$

Donde $\alpha = 2.303a$ y $\beta = 2.303b$. Para el propósito de ingeniería los efectos de los sismos pequeños son de poco interés y es común ignorar aquellos que no son capaces de generar daños significativos. Si se eliminan los sismos menores que el límite mínimo m_0 entonces la tasa anual promedio de excedencia se define como:

$$\lambda_m = v e^{-\beta(m-m_0)} \quad m > m_0 \quad (4.43)$$

Dónde $v = e^{(\alpha - \beta m_0)}$. En muchos análisis de peligro sísmico, la menor magnitud límite de integración se considera de 4 a 5, puesto que magnitudes menores que aquellas raramente producen daños significativos. La probabilidad de la distribución resultante de magnitudes para la ley de Gutenberg-Richter con el menor límite puede expresarse en términos de la función de distribución acumulada (CDF):

$$F_M(m) = P[M > m_0] = \frac{\lambda_{m_0} - \lambda_m}{\lambda_{m_0}} = 1 - e^{-\beta(m-m_0)} \quad (4.44)$$

O la función de densidad de probabilidad (PDF):

$$f_M(m) = \frac{d}{dm} F_M(m) = \beta e^{-\beta(m-m_0)} \quad (4.45)$$

Por lo tanto el CDF y el PDF para la ley de Gutenberg-Richter con los límites inferiores y superiores pueden expresarse como:

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_{m\acute{a}x}] = \frac{1 - e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_{m\acute{a}x}-m_0)}} \quad (4.46)$$

$$f_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_{\text{máx}}-m_0)}} \quad (4.47)$$

Estos parámetros, diferentes para cada fuente, se estiman por procedimientos estadísticos bayesianos.

Relaciones de atenuación

Las leyes de atenuación constituyen la capacidad del terreno para amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas conforme éstas se alejan del foco sísmico. Conocer este comportamiento, permite estimar la amplitud del movimiento del suelo para una distancia y una fuente sísmica dada, con lo que esta información tiene de utilidad para el diseño, la construcción adecuada de estructuras sismorresistente y la prevención de daño.

Por otra parte, la elevada sismicidad del Perú se caracteriza, como casi todas las zonas de subducción del mundo, por la existencia de dos tipos de terremotos muy distintos en estas zonas, los eventos interplaca o de “subducción” y los intraplaca o “profundos”. Los primeros, por generarse a escasa profundidad, suelen tener mayor poder destructivo, como muchos sismos ocurridos en esta zona. Además, en el Perú se carece de relaciones de atenuación para describir la sismicidad en la zona de subducción. Para solventar la deficiencia de estas relaciones (clasificación de los sitios de cada estación, adecuada distribución de la información en magnitud y distancia para las diferentes fuentes, etc.) se decidió incorporar en el presente análisis dos relaciones de atenuación que han sido desarrolladas en regiones de encuentro de placas, con condiciones sismo-tectónicas similares a las de la zona de estudio, caracterizada por ser una zona altamente activa, con la ocurrencia periódica de terremotos destructivos.

En general las relaciones de atenuación se desarrollan para diferentes clases de sitio de cada estación; por consiguiente, para la aplicación de una relación en particular es importante conocer el perfil de los suelos en el emplazamiento donde se realice el estudio o la construcción de una obra de ingeniería.

- **Relaciones de atenuación para sismos en zonas de subducción.**

Youngs et al. (1997) [2], desarrollaron relaciones de atenuación para zonas de

subducción-interplaca (eventos que ocurren debido a la interacción entre placas tectónicas adyacentes) y sismos de subducción-intraplaca (eventos que ocurren dentro de la placa tectónica) usando datos registrados en Alaska, Chile, Cascadia, Japón, Perú y las islas Salomón. Esta relación ilustra que el movimiento máximo del suelo para sismos de zonas de subducción se atenúa más lentamente que aquellos de los sismos de las zonas continentales en regiones tectónicamente activas y que los sismos intraplaca producen mayores intensidades que los de interface con la misma magnitud y distancia.

Las relaciones de atenuación desarrollados por Youngs et al. (1997) [2] especifican que se pueden utilizar para suelo y roca, pero no especifican el tipo de suelo o tipo de roca; por lo tanto son genéricos.

Ecuación de atenuación para roca:

$$\ln(y) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_T \quad (4.48)$$

Desviación estándar $C_4 + C_5M$

Tabla 4.1: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Youngs et al. (1997) [2].

Periodo (s)	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
0.000	0.000	0.0000	-2.552	1.45	-0.1
0.075	1.275	0.0000	-2.707	1.45	-0.1
0.100	1.188	-0.0011	-2.655	1.45	-0.1
0.200	0.722	-0.0027	-2.528	1.45	-0.1
0.300	0.246	-0.0036	-2.454	1.45	-0.1
0.400	-0.115	-0.0043	-2.401	1.45	-0.1
0.500	-0.400	-0.0048	-2.360	1.45	-0.1
0.750	-1.149	-0.0057	-2.286	1.45	-0.1
1.000	-1.736	-0.0064	-2.234	1.45	-0.1
1.500	-2.634	-0.0073	-2.160	1.50	-0.1
2.000	-3.328	-0.0080	-2.107	1.55	-0.1
3.000	-4.511	-0.0089	-2.033	1.65	-0.1

Ecuación de atenuación para suelo:

$$\ln(y) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643Z_T \quad (4.49)$$

Desviación estándar $C_4 + C_5M$

Tabla 4.2: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en suelo propuesta por Youngs et al. (1997) [2].

Periodo (s)	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
0.000	0.000	0.0000	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.100	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.200	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.300	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.1
0.400	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.1
0.500	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.1
0.750	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1.000	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.500	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.1
2.000	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.1
3.000	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4.000	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

Donde:

y = Aceleración espectral en g

M = Magnitud de momento sísmico M_w

r_{rup} = Distancia más cercana al área de ruptura en km.

H = Profundidad focal en km.

Z_T = tipo de fuente, 0 para Interfase, 1 para intraplaca.

■ **Relaciones de atenuación para sismos continentales.**

Sadigh et al. (1997) [3], presentaron relaciones de atenuación para sismos en zonas continentales determinadas de los datos registrados principalmente en California. Esta relación de atenuación está representada mediante la expresión:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5M)^{2.5} + C_4 \ln(r_{rup} + e(C_5 + C_6M)) + C_7 \ln(r_{rup} + 2) \quad (4.50)$$

Donde:

y = Aceleración espectral en g

M = Magnitud de momento sísmico M_w

r_{rup} = Distancia más cercana al área de ruptura en km.

Tabla 4.3: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997) [3].

$T(s)$	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	$\sigma(M < 7.21)$	$\sigma(M \geq 7.21)$
$M \leq 6.5$									
0.00	-0.624	1.000	0.000	-2.100	1.29649	0.250	0.000	1.39 -0.14 M	0.38
0.07	0.110	1.000	0.006	-2.128	1.29649	0.250	-0.082	1.40 -0.14 M	0.39
0.10	0.275	1.000	0.006	-2.148	1.29649	0.250	-0.041	1.41 -0.14 M	0.40
0.20	0.153	1.000	-0.004	-2.080	1.29649	0.250	0.000	1.43 -0.14 M	0.42
0.30	-0.057	1.000	-0.017	-2.028	1.29649	0.250	0.000	1.45 -0.14 M	0.44
0.40	-0.298	1.000	-0.028	-1.990	1.29649	0.250	0.000	1.48 -0.14 M	0.47
0.50	-0.588	1.000	-0.040	-1.945	1.29649	0.250	0.000	1.50 -0.14 M	0.49
0.75	-1.208	1.000	-0.050	-1.865	1.29649	0.250	0.000	1.52 -0.14 M	0.51
1.00	-1.705	1.000	-0.055	-1.800	1.29649	0.250	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
1.50	-2.407	1.000	-0.065	-1.725	1.29649	0.250	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
2.00	-2.945	1.000	-0.070	-1.670	1.29649	0.250	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
3.00	-3.700	1.000	-0.080	-1.610	1.29649	0.250	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
4.00	-4.230	1.000	-0.100	-1.570	1.29649	0.250	0.000	1.53 -0.14 M	0.52

Tabla 4.4: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997) [3].

$T(s)$	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	$\sigma(M < 7.21)$	$\sigma(M \geq 7.21)$
$M > 6.5$									
0.00	-1.274	1.100	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000	1.39 -0.14 M	0.38
0.07	-0.540	1.100	0.006	-2.128	-0.48451	0.524	-0.082	1.40 -0.14 M	0.39
0.10	-0.375	1.100	0.006	-2.148	-0.48451	0.524	-0.041	1.41 -0.14 M	0.40
0.20	-0.497	1.100	0.004	-2.080	-0.48451	0.524	0.000	1.43 -0.14 M	0.42
0.30	-0.707	1.100	-0.017	-2.028	-0.48451	0.524	0.000	1.45 -0.14 M	0.44
0.40	-0.948	1.100	-0.028	-1.990	-0.48451	0.524	0.000	1.48 -0.14 M	0.47
0.50	-1.238	1.100	-0.040	-1.945	-0.48451	0.524	0.000	1.50 -0.14 M	0.49
0.75	-1.858	1.100	-0.050	-1.865	-0.48451	0.524	0.000	1.52 -0.14 M	0.51
1.00	-2.355	1.100	-0.055	-1.800	-0.48451	0.524	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
1.50	-3.057	1.100	-0.065	-1.725	-0.48451	0.524	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
2.00	-3.595	1.100	-0.070	-1.670	-0.48451	0.524	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
3.00	-4.350	1.100	-0.080	-1.610	-0.48451	0.524	0.000	1.53 -0.14 M	0.52
4.00	-4.880	1.100	-0.100	-1.570	-0.48451	0.524	0.000	1.53 -0.14 M	0.52

Los coeficientes de la ley de atenuación difieren para $M_w \leq 6.5$ y $M_w > 6.5$ para un mismo valor del periodo espectral, y las desviaciones estándar están expresadas por

relaciones dadas de acuerdo al periodo y varían en función de la magnitud.

Cálculo del peligro sísmico

El cálculo del peligro sísmico se lleva para un parámetro del movimiento del suelo Y . El parámetro Y en las leyes de atenuación desarrolladas por Youngs et al. (1997) [2] y Sadigh et al. (1997) [3] representa la aceleración máxima del suelo (PGA) o la aceleración espectral S_a con 5% de amortiguamiento y un periodo estructural T . El análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) calcula el número anual de eventos que produce un parámetro del movimiento del suelo Y , que excede un nivel especificado, y^* . Este número de eventos por año $\lambda(Y > y^*)$ también se denomina “frecuencia anual de excedencia” y el inverso de $\lambda(Y > y^*)$ se denomina “periodo de retorno”.

El cálculo de la frecuencia anual de excedencia $\lambda(Y > y^*)$ en un sitio, involucra muchas probabilidades de distribución para cada fuente sísmica como: la frecuencia de ocurrencia de varias magnitudes sísmicas, la dimensión de ruptura, la ubicación de los sismos y la atenuación del movimiento del suelo desde la ruptura sísmica hasta el sitio. La tasa de ocurrencia de sismos de varias magnitudes se determina mediante la relación de recurrencia de magnitudes; la ubicación de los sismos depende de la geometría de la fuente sísmica; la distancia desde la ruptura hasta el sitio se calcula desde la ubicación del sismo y la dimensión de la ruptura y el movimiento del suelo en el sitio se determina de la relación de atenuación. Matemáticamente la anterior definición utilizada para el cálculo de la integral del peligro sísmico debida a un conjunto de N fuentes sísmicas es la siguiente:

$$\lambda(Y > y^*) = \sum_{i=1}^N v_i \int \int \int P_i[Y > y^* | m, r, \varepsilon] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) f_{\varepsilon_i}(\varepsilon) . dm . dr . d\varepsilon \quad (4.51)$$

Dónde:

La triple integral tiene como límites las magnitudes y distancias mínimas y máximas de la fuente y los valores en los que se trunca la relación de predicción del movimiento (proporcionales al número de desviaciones estándar de la ecuación del modelo del movimiento). Si ésta no se trunca, entonces la integral se evalúa entre $-\infty$ a $+\infty$.

La expresión $\lambda(Y > y^*)$, representa la tasa anual de excedencia del nivel del movimiento (y^*), debido a ocurrencia de terremotos en las (N) fuentes, que es suma de las tasas anuales de excedencia $\lambda_i(Y > y^*)$ en cada una de las fuentes (las cuales presentan una tasa anual de ocurrencia de terremotos v_i).

El término $P_i[Y > y^* | m, r, \varepsilon]$ da la probabilidad de excedencia de (y^*) condicionada a las variables m , r y ε .

Por último, las funciones $f_{M_i}(m)f_{R_i}(r)f_{\varepsilon_i}(\varepsilon)$ son las funciones de densidad de probabilidad de magnitud, distancia y épsilon, respectivamente.

Una vez determinado el valor de la probabilidad anual promedio de excedencia o periodo de retorno correspondiente a un determinado nivel de movimiento del suelo, el cálculo de la probabilidad que un movimiento del suelo Y (PGA o Sa) que excede un cierto valor y^* (PGA o Sa^*) en un periodo de tiempo t años es inmediato y se calcula con la siguiente ecuación.

$$P(Y > y^*) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (4.52)$$

Donde: t es el número de años para los que se calcula el peligro.

En el presente estudio, para el cálculo de la peligrosidad sísmica se utilizó el programa CRISIS 2007 [21] y veintinueve fuentes sismogénicas propuestas por SENCICO [6], de los cuales veinte fuentes sísmicas son de subducción, en las cuales se han diferenciado los mecanismos de interfase (F1, F2, F3, F4, F5 y F6) y de intraplaca superficial (F7, F8, F9, F10, F11, F12, F13, F14, F15 y F16) e intermedias (F17, F18, F19 y F20), y nueve fuentes sísmicas continentales (F21, F22, F23, F24, F25, F26, F27, F28 y F29). La mayor parte de los sismos ocurridos en el territorio nacional, es producto de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. La placa de Nazca penetra debajo de la Sudamericana a ángulos variables y se profundiza a medida que avanza hacia el continente.

Las coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas que han sido aplicadas para la evaluación del peligro sísmico del sitio de fundación de la estructura, se indican en las tablas 4.5, 4.6 y 4.7. Y los mapas de las fuentes sismogénicas se muestra en las figuras 4.15, 4.16 y 4.17.

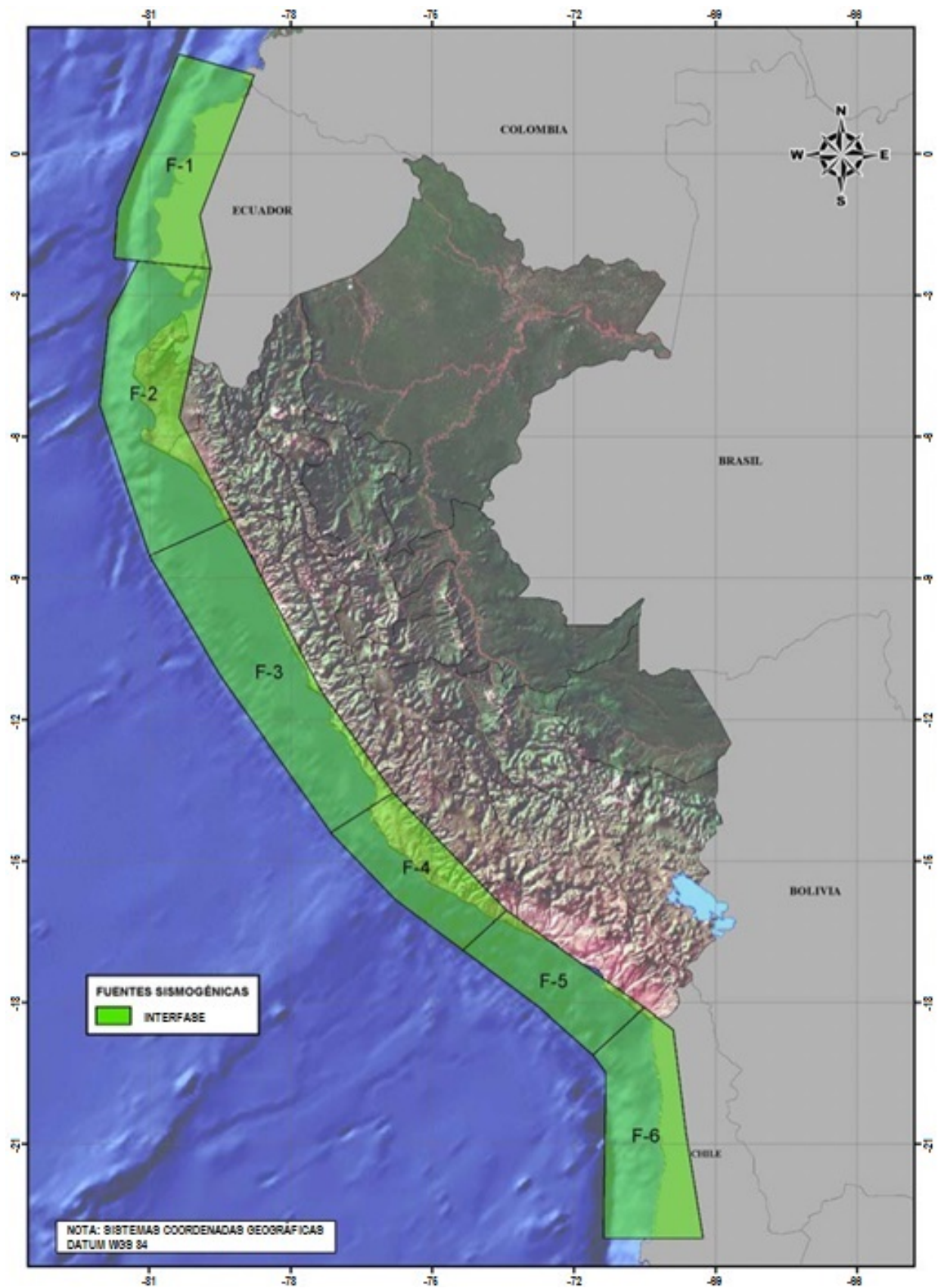


Figura 4.15: Fuentes sísmicas de subducción: Interfase (SENCICO) [6].

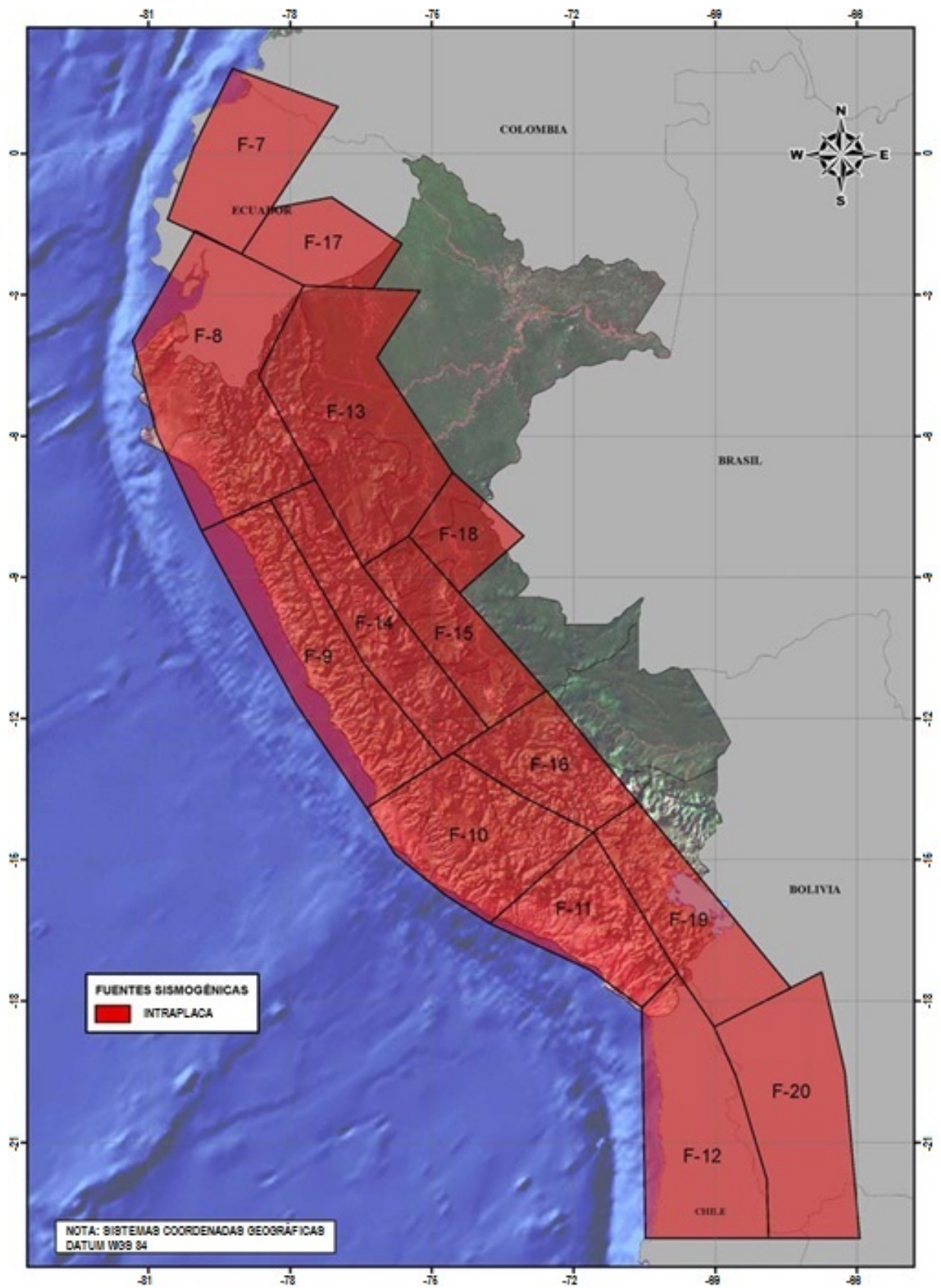


Figura 4.16: Fuentes sismogénicas de subducción: Intraplaca (SENCICO) [6].

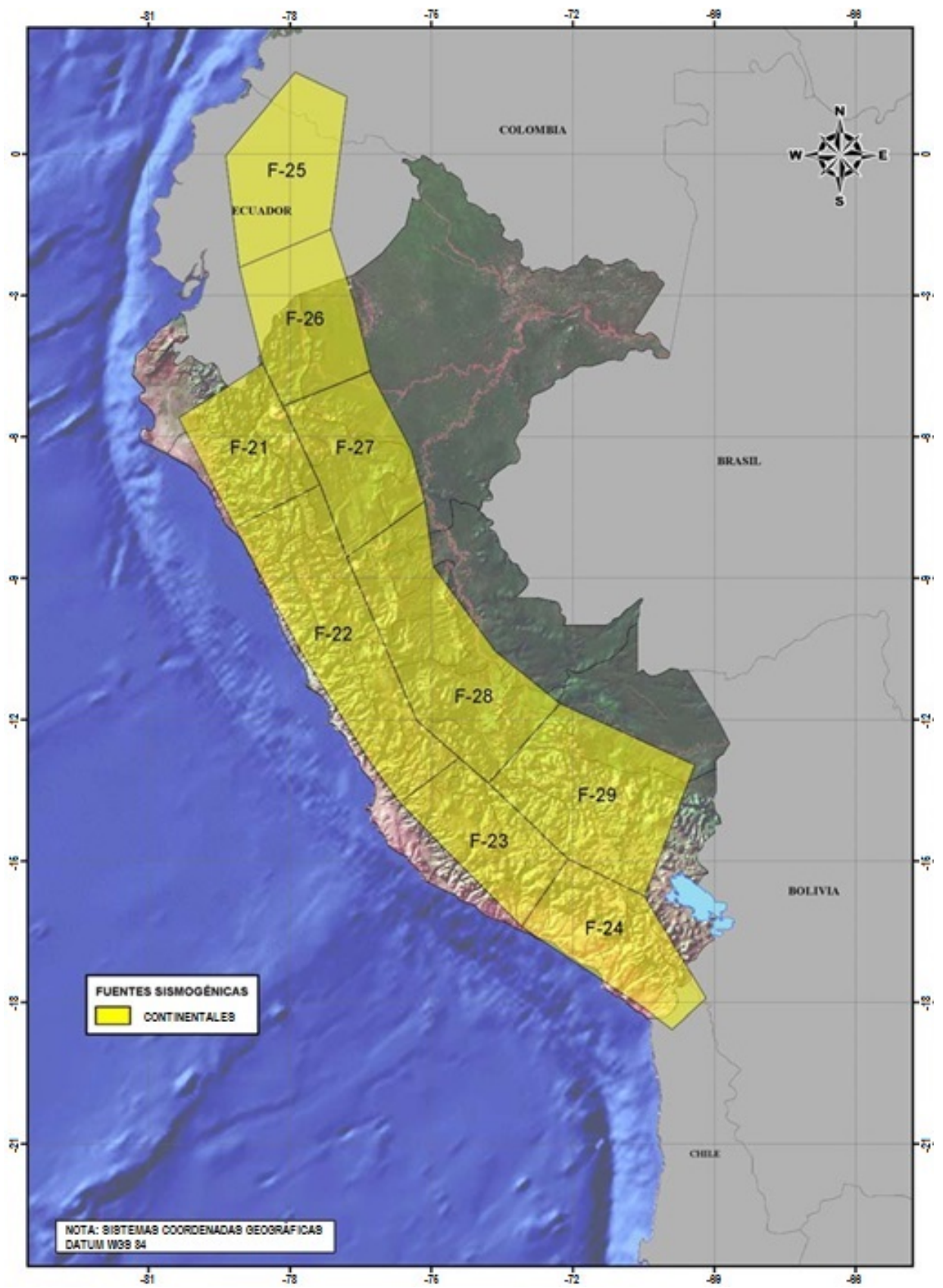


Figura 4.17: Fuentes sísmicas continentales (SENCICO) [6].

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F1	-79.928	-1.314	50
F1	-79.697	-2.447	50
F1	-81.742	-2.217	25
F1	-81.670	-1.163	25
F1	-80.380	2.110	25
F1	-78.778	1.666	50
F2	-81.851	-3.458	25
F2	-82.054	-5.322	25
F2	-80.991	-8.528	25
F2	-79.267	-7.740	50
F2	-80.368	-5.595	50
F2	-79.699	-2.439	50
F2	-81.236	-2.274	25
F3	-80.991	-8.528	25
F3	-80.022	-10.322	25
F3	-77.184	-14.412	25
F3	-75.856	-13.563	60
F3	-77.824	-10.464	60
F3	-79.267	-7.740	60
F4	-75.800	-15.800	25
F4	-74.360	-16.880	25
F4	-73.430	-16.039	65
F4	-75.834	-13.548	65
F4	-77.155	-14.392	25
F5	-73.430	-16.039	70
F5	-74.360	-16.880	30
F5	-72.727	-18.100	30

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F5	-71.602	-19.101	30
F5	-70.517	-18.082	75
F6	-71.602	-19.101	30
F6	-71.334	-19.475	30
F6	-71.377	-22.999	50
F6	-69.266	-22.999	85
F6	-69.623	-20.786	75
F6	-69.900	-18.564	70

Tabla 4.5: Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas de interfase

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F7	-79.033	-2.129	125
F7	-76.989	0.998	125
F7	-79.222	1.809	50
F7	-80.031	0.162	50
F7	-80.600	-1.400	50
F8	-81.334	-3.969	50
F8	-80.840	-5.926	50
F8	-79.881	-8.015	50
F8	-77.474	-6.920	120
F8	-78.667	-4.725	120
F8	-77.716	-2.798	200
F8	-80.017	-1.630	90
F9	-78.423	-7.352	100
F9	-79.881	-8.015	60
F9	-78.003	-11.728	60
F9	-76.381	-13.899	60

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F9	-74.775	-12.871	120
F9	-76.441	-10.831	130
F10	-73.778	-16.347	70
F10	-71.584	-14.405	140
F10	-73.127	-13.631	125
F10	-74.555	-12.725	120
F10	-76.381	-13.899	60
F10	-75.782	-14.883	60
F10	-74.709	-15.750	60
F11	-71.660	-17.328	70
F11	-70.558	-18.134	70
F11	-69.800	-17.400	140
F11	-71.584	-14.405	140
F11	-73.778	-16.347	65
F12	-70.480	-22.999	70
F12	-69.275	-22.999	100
F12	-67.872	-22.999	150
F12	-67.911	-21.766	150
F12	-68.560	-19.610	155
F12	-69.020	-18.550	150
F12	-69.800	-17.400	140
F12	-70.558	-18.143	100
F13	-77.716	-2.798	200
F13	-78.667	-4.725	120
F13	-76.472	-8.763	130
F13	-75.489	-8.120	140
F13	-74.558	-6.771	150

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F13	-76.164	-4.332	130
F13	-75.255	-2.911	150
F14	-76.441	-10.831	130
F14	-74.775	-12.871	120
F14	-73.794	-12.219	130
F14	-76.472	-8.763	130
F14	-77.474	-6.920	120
F14	-78.423	-7.352	120
F15	-75.116	-10.513	145
F15	-73.794	-12.219	130
F15	-72.577	-11.410	135
F15	-73.319	-10.572	150
F15	-74.417	-9.331	150
F15	-75.489	-8.120	140
F15	-76.472	-8.763	130
F16	-73.119	-13.635	120
F16	-71.584	-14.405	150
F16	-70.646	-13.766	135
F16	-72.575	-11.405	135
F16	-74.584	-12.770	125
F17	-77.716	-2.798	200
F17	-76.245	-2.865	170
F17	-75.638	-1.914	170
F17	-77.119	-0.922	200
F17	-78.400	-1.161	125
F17	-79.033	-2.129	125
F18	-75.489	-8.120	140

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F18	-74.417	-9.331	150
F18	-73.051	-8.124	185
F18	-74.558	-6.771	180
F19	-70.592	-16.070	150
F19	-69.800	-17.400	140
F19	-69.020	-18.550	150
F19	-68.246	-18.155	200
F19	-67.398	-17.724	250
F19	-70.646	-13.766	250
F19	-71.584	-14.405	175
F20	-65.943	-22.999	270
F20	-66.254	-19.522	270
F20	-66.745	-17.388	285
F20	-69.020	-18.550	150
F20	-68.560	-19.610	155
F20	-67.911	-21.766	150
F20	-67.873	-22.999	150

Tabla 4.6: Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas de intraplaca

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F21	-79.173	-7.916	30
F21	-77.365	-7.009	30
F21	-78.581	-4.449	30
F21	-80.368	-5.595	30
F22	-79.173	-7.916	30
F22	-77.824	-10.464	30
F22	-76.318	-12.881	30

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F22	-75.677	-13.764	30
F22	-74.411	-12.807	30
F22	-75.315	-12.019	30
F22	-76.798	-8.551	30
F22	-77.365	-7.009	30
F23	-75.677	-13.764	30
F23	-73.090	-16.383	30
F23	-72.106	-14.949	30
F23	-73.789	-13.349	30
F23	-74.411	-12.807	30
F24	-73.090	-16.383	30
F24	-70.517	-18.096	30
F24	-69.900	-18.564	30
F24	-69.174	-17.909	30
F24	-70.484	-15.743	30
F24	-72.106	-14.949	30
F25	-79.367	-0.036	30
F25	-79.083	-2.408	30
F25	-77.139	-1.595	30
F25	-76.797	1.211	30
F25	-77.897	1.730	30
F26	-79.083	-2.408	30
F26	-78.581	-4.449	30
F26	-78.152	-5.348	30
F26	-76.293	-4.598	30
F26	-76.661	-3.088	30
F26	-77.139	-1.595	30

Continúa en la página siguiente.

Fuente	Coordenadas Geográficas		Profundidad (Km)
	Longitud ($^{\circ}W$)	Latitud ($^{\circ}S$)	
F27	-78.152	-5.348	30
F27	-77.365	-7.009	30
F27	-76.798	-8.551	30
F27	-75.145	-7.359	30
F27	-75.430	-6.292	30
F27	-76.304	-4.610	30
F28	-76.798	-8.551	30
F28	-75.315	-12.019	30
F28	-73.789	-13.349	30
F28	-72.276	-11.656	30
F28	-73.668	-10.523	30
F28	-74.957	-8.744	30
F28	-75.145	-7.359	30
F29	-73.789	-13.349	30
F29	-72.106	-14.949	30
F29	-70.484	-15.743	30
F29	-69.414	-12.956	30
F29	-72.276	-11.656	30

Tabla 4.7: Coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas continentales

La caracterización de las fuentes sismogénicas fue realizada a través del cálculo de sus parámetros sismológicos, considerando la ley de recurrencia sísmica de Gutenberg-Richter. y como leyes de atenuación, para sismo de subducción se tomaron los modelos de atenuación de Youngs et al. (1997) [2] que diferencian los mecanismos focales de interfase e intraplaca en la estimación de la máxima aceleración del suelo, y el modelo de atenuación sísmica propuesto por Sadigh et al. (1997) [3] para sismos continentales.

Fuente	Parámetros Sismológicos			
	M_{mn}	M_{mx}	β	Tasa
F1	4.3	8.1	1.286	3.100
F2	4.5	8.0	1.302	4.200
F3	4.8	8.4	1.732	3.980
F4	4.4	8.4	1.730	6.620
F5	4.8	8.4	1.473	2.580
F6	4.5	8.4	1.344	3.530
F7	4.1	7.9	0.991	1.300
F8	4.4	6.6	1.990	3.380
F9	4.5	7.9	1.939	6.510
F10	4.5	7.0	1.805	6.570
F11	4.8	7.8	2.251	4.850
F12	4.8	7.7	2.580	19.000
F13	4.3	7.4	1.491	3.710
F14	4.2	6.6	1.280	2.070
F15	4.6	6.0	2.334	2.520
F16	4.1	6.9	1.307	1.250
F17	4.4	7.3	1.697	3.870
F18	4.8	7.1	2.413	3.130
F19	4.8	7.0	2.307	2.920
F20	4.5	7.7	2.352	11.700
F21	4.0	7.1	0.580	0.461
F22	4.1	7.2	1.068	1.320
F23	4.5	7.0	1.384	0.675
F24	4.4	7.4	1.314	1.280
F25	4.2	7.0	1.133	2.040
F26	4.6	6.7	1.384	0.889
F27	4.8	6.8	2.162	1.270
F28	4.5	7.0	1.667	2.850
F29	4.3	7.1	1.259	1.420

Tabla 4.8: Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

Como resultado del cálculo del peligro sísmico mediante el programa CRISIS 2007 [21], se obtiene las curvas de peligro sísmico y el espectro de peligro uniforme, como se muestran en las figuras 4.18 y 4.19 respectivamente.

Las curvas de peligro sísmico representan la peligrosidad del sitio de fundación del edificio en estudio. Y siendo la curva más representativa, la calculada para el periodo fundamental de la estructura ($T_o = 0.99s$) y para un amortiguamiento de 5%, la misma que se muestra de color verde en la figura 4.18, del cual se obtienen la aceleración de $0.19g$ para un sismo raro con una probabilidad 10% de ser excedido en 50 años y con un periodo de

retorno de 475 años. Y en la gráfica del espectro de peligro uniforme también se obtiene la misma aceleración de $0.19g$ para el periodo fundamental de la estructura.

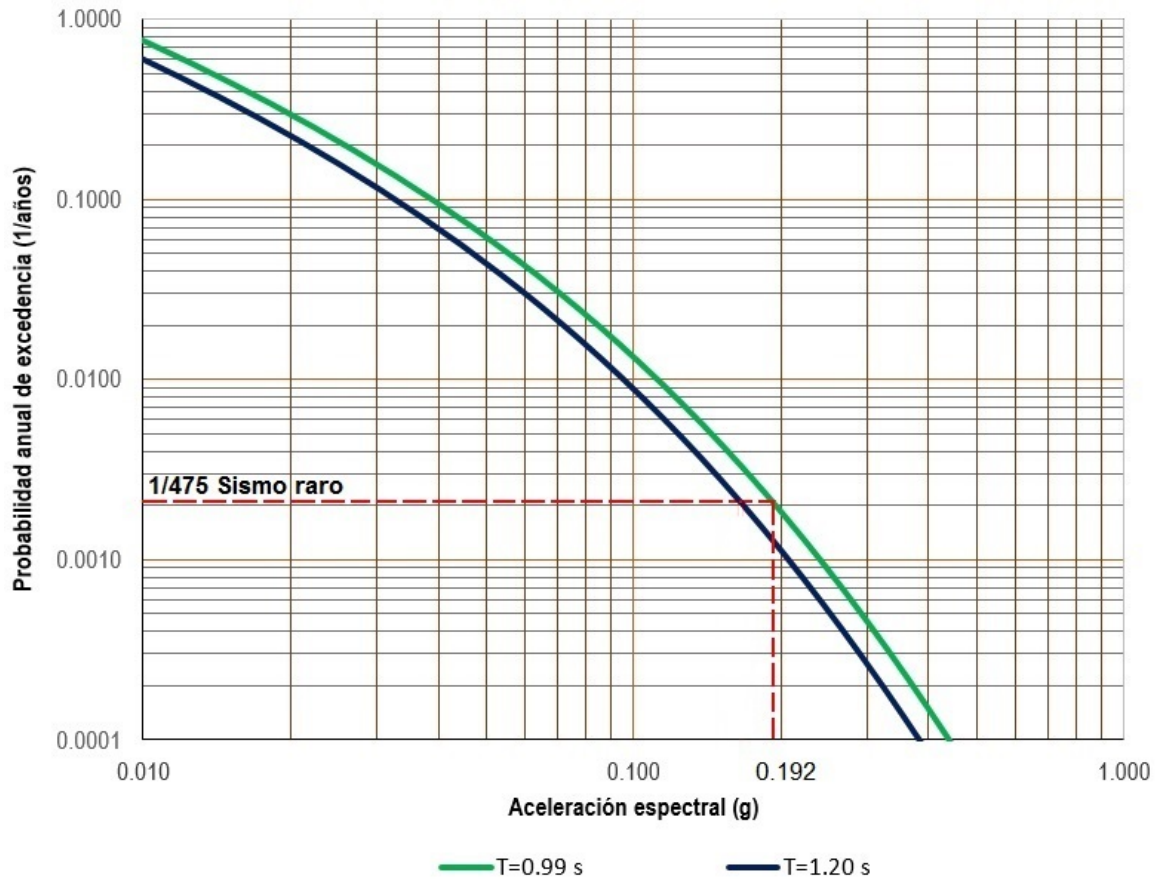


Figura 4.18: Curvas de peligro sísmico.

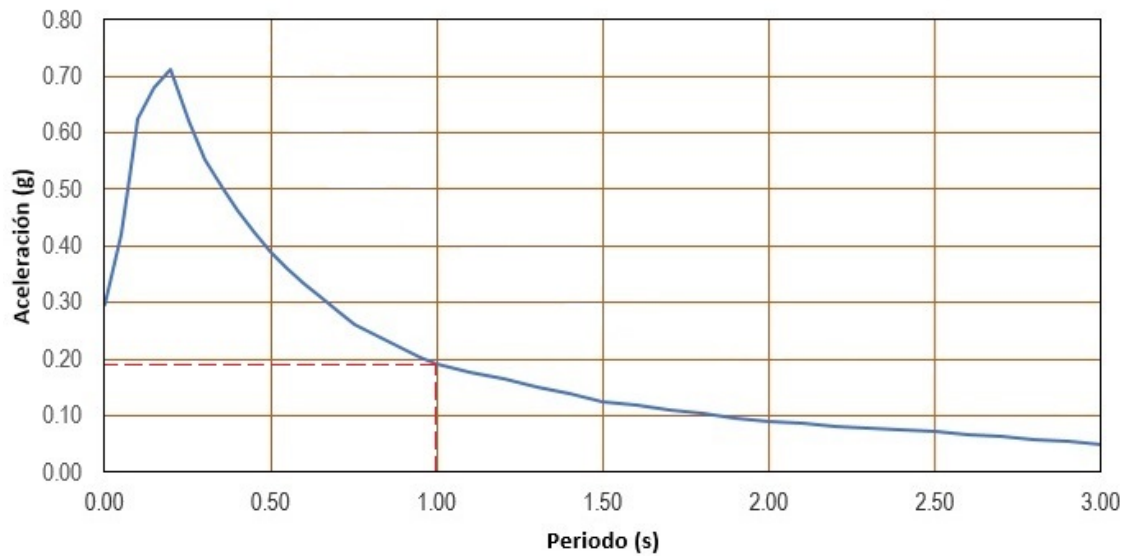


Figura 4.19: Espectro de peligro uniforme.

Y en la figura 4.20, se muestra el espectro de peligro uniforme junto al espectro de aceleración

para el sismo raro o espectro de diseño propuesta por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27]. Como se puede observar el espectro de diseño es ligeramente superior

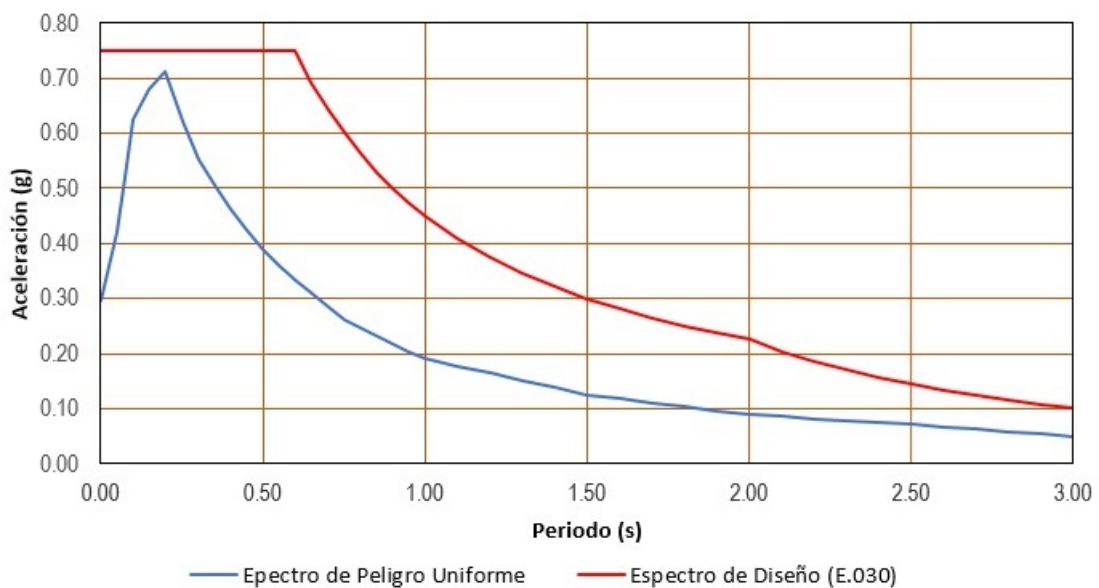


Figura 4.20: Comparación entre el espectro de peligro uniforme y el espectro de diseño (E.030)

al espectro de peligro uniforme; por lo tanto, como espectro objetivo para escalar los sismos considerados en el presente estudio, se utilizará el espectro de diseño propuesta por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27].

La evaluación del peligro sísmico sobre el territorio nacional, también se puede obtener desde la pagina web desarrollado por SENCICO [6] , ingresando las coordenadas del sitio de estudio. La evaluación del peligro sísmico lo realiza partiendo de los datos sísmicos actualizado hasta el 1 de enero del 2016.

4.7. Registros de aceleración

Los registros de aceleración, son datos obtenidos por los acelerógrafos, y corresponden a los valores de la aceleración del suelo. Estos registros se denominan acelerogramas y están en función de la ubicación (tipo de suelo) del equipo, de la distancia a la fuente, de la atenuación de las ondas y también de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sismogénica. Es por ello que los registros de aceleración, no pueden mezclarse para analizar una estructura, dicho de otro modo, los registros deben de ser representativos

en sus contenidos de frecuencia, tipo de suelo y distancia a la falla, del peligro sísmico a la que está expuesta la estructura. Las aceleraciones en un registro cambian drásticamente por la ubicación y el tipo de suelo. Es por ello que la estructura analizada debe contar con registros que representen las aceleraciones para la ubicación y el tipo de suelo dado.

En un análisis no lineal tiempo historia, el principal problema es la selección del tipo y el número de los registros de aceleración a usar, no podemos basarnos en uno solo registro, porque la estructura se comporta distinta ante cada sollicitación aun siendo de la misma fuente. Es por ello que se requiere de un cierto número de registros y un procesamiento estadístico para obtener una cierta confiabilidad en nuestra respuesta. EL ATC 58 [22] propone utilizar al menos 7 sismos, cada uno de los cuales consta de dos componentes horizontales en direcciones ortogonales y el actual Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27], establece que para el Análisis Dinámico Tiempo – Historia, se usará como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

En la tabla 4.9, se muestran, los siete sismos producidos en el Perú entre los años 1951 a 2007, seleccionados teniendo en cuenta la magnitud.

Tabla 4.9: Sismos seleccionados de los producidos en el Perú entre los años 1951 a 2007

Fecha	Lugar	Componente	Data	PGA	Magnitud	Observ.
17-oct-1966	Lima	EW	3,283	-180.56	7.5	NTE 030
17-oct-1966	Lima	NS	3,283	-268.24	7.5	NTE 030
31-may-1970	Huaraz	EW	2,255	-105.05	7.7	NTE 030
31-may-1970	Huaraz	NS	2,255	-97.81	7.7	NTE 030
5-ene-1974	Lima	EW	1,804	-66.72	6.6	
5-ene-1974	Lima	NS	1,804	-71.63	6.6	
3-oct-1974	Lima	EW	4,899	-194.21	7.5	NTE 030
3-oct-1974	Lima	NS	4,899	180.09	7.5	NTE 030
9-nov-1974	Lima	EW	2,391	46.28	6.2	
9-nov-1974	Lima	NS	2,391	-69.96	6.2	
23-jun-2001	Arequipa	EW	19,892	-295.15	7.9	
23-jun-2001	Arequipa	NS	19,892	219.99	7.9	
15-ago-2007	Pisco	EW	65,200	-54.66	7.9	
15-ago-2007	Pisco	NS	65,200	58.79	7.9	

4.7.1. Espectros de respuesta

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.

En la figura 4.21, se muestra el proceso de cálculo del espectro de respuesta, para lo cual se considera una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo registro de aceleraciones, cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, a través de la historia de desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo en valor absoluto de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con el periodo representa un punto del espectro. Por lo tanto, la definición del espectro de respuesta de desplazamientos es:

$$S_d(T, \xi) = |u|_{\text{máx}} \quad (4.53)$$

Entonces el valor del espectro de respuesta de desplazamientos, para un período de vibración (T) y un coeficiente de amortiguamiento (ξ), es el máximo valor del desplazamiento relativo (u), en valor absoluto, que tendría un sistema de un grado de libertad con estas propiedades al verse sometido al acelerograma. De igual manera, la definición del espectro de velocidades es:

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{\text{máx}} \quad (4.54)$$

y la del espectro de respuesta de aceleraciones es:

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_0|_{\text{máx}} \quad (4.55)$$

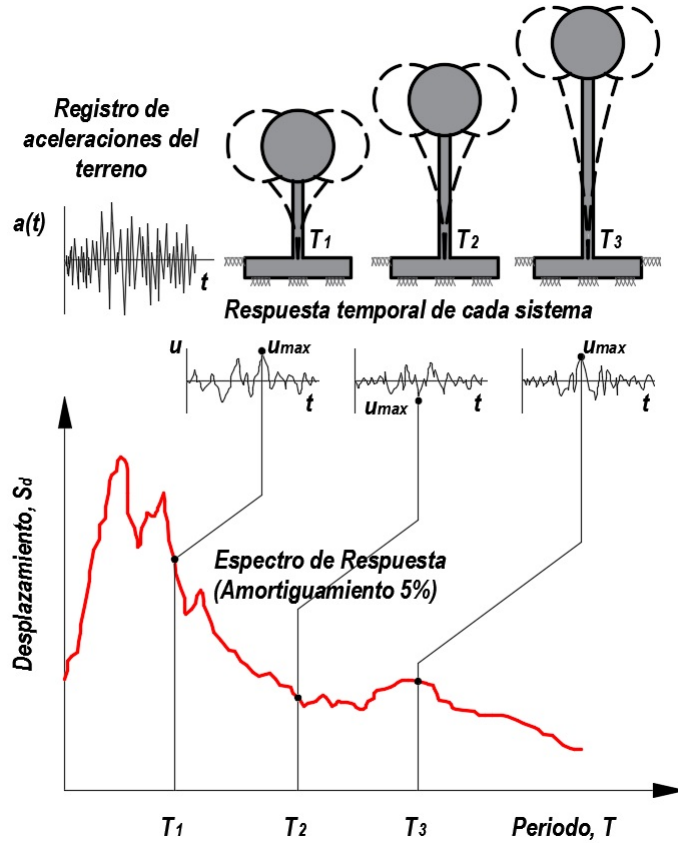


Figura 4.21: Esquema del proceso de cálculo del espectro de respuesta.

La relación entre S_a , S_v y S_d , se obtiene a partir de la integral de convolución, ecuación 4.56.

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \quad (4.56)$$

Derivando la ecuación 4.56, se obtiene la siguiente expresión para calcular la velocidad:

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) = & - \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \\ & + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \end{aligned} \quad (4.57)$$

y al derivar nuevamente, obtener la expresión para la aceleración total:

$$\begin{aligned} \ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) = & 2\xi\omega \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \\ & + \frac{\omega(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \end{aligned} \quad (4.58)$$

Bajo las premisas de que: (a) en la mayoría de las aplicaciones prácticas el coeficiente de amortiguamiento ξ , es menor del 10 %, y por lo tanto:

$$\sqrt{1 - \xi^2} = \sqrt{1 - 0.01^2} \cong 1$$

y (b) que el temblor es suficientemente largo de tal manera que el coseno que aparece en las ecuaciones 4.57 y 4.58 puede ser aproximado por un seno; las ecuaciones anteriores se simplifican en:

$$u(t) \cong \frac{-1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1 - \xi^2} \omega(t - \tau) \right\} d\tau \quad (4.59)$$

$$\dot{u}(t) \cong - \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1 - \xi^2} \omega(t - \tau) \right\} d\tau \quad (4.60)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) \cong -\omega \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1 - \xi^2} \omega(t - \tau) \right\} d\tau \quad (4.61)$$

De las ecuaciones 4.59, 4.60 y 4.61, se obtiene:

$$S_d(T, \xi) \cong \frac{S_v(T, \xi)}{\omega} \cong \frac{S_a(T, \xi)}{\omega^2} \quad (4.62)$$

Dado que hay una aproximación en esta operación (ecuación 4.62), el espectro de velocidades obtenido de multiplicar cada ordenada del espectro de desplazamientos por el valor de ω se conoce con el nombre de espectro de pseudo-velocidades:

$$PS_v(T, \xi) = \omega S_d(T, \xi) = \frac{2\pi}{T} S_d(T, \xi) \quad (4.63)$$

y de igual manera el espectro de aceleraciones que se obtiene al multiplicar el espectro de desplazamientos por el valor de ω^2 se conoce con el nombre de espectro de pseudo-aceleraciones:

$$PS_a(T, \xi) = \omega^2 S_d(T, \xi) = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \xi) \quad (4.64)$$

En la figura 4.22, se muestra el espectro de respuesta de los sismos seleccionados, con 5 % de amortiguamiento de la tabla 4.9.

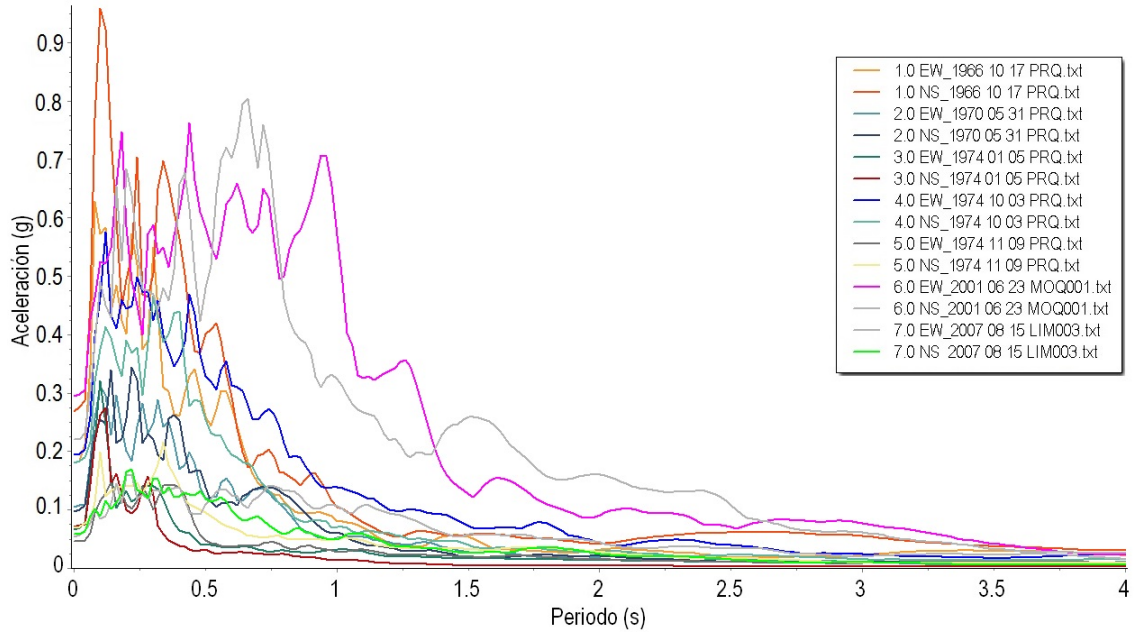


Figura 4.22: Espectro de respuesta de los sismos seleccionados, con 5% de amortiguamiento.

4.7.2. Escalamiento de registros sísmicos

Los registros sísmicos mencionados en la sección anterior se escalarán de acuerdo al código ASCE/SEI 41-13 [23] y a la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27]. La norma estipula, que, para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$ (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente al espectro elástico objetivo correspondiente.

En la figura 4.23 se muestra el proceso de cálculo del factor de escala (SF) de los registros sísmicos, recomendada por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27].

$$SF = \left(\sum_{i=1}^n A_i B_i \right) / \left(\sum_{i=1}^n B_i B_i \right) \quad (4.65)$$

$$SF = \frac{(A_1 x B_1) + (A_2 x B_2) + (A_3 x B_3) + (A_4 x B_4) + \dots (A_n x B_n)}{(B_1 x B_1) + (B_2 x B_2) + (B_3 x B_3) + (B_4 x B_4) + \dots (B_n x B_n)} \quad (4.66)$$

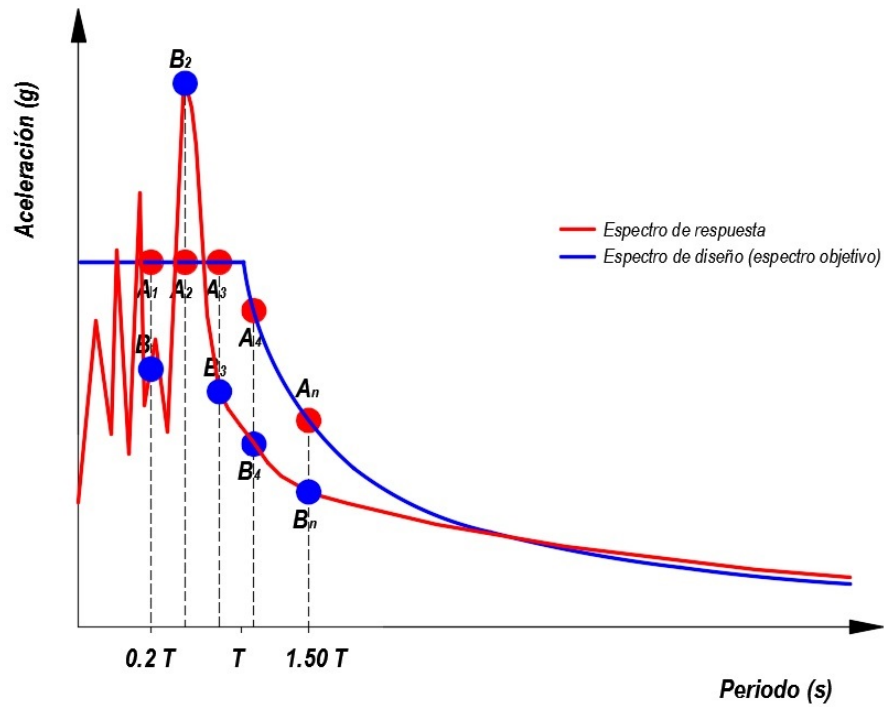


Figura 4.23: Esquema propuesta para determinar el factor de escala.

En la figura 4.24 se muestra el espectro de respuesta para 5% de amortiguamiento de los sismos seleccionados y el espectro de diseño propuesta por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27] como espectro de respuesta objetivo.

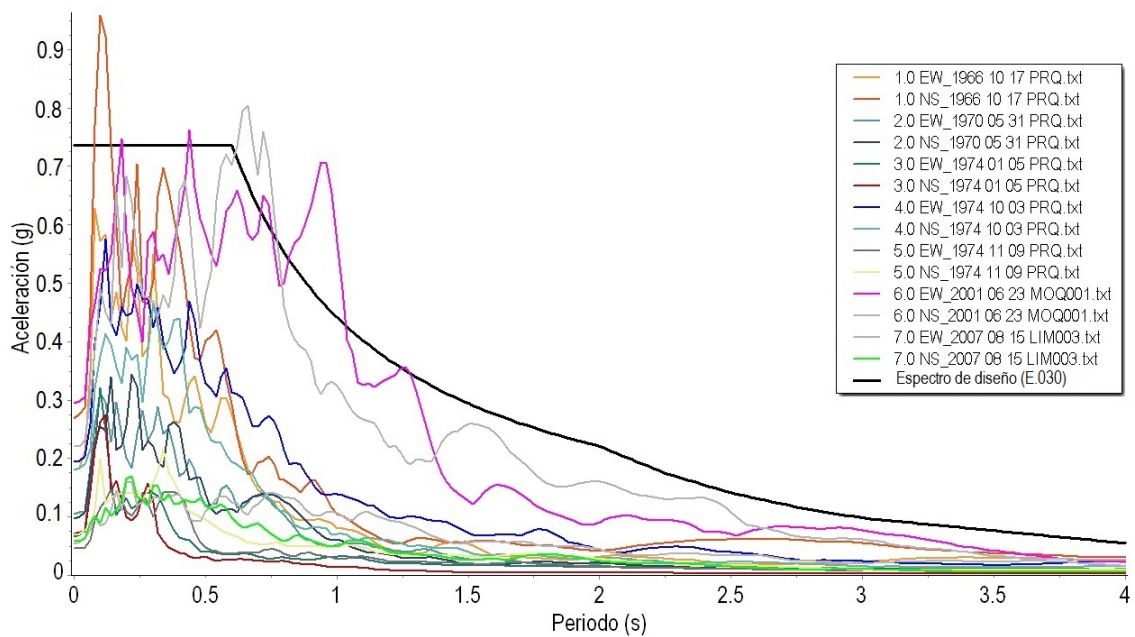


Figura 4.24: Espectro de repuestas sin escalar y el espectro de diseño propuesta por la Norma Técnica E.030 como espectro objetivo.

Y en la figura 4.25 se muestra el espectro de repuesta de los sismos seleccionados escalados respecto al espectro de respuesta objetivo, en torno al periodo fundamental de la estructura $T = 0.99s$, tal como se estipula en el código ASCE/SEI 41-13 [23] y a la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27], y está demostrado que, escalar en base al periodo fundamental de la estructura reduce la dispersión de los datos; por lo que se necesitarían menos registros para estimar la media. Para escalar las aceleraciones espectrales se utilizó el software SeismoMatch.

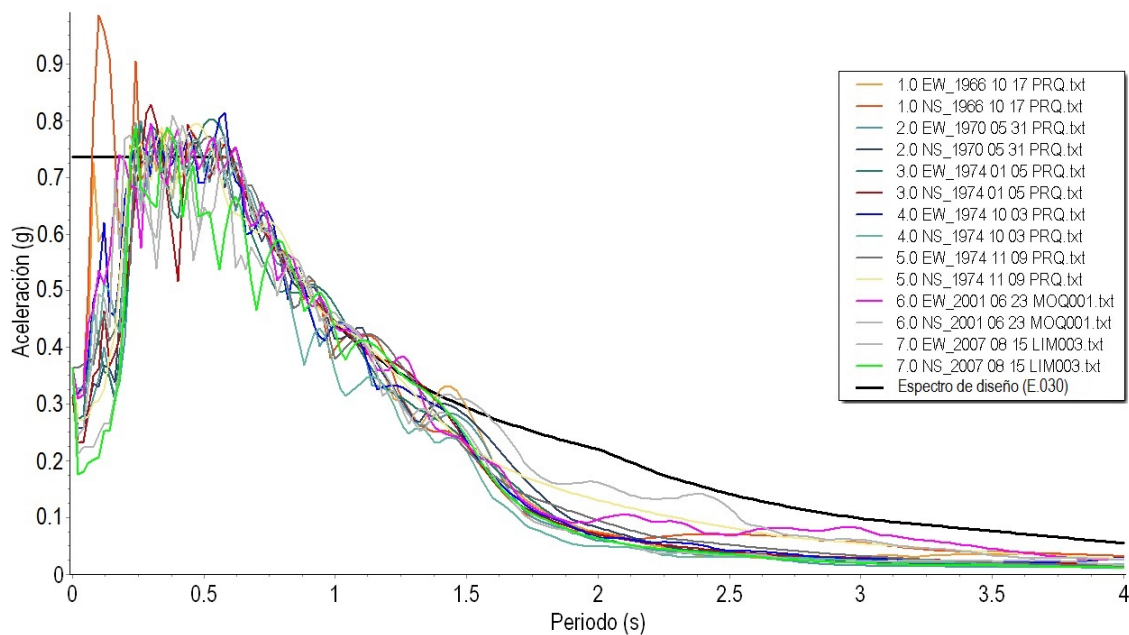


Figura 4.25: Espectro de repuestas escaladas en base al periodo fundamental de la estructura $T = 0.99s$.

4.8. Análisis dinámico incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental IDA³, es un método de análisis paramétrico que ha surgido recientemente en varias formas diferentes para estimar de manera más completa el desempeño estructural bajo cargas sísmicas.

Este método involucra un modelo estructural sometido a varios registros de movimientos sísmicos, cada uno de los cuales es escalado a diferentes niveles de intensidad y aplicado como aceleraciones en la base de la estructura, para obtener la respuesta a diversos niveles

³IDA: Incremental Dynamic Analysis

de peligro sísmico. Se puede hacer una relación entre los métodos del “pushover” y el IDA (Incremental Dynamic Analysis), ya que en ambos podemos incrementar cargas aplicadas a la estructura y medir la respuesta de acuerdo a una variable de control que es el desplazamiento en el techo o desplazamiento entre plantas. Si se usa una sola señal sísmica en el IDA, se denomina este procedimiento como análisis “pushover” dinámico ya que, análogamente al análisis estático incremental, solo hay un patrón de cargas. (Vamvatsikos Cornell, 2002) [7]. El IDA es un método prometedor para satisfacer las necesidades de la ingeniería sísmica basada en el desempeño PBEE⁴.

Para la evaluación del desempeño de una estructura mediante un análisis dinámico incremental, se sugiere los siguientes pasos:

1. Hacer un apropiado modelo estructural no lineal.
2. Seleccionar un grupo de registros sísmicos teniendo en cuenta la magnitud, distancia sitio-fuente, frecuencia y tipo de suelo.
3. Escalar los registros sísmicos y luego realizar el análisis dinámico no lineal.
4. Construir las curvas IDA de la repuesta estructural para cada registro sísmico.
5. Emplear técnicas probabilísticas para el procesamiento de los resultados, para luego definir los estados límites de interés.

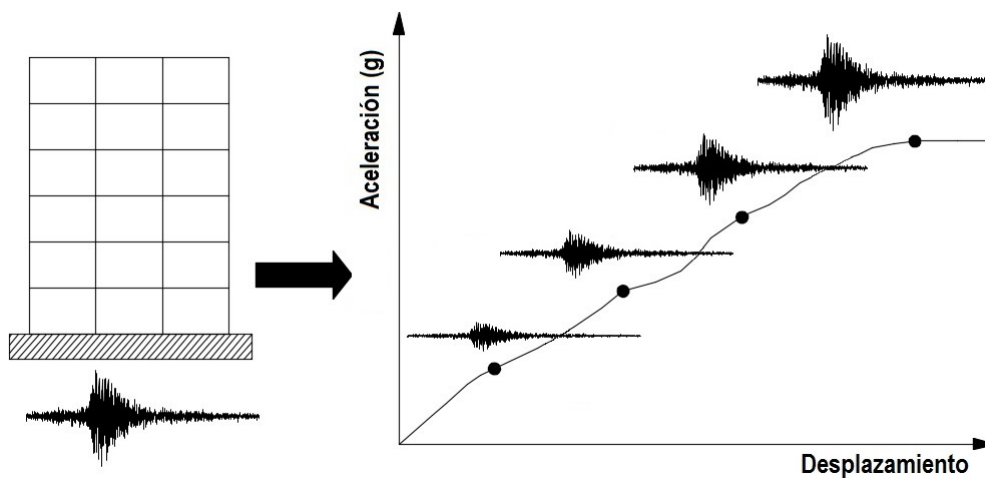


Figura 4.26: Esquema del proceso de obtención de las curvas IDA.

⁴PBEE: Performance Based Earthquake Engineering

4.8.1. Curvas IDA

Las curvas IDA ⁵, es un gráfico en donde se compara la respuesta estructural (sea en desplazamientos, rotación o daño) versus diversos niveles de peligro sísmico.

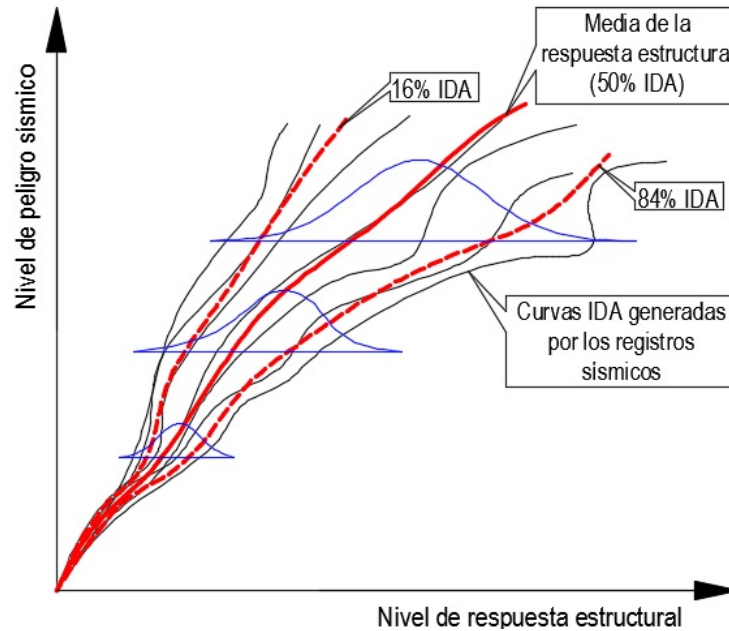


Figura 4.27: Obtención de la Curva IDA, mediante el análisis probabilístico (Vamvatsikos Cornell, 2002)[7].

En la figura 4.27, se muestra las curvas IDA para cada registro sísmico, compuesta cada curva por una serie de puntos, siendo cada punto la respuesta del análisis no lineal tiempo historia de la estructura, para un nivel de peligro sísmico dado. Y existe gran dispersión en la respuesta estructural, la cual se va incrementando cuando el nivel de demanda aumenta. Es por esta razón que en el Análisis Incremental no es recomendable dar respuestas determinísticas, sino de manera probabilística, siendo la preferida la mediana (50%) y las medidas de dispersión (16% y 84% percentil) de la respuesta ante un cierto nivel de demanda. El percentil 16% representa la media menos una desviación estándar y el percentil 84% representa la media más una desviación estándar. Para el cálculo de la media y las desviaciones estándar, los datos se ajustan a una distribución lognormal.

⁵IDA: Incremental Dynamic Analysis

Capítulo 5

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

5.1. Introducción

La evaluación del desempeño sísmico del edificio del laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH, se realiza de acuerdo a la propuesta del comité VISIÓN 2000 de la SEAOC (1999), considerando los niveles de desempeño que debe alcanzar las edificaciones esenciales para diferentes niveles de peligro sísmico: Ocasional, raro y muy raro. Y la respuesta estructural se calcula mediante dos métodos no lineales: Análisis Estático No Lineal (AENL) y Análisis Dinámico No Lineal (ADNL), siendo esta última la técnica más refinada y sofisticada, para predecir el comportamiento real de las edificaciones ante eventos sísmicos.

5.2. Descripción de la edificación

El laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias está ubicado en la Ciudad universitaria de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, sobre un tipo de suelo S2, característico de la zona. El edificio consta de cuatro módulos interconectadas mediante corredores y tres escaleras independientes, de los cuales el módulo 01 y 02 son de cuatro pisos y el resto de 3 pisos, la altura promedio de piso a piso es de 3.95 m. En la figura 5.1 se muestra la vista panorámica del edificio.



Figura 5.1: Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.

Las figuras 5.2 y 5.3 muestran la distribución en planta y la elevación del edificio, respectivamente. Y la figura 5.4 muestra la distribución en planta del módulo 01, propuesta para el desarrollo de la tesis. El edificio es de concreto armado y albañilería confinada, la dirección más larga (dirección Y-Y) está formado por pórticos de concreto armado y en la otra dirección (dirección X-X) por albañilería confinada. Los parapetos y alfeizares están separados de la estructura principal mediante juntas.

Las columnas presentan tres tipos de secciones: T, L y rectangulares y las vigas son rectangulares, y están distribuidas y reforzadas, tal como se muestran en los planos del anexo.

En los techos aligerados se utilizó poliestireno, en vez de los tradicionales ladrillos de arcilla para techo. La losa aligerada es de 25 cm de espesor, cuyo peso es de 241.0 kg/m².

El edificio se ha cimentado mediante zapatas de 50 cm de peralte y a una profundidad de 1.40 m, en suelo tipo S2 según la clasificación indicada en la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27].

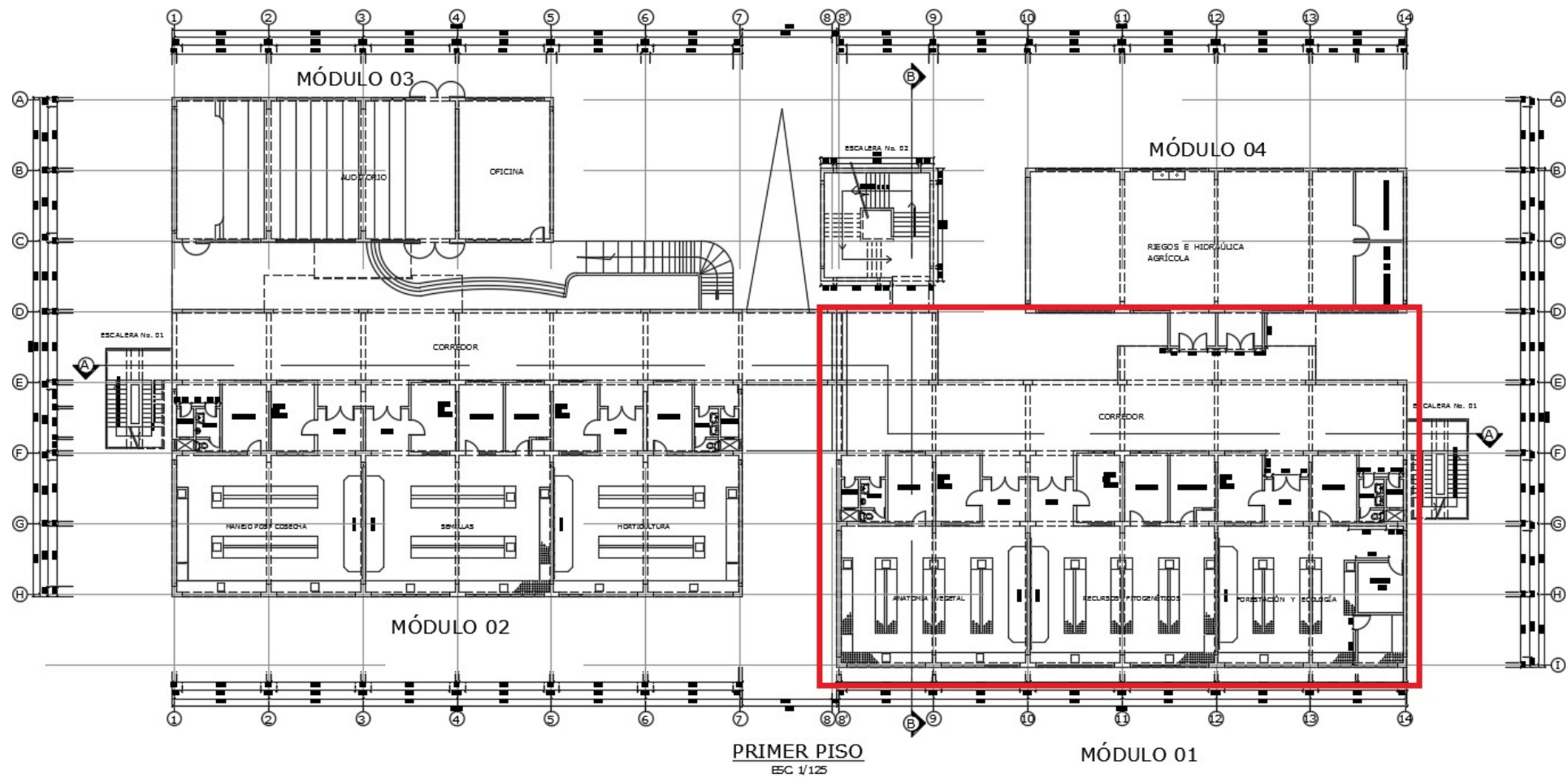


Figura 5.2: Distribución general del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.

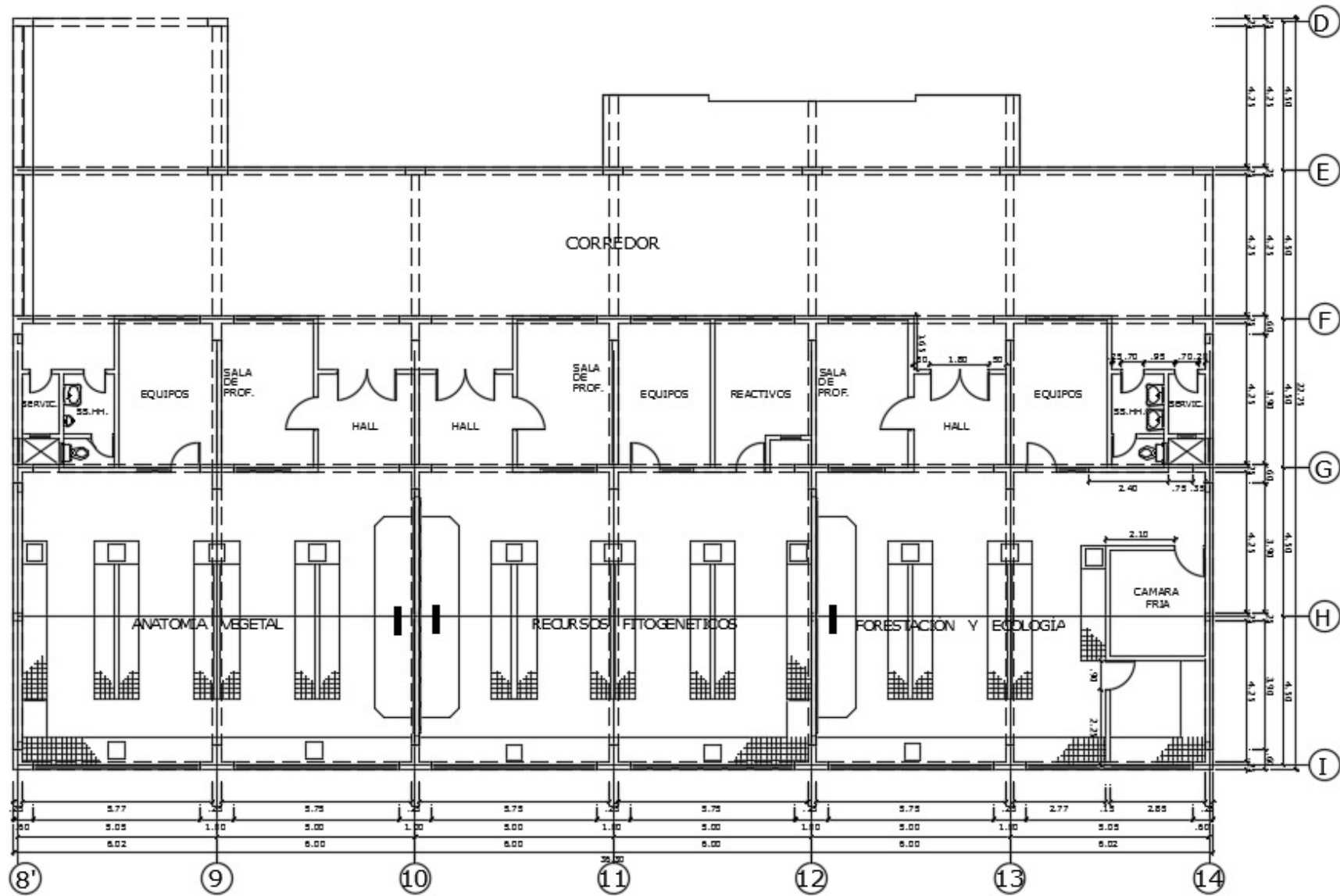


Figura 5.4: Distribución del primer piso del módulo 01 del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH.

5.3. Elaboración del modelo estructural

Para hacer el modelo estructural es necesario tener en cuenta algunas definiciones:

Relación momento - Curvatura

Las relaciones momento curvatura al igual que las relaciones corte deformación, son la base para el análisis no Lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación $M - \phi$ es fundamental para encontrar la rigidez a flexión (EI) de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La explicación matemática de cómo se obtiene la rigidez a partir del diagrama momento-curvatura, se la obtiene haciendo uso de la resistencia de materiales, mediante un modelo de viga de sección constante con carga uniforme. 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 u_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

■ Ductilidad y deformación de los elementos por flexión

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla. Un aspecto muy importante en el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sujeta a cargas sísmicas, por ello la filosofía actual de diseño se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones en el rango inelástico sin pérdida significativa de su rigidez, las cuales son muy importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión.

La ductilidad del elemento se mide por medio de la relación ($M - \phi$) calculando la razón de ductilidad de curvatura (u_ϕ), que es el cociente entre el valor de la curvatura última ϕ_u , correspondiente a la falla de la sección, es decir cuando el concreto alcanza su deformación de agotamiento, asumiendo que el acero de refuerzo no ha llegado a la rotura; y la curvatura de fluencia ϕ_y , correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo en tracción.

$$u_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.1)$$

Este parámetro, en definitiva determina la capacidad de rotación plástica (θ_p) que va a tener un elemento frente a un incremento de momentos flectores en caso se presente

un evento sísmico.

■ **Curvatura de un elemento a flexión**

La figura 5.5 muestra la deformación en un elemento causado por el momento flector M , la cual se mide por la curvatura en la superficie neutra. La curvatura ϕ se define como el inverso del radio de curvatura R y se interpreta como la rotación por longitud unitaria del elemento.

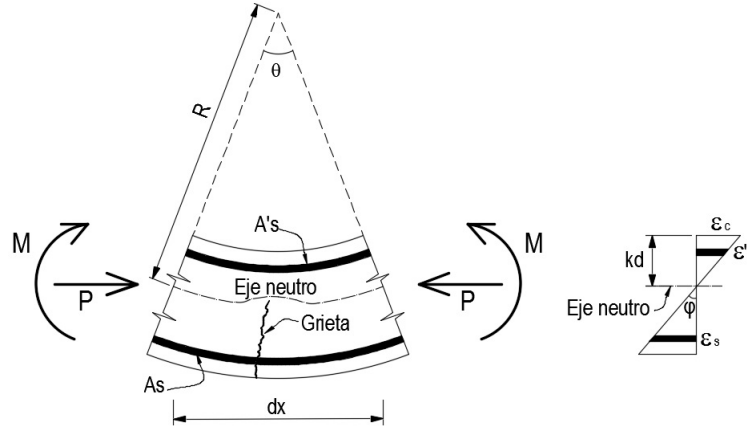


Figura 5.5: Curvatura de un elemento a flexión

El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema de compresión ε_c y la deformación del acero a tensión ε_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas, el concreto toma cierta tensión. Considerando solamente un pequeño elemento de longitud dx del miembro y utilizando la notación de la figura 5.5, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \quad (5.2)$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad (5.3)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (5.4)$$

Es evidente que la curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento, como se ve en la figura 5.5. La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta, la curvatura está dada por la ecuación 5.4 con ε_c y ε_s como las deformaciones en la sección agrietada.

Es importante hacer notar la diferencia que existe entre un diagrama momento - curvatura y un diagrama momento - rotación para la zona plastificada de una viga de concreto armado. El primero corresponde a una sección (en teoría de longitud nula) fisurada de concreto armado y el segundo a una zona o porción del elemento, normalmente la zona donde se forma la articulación plástica.

Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado

Debido a que muchos códigos no precisan la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada (I_g) de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas. Incluso si ningún agrietamiento previo ha ocurrido antes del nivel de diseño de excitación sísmica considerado improbable, puesto que con toda probabilidad este nivel de diseño de excitación sísmica ha sido precedido por un número de eventos de menor intensidad, el agrietamiento ocurriría tempranamente, y la rigidez se reduciría rápidamente. Priestley (2003) indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada. Para un análisis no lineal, una estimación exacta de la rigidez de los elementos es requerido para estimar confiablemente el desplazamiento de fluencia que, a su vez, afecta las demandas de ductilidad de desplazamiento.

En la figura 5.6 se muestran dos curvas obtenidas de mediciones en vigas simplemente reforzadas que fallan en tensión y compresión, ambas curvas son lineales en las etapas iniciales, y la ecuación clásica de la elástica proporciona la relación entre el momento M y la curvatura ϕ en que EI_g es la rigidez a flexión de la sección.

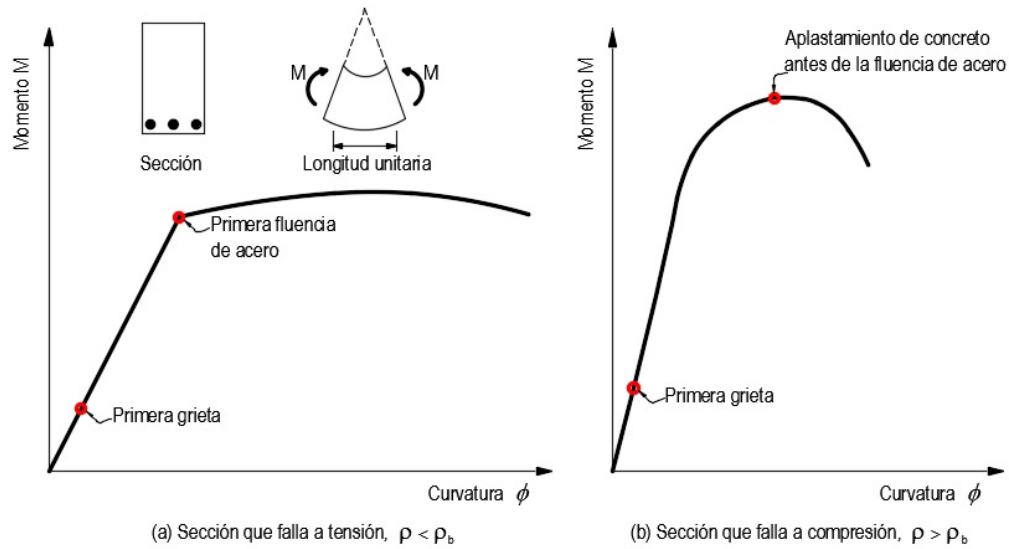


Figura 5.6: Relación momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas

$$EI_g = MR = \frac{M}{\phi} \quad (5.5)$$

Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones, en donde la reducción de rigidez es mayor para la sección reforzada ligeramente y viceversa. Por esta razón el momento de inercia variará a lo largo de la longitud del elemento, y además estará influenciada por la geometría de la sección, la carga axial, la resistencia del concreto y la cuantía del acero, los cuales son los parámetros más importantes para la determinación de la rigidez efectiva.

Por estas razones, diferentes códigos han considerado la influencia del agrietamiento, por ejemplo, el código ACI 318S-08 permite el uso de factores de reducción, como se muestra a continuación:

Tabla 5.1: Factores de reducción de momento de inercia considerados por el código ACI 318S-08

Tipo de elemento estructural	Momento de inercia I_{cr}
Columnas	$0.70 I_g$
Muros no agrietados	$0.70 I_g$
Muros agrietados	$0.35 I_g$
Vigas	$0.35 I_g$

Por otra parte, Paulay y Priestley (1992) [24] recomiendan utilizar las inercias agrietadas I_{cr}

como se muestran en la tabla 5.2, que dependen de la carga axial en compresión o en tensión. Al iniciar el análisis no se conoce la carga axial P que gravita sobre la columna, por lo que el cálculo debe realizarse en forma iterativa.

Tabla 5.2: Factores de reducción de momento de inercia considerados por Paulay y Priestley

Elemento	Rango I_{cr}	Recomendado I_{cr}
Vigas rectangulares	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g
Vigas T y L	0.25 - 0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas: $P > 0.5f'_cA_g$	0.70 - 0.90 I_g	0.80 I_g
Columnas: $P = 0.2f'_cA_g$	0.50 - 0.70 I_g	0.60 I_g
Columnas: $P = -0.5f'_cA_g$	0.30 - 0.50 I_g	0.40 I_g

Rótulas plásticas

La rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema. Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesita obtener. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar el modelo de plasticidad concentrada, figura 5.7 (a) y (b), en la cual el daño se concentra en un solo punto, no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño podrá darse por una modelación de rótulas plásticas por plasticidad distribuida, figura 5.7 (c), (d) y (e).

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos además del segmento elástico en la zona central. Los nodos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas.

Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se gene-

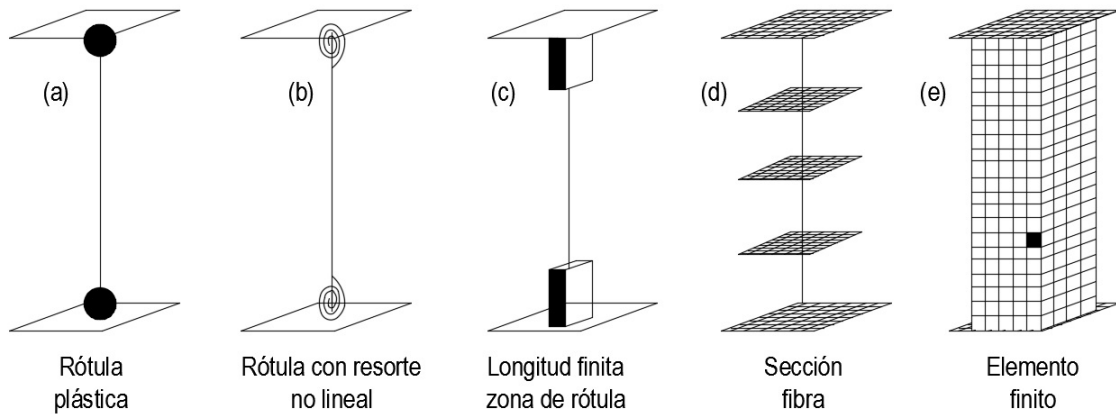


Figura 5.7: Modelo de rótula de plasticidad concentrada (a) y (b), y modelo de rótula de plasticidad distribuida (c), (d) y (e).

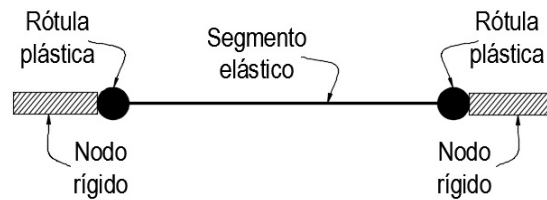


Figura 5.8: Modelo de rótula de plasticidad concentrada en vigas y columnas.

ra las rótulas plásticas, que generalmente se encuentra en las zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos, siendo lo más usual a $0.5h$ del apoyo, donde h es el peralte del elemento. Para el ingreso de datos en el software ETABS 2016 ultimate 16.2.0. se utiliza en porcentaje $0.5h/L$, donde L es la longitud del elemento.

Modelo elástico del edificio

Para empezar la evaluación del edificio existente, es necesario hacer un análisis dinámico lineal de acuerdo a los requerimientos estipulados en la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27].

El espectro inelástico de pseudo aceleración se obtiene a partir de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27].

Coefficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

$$R = R_o I_a I_p$$

Tabla 5.3: Parámetros para la obtención del espectro de demanda en la dirección X-X

Parámetros			
Descripción	Direc. X-X	Direc. X-X	Direc. X-X
Factor de zona (Z)	0.25	0.25	0.25
Factor de uso (U)	1.5	1.5	1.5
Factor de suelo (S)	1.2	1.2	1.2
Periodo de acuerdo al tipo de suelo (T_P)	0.6	0.6	0.6
Periodo de acuerdo al tipo de suelo (T_L)	2.0	2.0	2.0
Coef. básico de reduc. de las fuerzas sísmicas (R_o)	3	8	8
Factor de irregularidad en altura (I_a)	0.9	0.9	0.9
Factor de irregularidad en planta (I_p)	0.9	0.9	0.9
Coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)	2.43	6.48	6.48
Aceleración de la gravedad (g) ¹	1	1	1

1. El valor de la aceleración de la gravedad se introduce como tal, ya en el programa computacional (9.81m/s²)

Factor de amplificación sísmica (C):

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

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

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T} \right)$$

Aceleración espectral (S_a) está dada por: $S_a = \frac{ZUCS}{R}g$

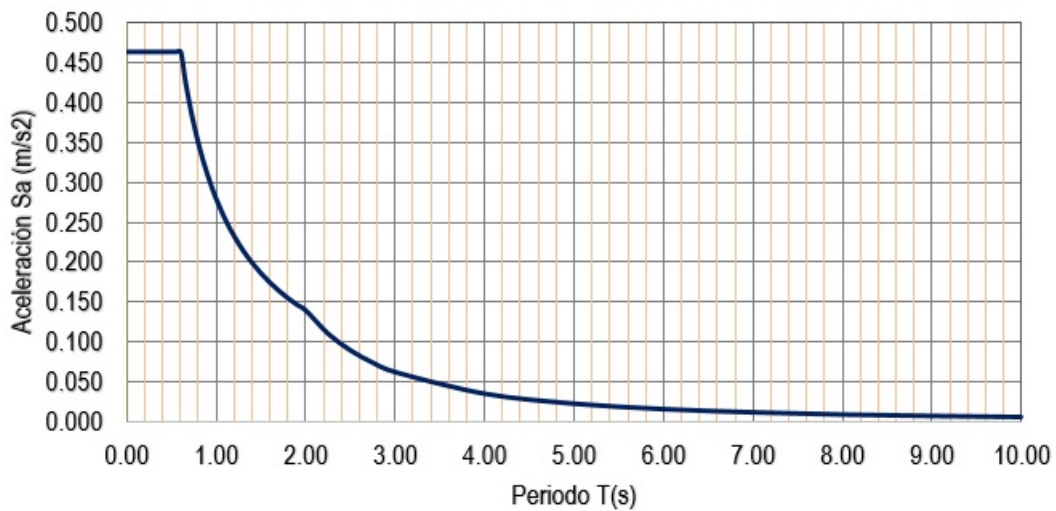


Figura 5.9: Espectro inelástico de pseudo aceleración en la dirección X-X

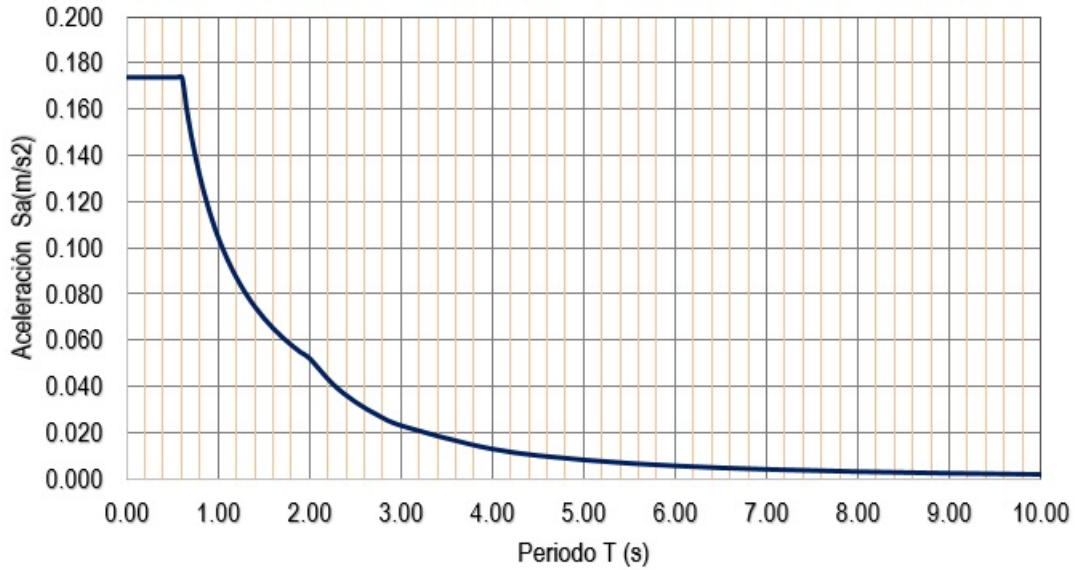


Figura 5.10: Espectro inelástico de pseudo aceleración en la dirección Y-Y

En el modelo estructural, se incorpora los muros de albañilería como puntal diagonal que trabaja a compresión, tal como lo estipula la norma técnica E.070 “Albañilería”. La geometría del puntal equivalente se determina con las siguientes relaciones:

$$\text{Longitud del puntal (o longitud diagonal del tabique): } D = \sqrt{L^2 + h^2}$$

$$\text{Ancho equivalente del puntal de albañilería: } b = \frac{D}{4}$$

$$\text{Sección transversal del puntal: } A = bt$$

Donde: L es la longitud, h la altura y t el espesor del tabique.

Al analizar la estructura se obtienen: El periodo fundamental de la estructura de 0.99 s, la fuerza cortante de la estructura $V_x = 727.48$ ton y $V_y = 271.83$ ton, y los desplazamiento laterales que muestran en las tablas 5.4 y 5.5.

Tabla 5.4: Control de desplazamiento en la dirección X-X

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.005$	¿Cumple?
4° piso	2.509	6.097	0.792	395	0.0020	¡si!
3° piso	2.183	5.305	1.378	395	0.0035	¡si!
2° piso	1.616	3.927	1.883	395	0.0048	¡si!
1° piso	0.841	2.044	2.044	450	0.0045	¡si!

Tabla 5.5: Control de desplazamiento en la dirección Y-Y

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.007$	¿Cumple?
4º piso	3.645	23.620	5.430	395	0.0137	¡no!
3º piso	2.807	18.189	6.882	395	0.0174	¡no!
2º piso	1.745	11.308	6.823	395	0.0173	¡no!
1º piso	0.692	4.484	4.484	450	0.0100	¡no!

Y al analizar la estructura considerando inercia agrietada, se obtienen: El periodo fundamental de la estructura de 1.22 s, la fuerza cortante de la estructura $V_x = 727.48$ ton y $V_y = 271.83$ ton, y los desplazamiento laterales que muestran en las tablas 5.6 y 5.7.

Tabla 5.6: Control de desplazamiento en la dirección X-X, Para Icr

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.005$	¿Cumple?
4º piso	2.726	6.624	0.841	395	0.0021	¡si!
3º piso	2.380	5.783	1.473	395	0.0037	¡si!
2º piso	1.774	4.311	2.039	395	0.0050	¡si!
1º piso	0.935	2.272	2.272	450	0.0050	¡si!

Tabla 5.7: Control de desplazamiento en la dirección Y-Y, Para Icr

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.007$	¿Cumple?
4º piso	4.528	29.341	7.070	395	0.0179	¡no!
4º piso	3.437	22.272	8.476	395	0.0215	¡no!
4º piso	2.129	13.796	8.275	395	0.0209	¡no!
4º piso	0.852	5.521	5.521	450	0.0123	¡no!

De los resultados anteriores se concluye que: El periodo fundamental de la estructura aumenta al considerar inercia agrietada y del control de desplazamiento se determina que la edificación en la dirección Y-Y, no cumple, tanto para secciones no agrietadas y agrietadas, con el límite de distorsión de entrepiso establecida por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” [27]. Y para la dirección X-X si cumple, tanto para secciones no agrietadas y agrietadas. Para lograr cumplir con el límite de distorsión de entrepiso es necesario aumentar la rigidez en la dirección Y-Y.

Modelo inelástico del edificio

Para realizar el modelo inelástico del edificio es necesario definir el comportamiento no lineal de los materiales. En este caso, por ser una edificación de concreto armado se define el comportamiento no lineal del concreto y del acero, como se muestran en las figuras 5.11 y

5.12.

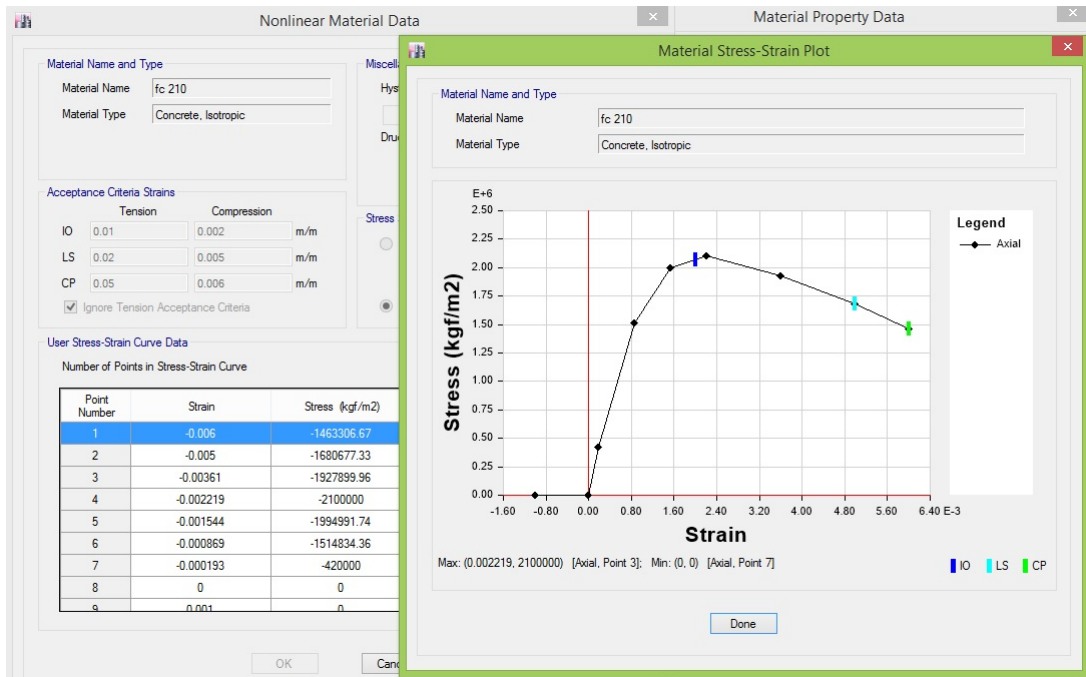


Figura 5.11: Propiedades no lineales del concreto.

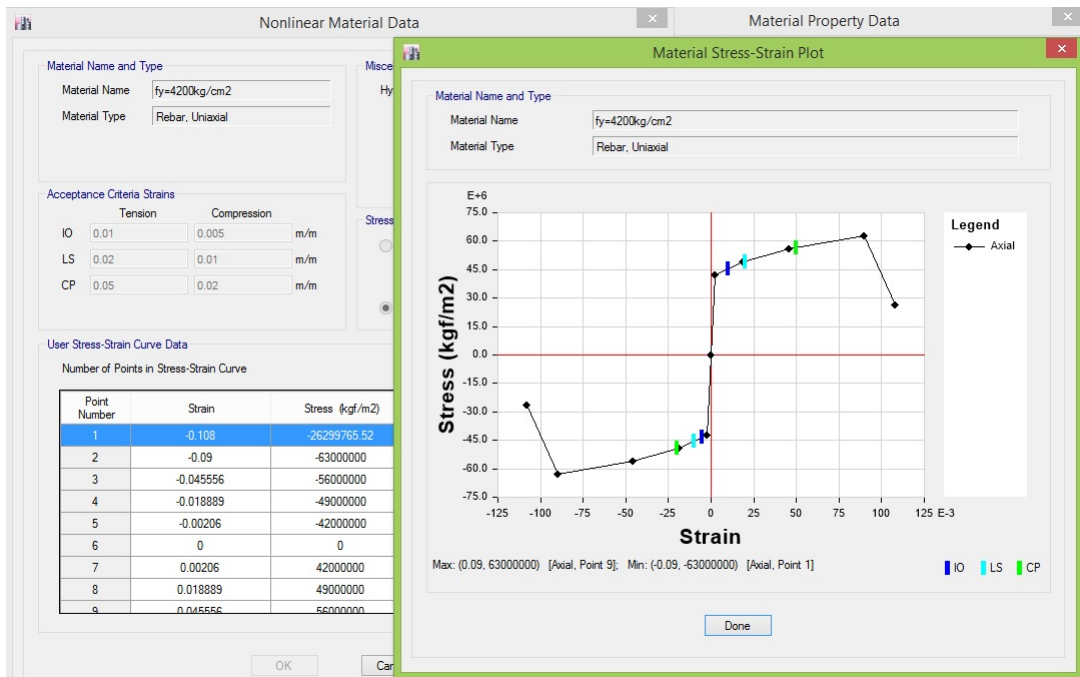


Figura 5.12: Propiedades no lineales del acero.

Para el análisis estático no lineal, el comportamiento no lineal de los materiales se define mediante la curva esfuerzo-deformación bajo parámetros simplificados y para el análisis dinámico no lineal, el comportamiento no lineal de los materiales se representa mediante el modelo de histéresis cinemática para el acero y mediante el modelo de histéresis de Takeda

para el concreto.

Se definen las secciones de los elementos estructurales, de acuerdo a los planos de construcción, como se muestra en la figura 5.13.

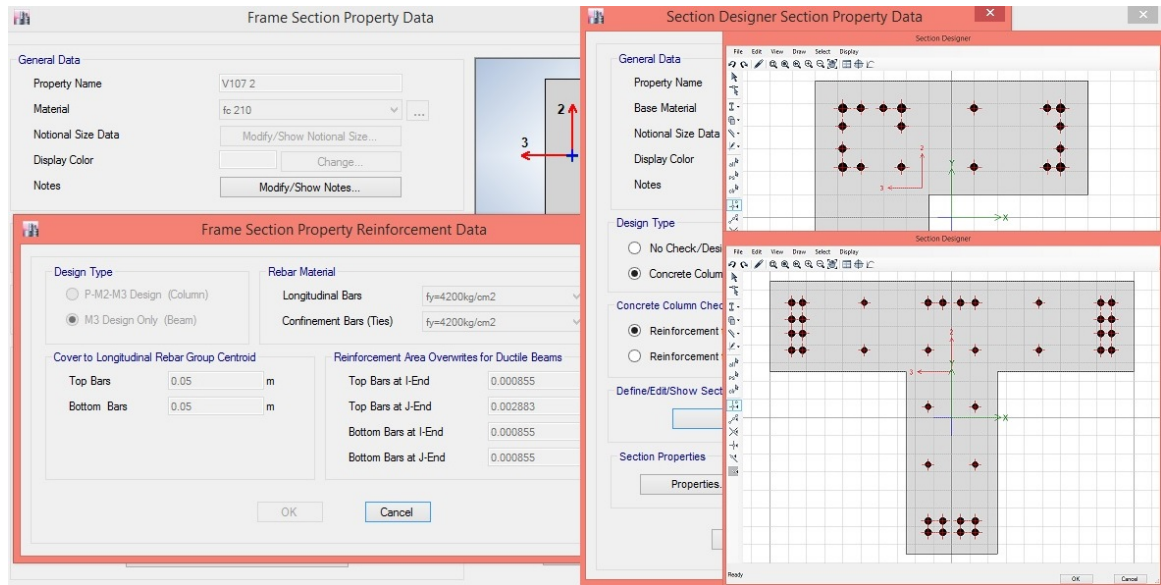


Figura 5.13: Definición de las secciones de las de vigas y columnas.

Para representar el comportamiento no lineal de los elementos viga y columna, se asignan las rótulas plásticas en los extremos, a una distancia relativa del apoyo de $0.5h/L$, haciendo uso de las tablas proporcionadas por ASCE 41-13.

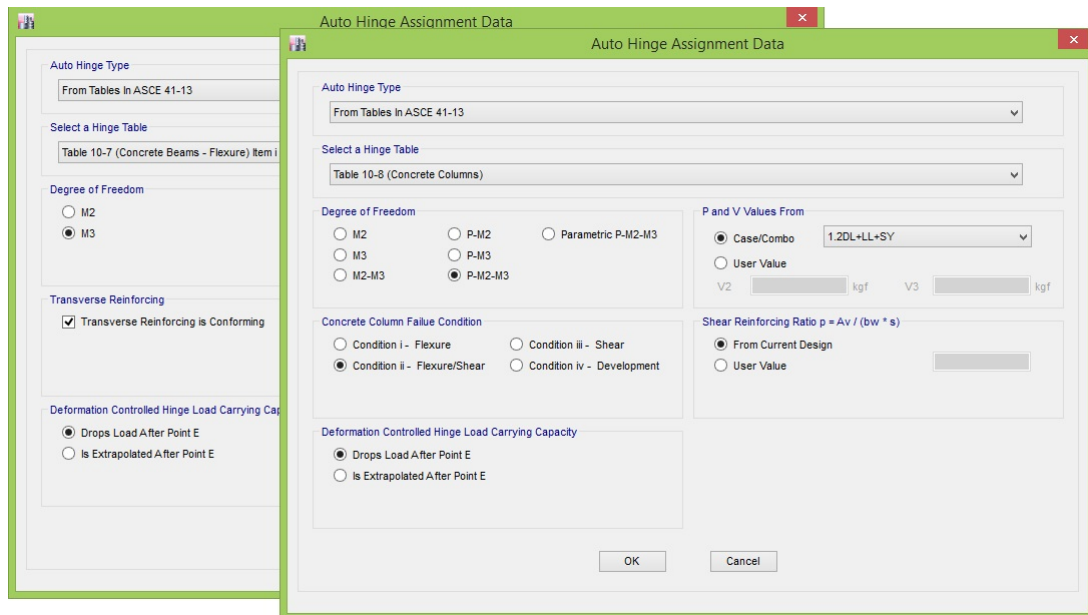


Figura 5.14: Asignación de rotulas plásticas a los elementos viga y columna.

Las fuerzas laterales para el análisis estático no lineal (PUSHOVER), se obtiene del metrado de cargas, siendo estas el cortante de diseño o basal distribuidas en altura, tal como se muestra en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Distribución en altura del cortante basal.

Fuerza (ton)		
Piso	Dirección X-X	Dirección Y-Y
4º Piso	229.16	85.94
3º Piso	250.65	93.99
2º Piso	171.20	64.20
1º Piso	74.26	27.85

Para el análisis estático no lineal (PUSHOVER), se definen los espectros elásticos para tres niveles de peligro sísmico: Sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro; utilizando los parámetros de la tabla 5.9.

Tabla 5.9: Parámetros para la obtención del espectro de demanda elástico.

Parámetros			
Descripción	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy raro
Factor de zona (Z)	0.16	0.25	0.31
Factor de suelo (S)	1.2	1.2	1.2
Aceleración de la gravedad (g) ¹	1	1	1

1. El valor de la aceleración de la gravedad se introduce como tal, ya en el programa computacional (9.81m/s²)

Factor de amplificación sísmica (C)

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

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

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T} \right)$$

Aceleración espectral (S_a) está dada por:

$$S_a = ZCSg$$

Tabla 5.10: Espectro elástico para diferentes niveles de peligro sísmico

T (s)	Sa (g)		
	S. Ocasional	S. Raro	S. Muy raro
0.00	0.480	0.750	0.930
0.05	0.480	0.750	0.930
0.10	0.480	0.750	0.930
0.15	0.480	0.750	0.930
0.20	0.480	0.750	0.930
0.25	0.480	0.750	0.930
0.30	0.480	0.750	0.930
0.35	0.480	0.750	0.930
0.40	0.480	0.750	0.930
0.45	0.480	0.750	0.930
0.50	0.480	0.750	0.930
0.55	0.480	0.750	0.930
0.60	0.480	0.750	0.930
0.65	0.443	0.692	0.858
0.70	0.411	0.643	0.797
0.75	0.384	0.600	0.744
0.80	0.360	0.563	0.698
0.85	0.339	0.529	0.656
0.90	0.320	0.500	0.620
0.95	0.303	0.474	0.587
1.00	0.288	0.450	0.558
1.10	0.262	0.409	0.507
1.20	0.240	0.375	0.465
1.30	0.222	0.346	0.429
1.40	0.206	0.321	0.399
1.50	0.192	0.300	0.372
1.60	0.180	0.281	0.349
1.70	0.169	0.265	0.328
1.80	0.160	0.250	0.310
1.90	0.152	0.237	0.294
2.00	0.144	0.225	0.279
2.25	0.114	0.178	0.220
2.50	0.092	0.144	0.179
2.75	0.076	0.119	0.148
3.00	0.064	0.100	0.124
4.00	0.036	0.056	0.070
5.00	0.023	0.036	0.045
6.00	0.016	0.025	0.031
7.00	0.012	0.018	0.023
8.00	0.009	0.014	0.017
9.00	0.007	0.011	0.014
10.00	0.006	0.009	0.011

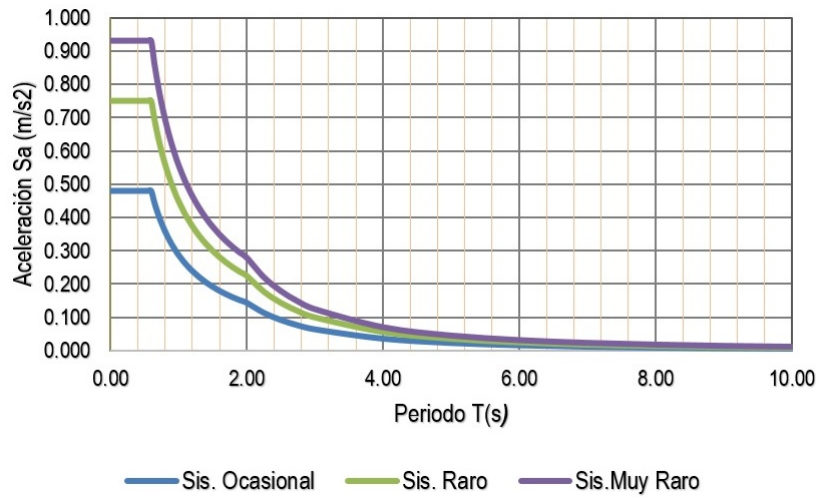


Figura 5.15: Espectro elástico de pseudo aceleraciones para el sismo ocasional, raro y muy raro

Y para el análisis dinámico no lineal se define la función tiempo historia, para todos los sismos seleccionados para el análisis. En la figura 5.16 se muestra el acelerograma de los sismos de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966 y de Pisco - Ica de 15 de agosto de 2007.

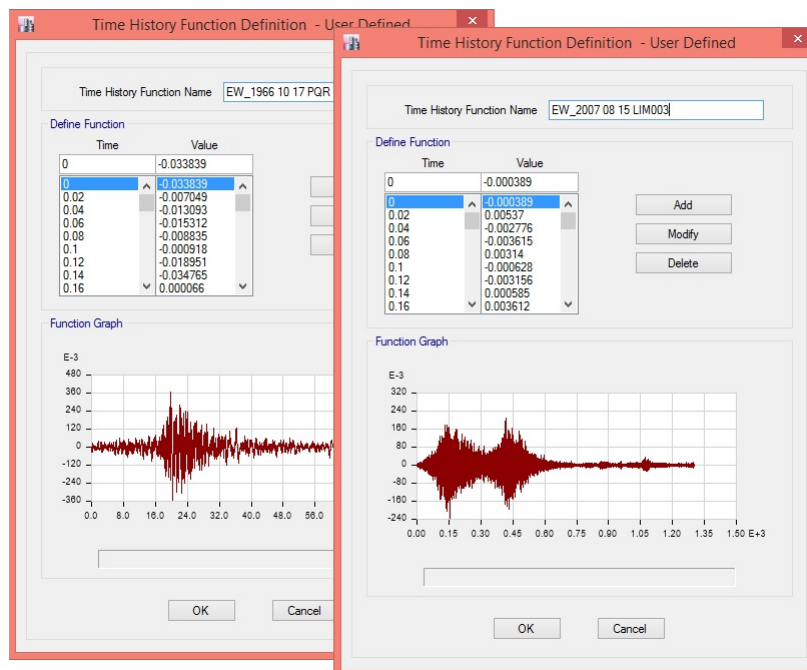


Figura 5.16: Función tiempo historia.

Se define los casos de carga para el análisis estático no lineal (PUSHOVER), en la que se establece como nudo de control de desplazamiento el centro de masa del ultimo nivel, figura 5.17. y así mismo se define los casos de carga para el análisis dinámico no lineal, figura 5.18.

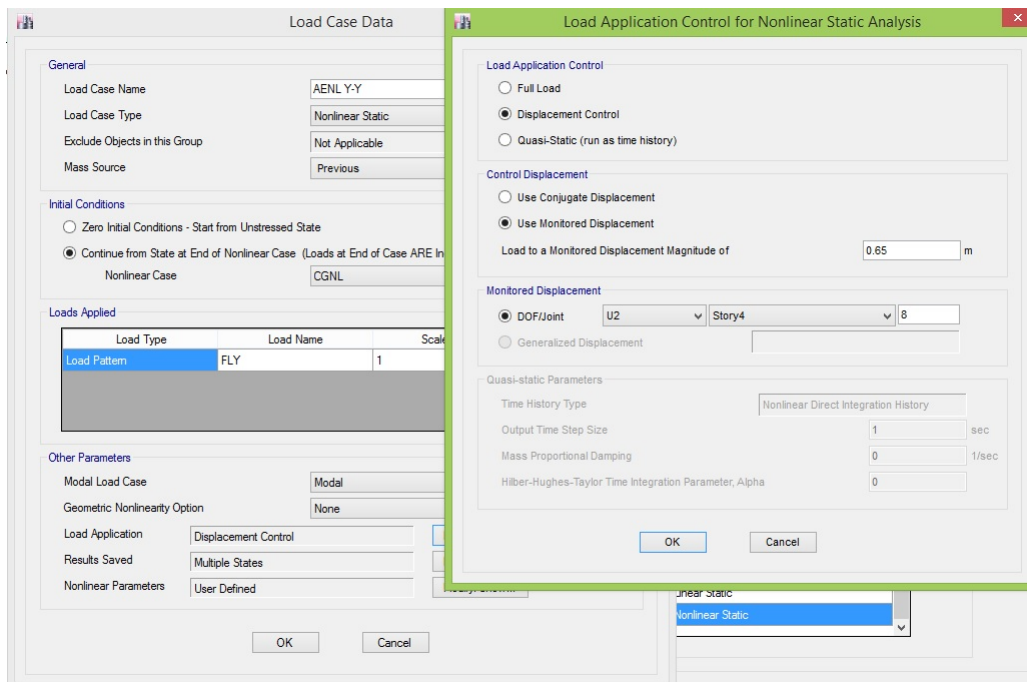


Figura 5.17: Casos de carga para el análisis estático no lineal.

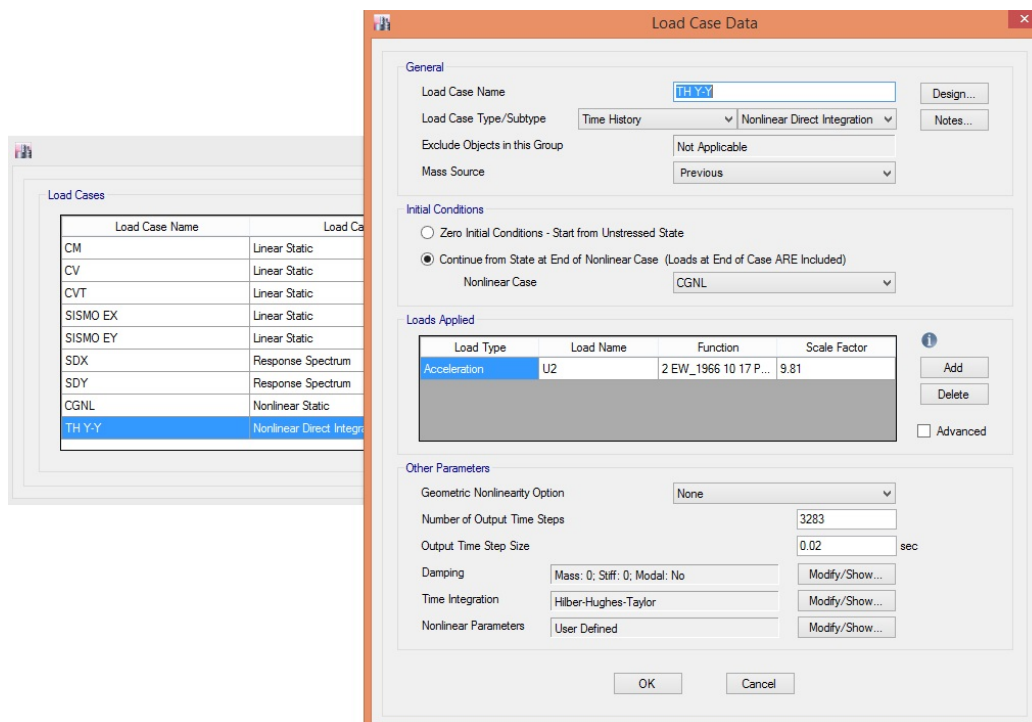


Figura 5.18: Casos de carga para el análisis dinámico no lineal.

5.4. Resultados del análisis no lineal

Al ejecutar el análisis estático no lineal (PUSHOVER), se obtiene los siguientes resultados: La secuencia de formación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales, como se muestra en la figura 5.19. Las rótulas de color verde indican que los elementos se encuentran

en el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO), el color celeste en el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) y el color margenta en el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP).

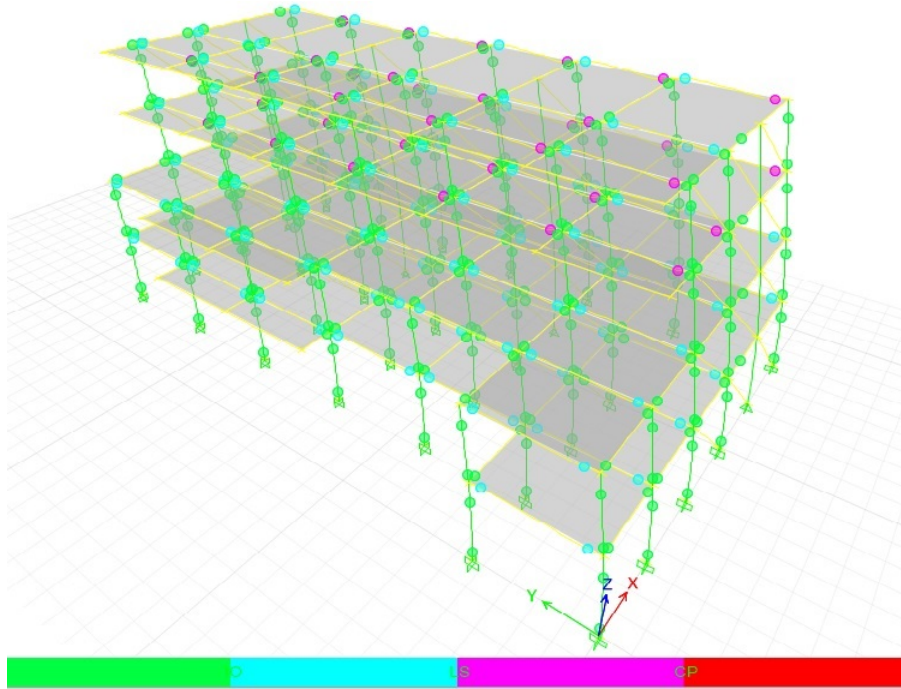


Figura 5.19: Secuencia de formación de las rotulas plásticas, vista 3D

Los resultados del cálculo del punto de desempeño en la dirección Y-Y; para el sismo

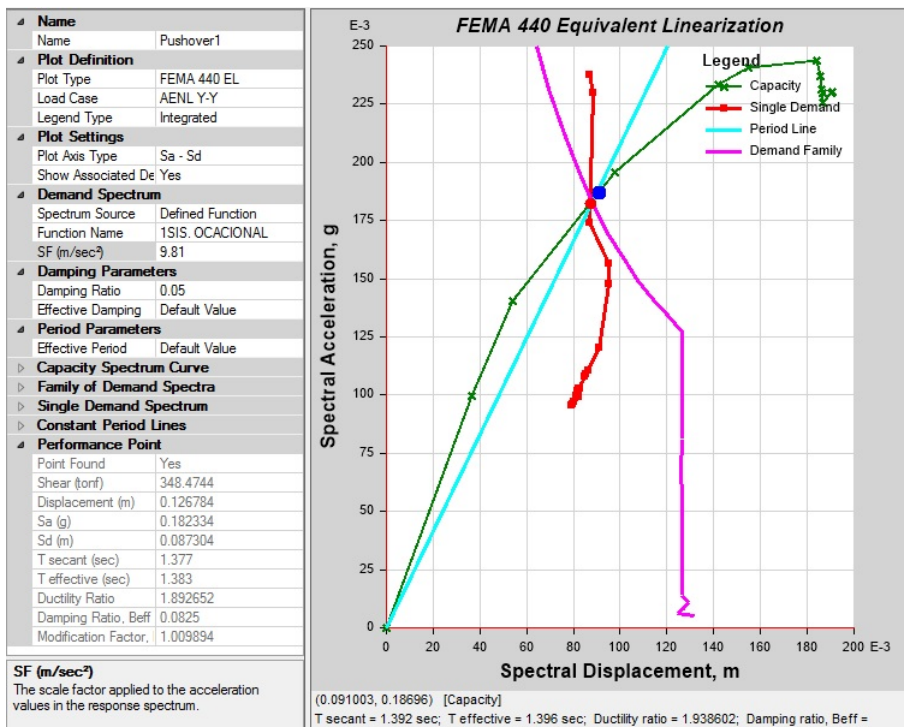


Figura 5.20: Punto de desempeño del edificio para el sismo ocasional.

ocasional, raro y muy raro en el software ETABS 2016 Ultimate 16.2.0, se muestra en las figuras 5.20, 5.21, 5.22 y en la tabla 5.11.

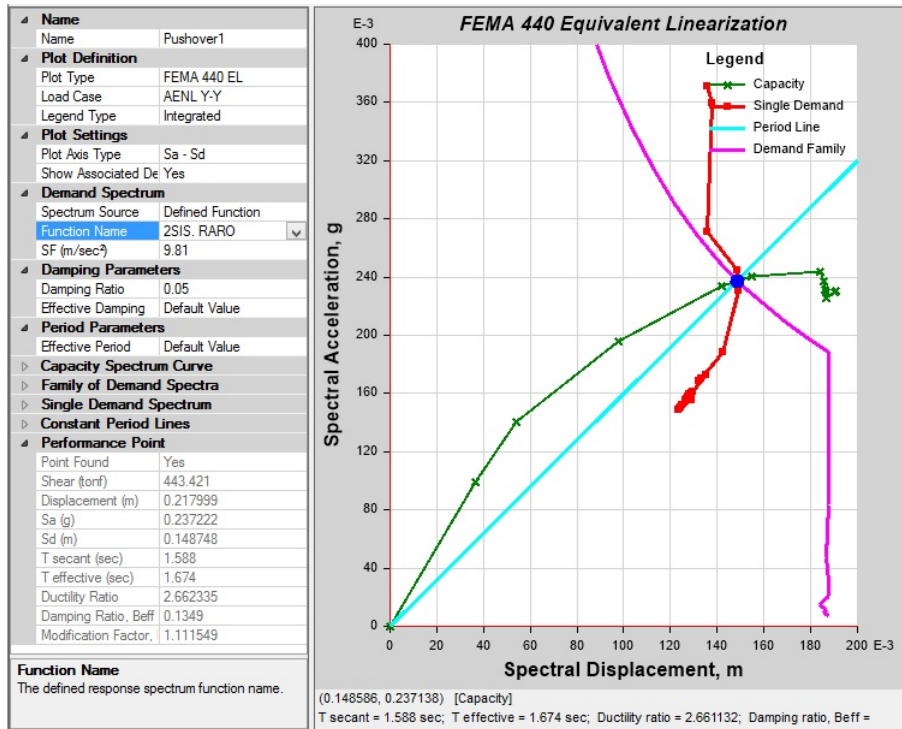


Figura 5.21: Punto de desempeño del edificio para el sismo raro.

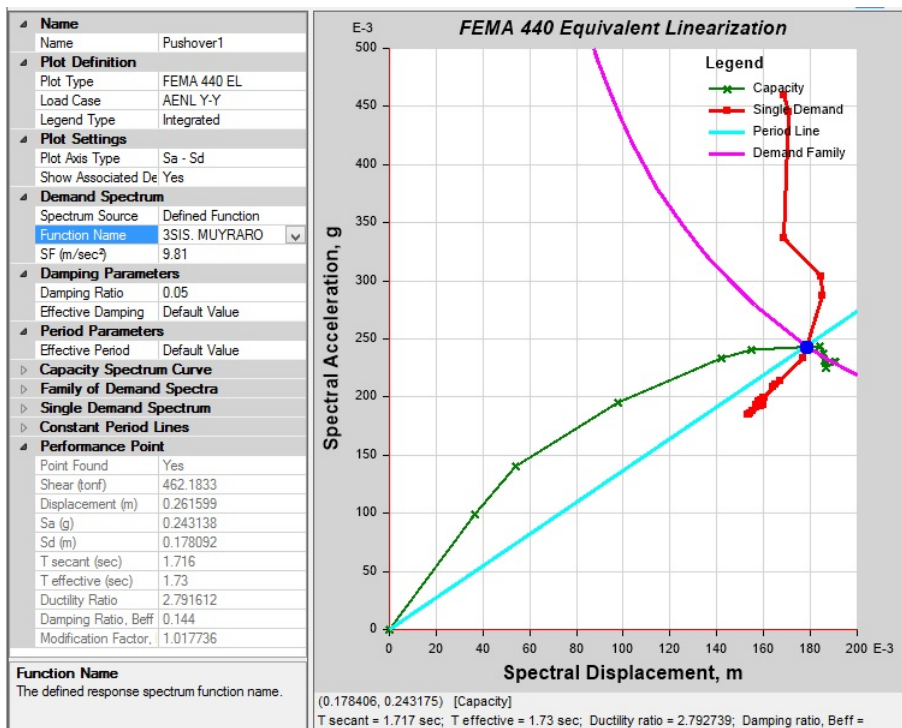


Figura 5.22: Punto de desempeño del edificio para el sismo muy raro.

Tabla 5.11: Punto de desempeño sísmico del edificio.

Peligro sísmico	F. Cortante (kg)	Desplazamiento (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Beff (%)
sismo ocasional	348,474.42	12.7	0.182	8.7	8.25
sismo raro	443,421.00	21.8	0.237	14.9	13.49
sismo muy raro	462,183.34	26.2	0.243	17.8	14.40

Y al ejecutar el análisis dinámico no lineal para cada uno de los registros seleccionados, se obtiene los siguientes resultados:

La secuencia de formación de rótulas plásticas en cada paso del tiempo, como se muestra en las siguientes figuras 5.23, 5.24 y 5.25. Las rótulas de color verde indican que los elementos se encuentran en el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO), el color celeste en el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS), el color margenta en el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP) y el color rojo indica que los elementos están en eminente colapso o ya colapsó.

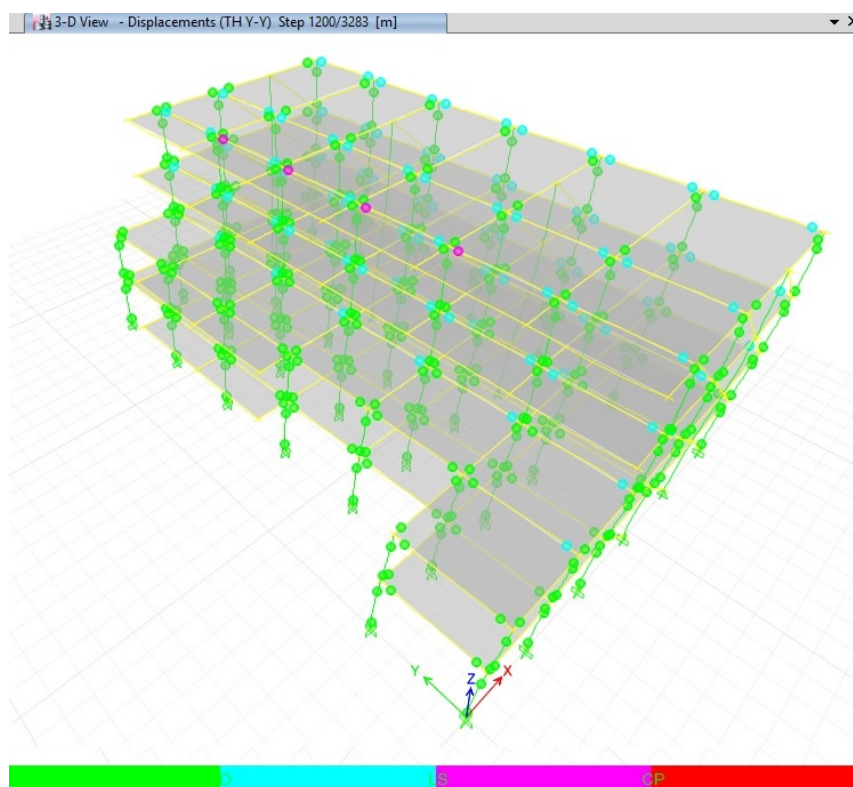


Figura 5.23: Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 24s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.

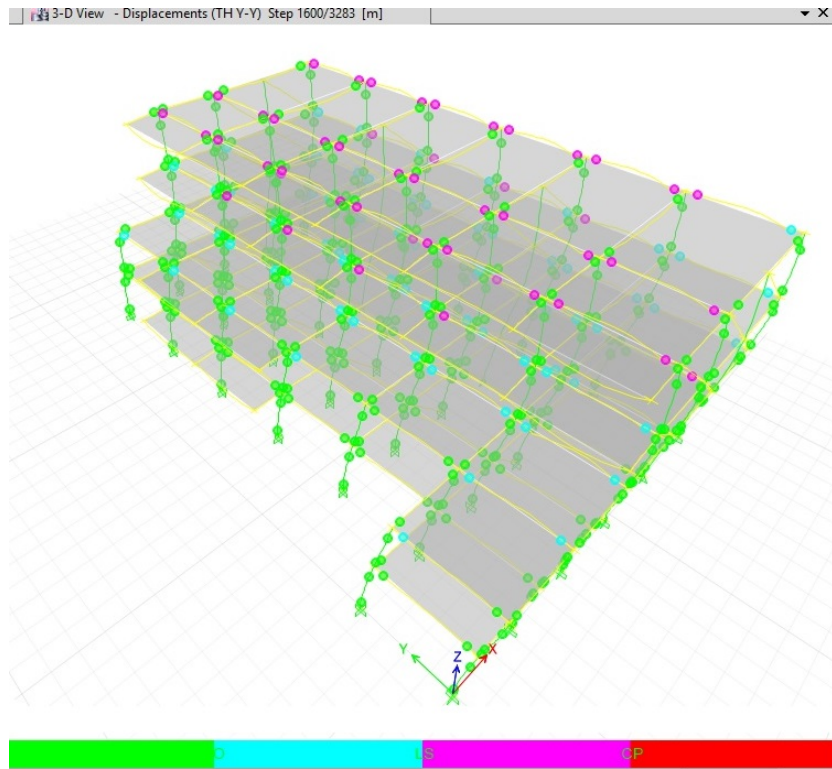


Figura 5.24: Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 32s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.

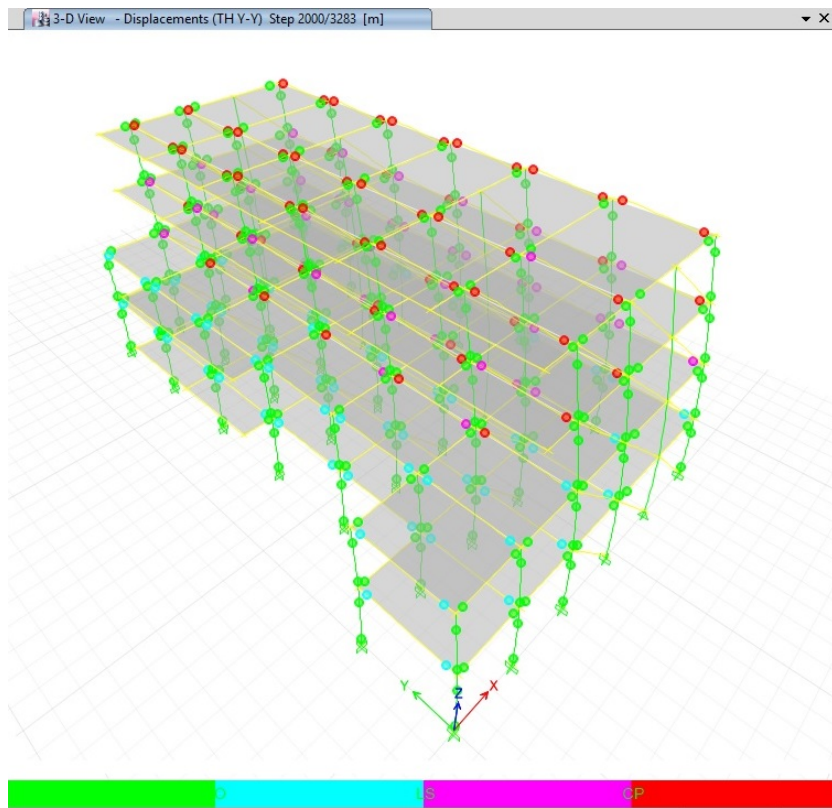


Figura 5.25: Secuencia de formación de rótulas plásticas en $t = 40s$, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.

También se obtiene el historial del desplazamiento del centro de masa de cada piso, siendo el valor máximo absoluto del desplazamiento el más significativo para la toma de decisiones.

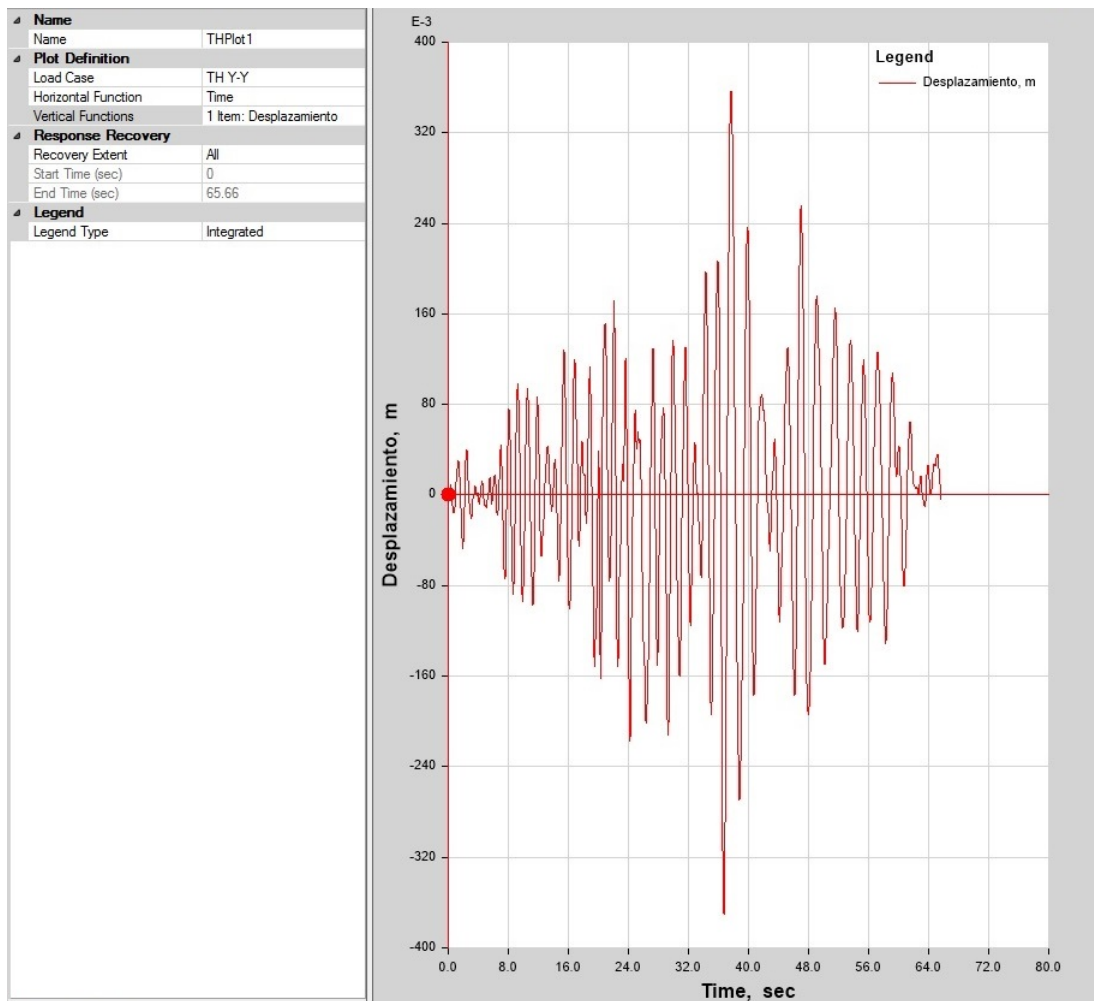


Figura 5.26: Historial del desplazamiento del centro de masa del ultimo nivel, para el componente EW del sismo de Huacho - Lima de 17 de octubre de 1966.

Y en la tabla 5.12 se muestra los desplazamientos máximos en valor absoluto de cada historial de tiempo y las derivas máximas de entrepiso en la dirección Y-Y, para todos los sismos seleccionados. Así mismo se muestra la media y el percentil 84% que representa la media más una desviación estándar, estimadas utilizando la distribución lognormal. Y las gráficas respectivas se muestran en las figuras 5.27 y 5.28, donde se muestra una familia de curvas de aceleración - desplazamiento, la media, el percentil 16% que representa la media menos una desviación estándar y el percentil 84% que representa la media más una desviación estándar.

Tabla 5.12: Desplazamientos máximos del techo, Derivas máximas de entrepiso , media y media + 1σ (84%)

Desplazamiento Máximo del Techo (m)																
Sa (g)	1966 10 17		1970 05 31		1974 01 05		1974 10 03		1974 11 09		2001 06 23		2007 08 15		Media 50 %	Media + 1σ 84 %
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS		
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.15	0.049	0.056	0.052	0.052	0.033	0.028	0.048	0.074	0.063	0.048	0.067	0.067	0.038	0.055	0.050	0.066
0.3	0.086	0.096	0.104	0.089	0.066	0.056	0.084	0.100	0.114	0.078	0.103	0.104	0.070	0.079	0.086	0.106
0.45	0.104	0.111	0.119	0.112	0.086	0.08	0.116	0.119	0.143	0.124	0.118	0.145	0.089	0.094	0.110	0.131
0.6	0.138	0.130	0.138	0.128	0.120	0.111	0.155	0.151	0.163	0.167	0.135	0.169	0.096	0.114	0.135	0.160
0.75	0.155	0.154	0.164	0.153	0.150	0.145	0.201	0.179	0.177	0.199	0.162	0.201	0.107	0.134	0.161	0.191
0.9	0.176	0.163	0.178	0.190	0.185	0.181	0.233	0.255	0.203	0.225	0.211	0.236	0.121	0.149	0.190	0.232
1.05	0.194	0.192	0.211	0.228	0.222	0.219	0.293	0.290	0.257	0.273	0.240	0.263	0.135	0.162	0.222	0.277
1.2	0.312	0.230	0.316	0.270	0.255	0.263	0.333	0.306	0.331	0.375	0.268	0.290	0.149	0.179	0.270	0.346
1.35	0.370	0.265	0.367	0.327	0.277	0.310	0.368	0.373	0.406	0.452	0.291	0.440	0.168	0.198	0.318	0.424
1.5	0.398	0.305	0.461	0.394	0.327	0.366	0.478	0.497	0.488	0.486	0.344	0.519	0.202	0.213	0.376	0.510
1.875	0.511	0.775	0.650	0.553	0.542	0.478	0.704	0.751	0.714	0.805	0.569	0.678	0.295	0.353	0.577	0.775
Drift máximo de entrepiso																
Sa (g)	1966 10 17		1970 05 31		1974 01 05		1974 10 03		1974 11 09		2001 06 23		2007 08 15		Media 50 %	Media + 1σ 84 %
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS		
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	0.0035	0.0043	0.0035	0.0041	0.0025	0.0023	0.0035	0.0053	0.0048	0.0035	0.0051	0.0048	0.0028	0.0041	0.0038	0.0049
0.3	0.0066	0.0073	0.0076	0.0063	0.0048	0.0041	0.0061	0.0073	0.0084	0.0058	0.0077	0.0076	0.0051	0.0056	0.0063	0.0078
0.45	0.0076	0.0084	0.0101	0.0084	0.0061	0.0061	0.0084	0.0094	0.0114	0.0096	0.0096	0.0106	0.0066	0.0068	0.0083	0.0102
0.6	0.0099	0.0101	0.0111	0.0099	0.0089	0.0099	0.0124	0.0127	0.0137	0.0142	0.0106	0.0134	0.0068	0.0091	0.0107	0.0131
0.75	0.0124	0.0131	0.0152	0.0137	0.0116	0.0137	0.0177	0.0149	0.0154	0.0177	0.0134	0.0159	0.0076	0.0113	0.0136	0.0168
0.9	0.0144	0.0132	0.0157	0.0175	0.0159	0.0175	0.0223	0.0256	0.0167	0.0185	0.0197	0.0187	0.0089	0.0131	0.0165	0.0213
1.05	0.0165	0.0133	0.0172	0.0213	0.0200	0.0215	0.0289	0.0268	0.0208	0.0218	0.0251	0.0210	0.0104	0.0147	0.0193	0.0255
1.2	0.0294	0.0167	0.0327	0.0258	0.0246	0.0268	0.0291	0.0271	0.0291	0.0372	0.0263	0.0256	0.0124	0.0165	0.0247	0.0333
1.35	0.0339	0.0200	0.0330	0.0284	0.0276	0.0327	0.0342	0.0382	0.0362	0.0428	0.0278	0.0354	0.0142	0.0180	0.0290	0.0396
1.5	0.0362	0.0243	0.0433	0.0362	0.0309	0.0354	0.0468	0.0392	0.0371	0.0439	0.0285	0.0363	0.0195	0.0214	0.0332	0.0434
1.875	0.0516	0.0608	0.0623	0.0522	0.0405	0.0499	0.0562	0.0411	0.0390	0.0460	0.0300	0.0381	0.0253	0.0293	0.0429	0.0568

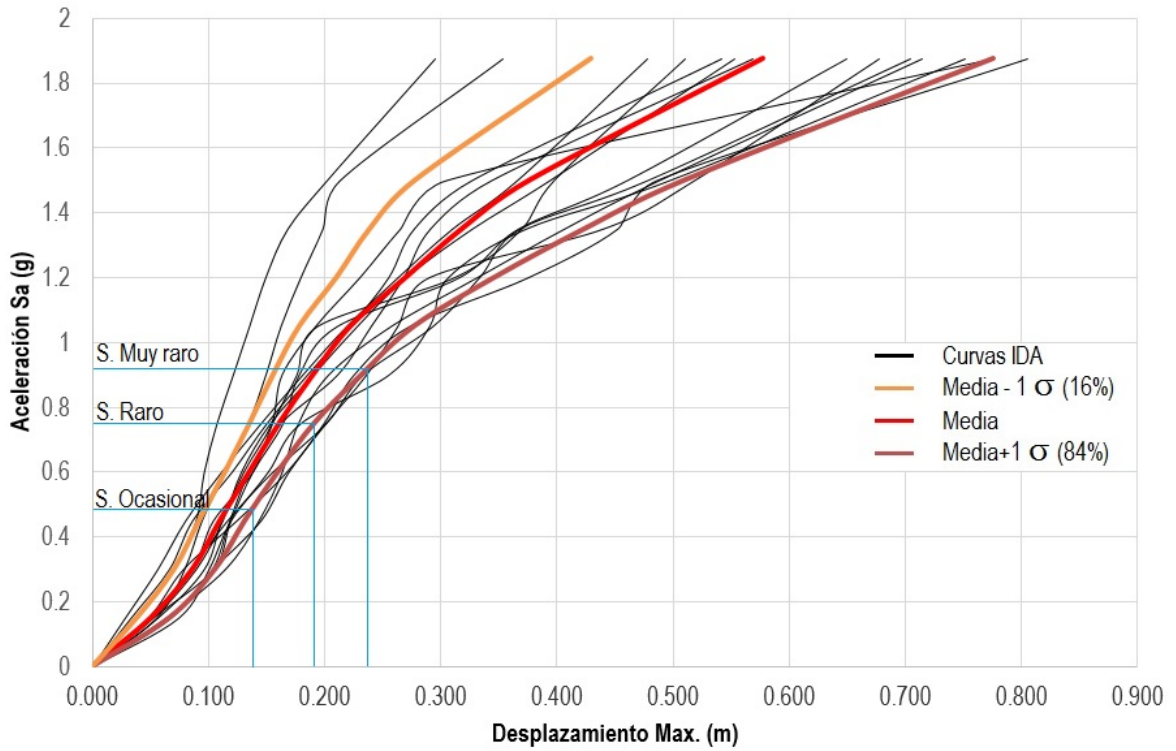


Figura 5.27: Curvas IDA de aceleración vs desplazamiento máximo de techo, media - 1σ (16%), media y media + 1σ (84%).

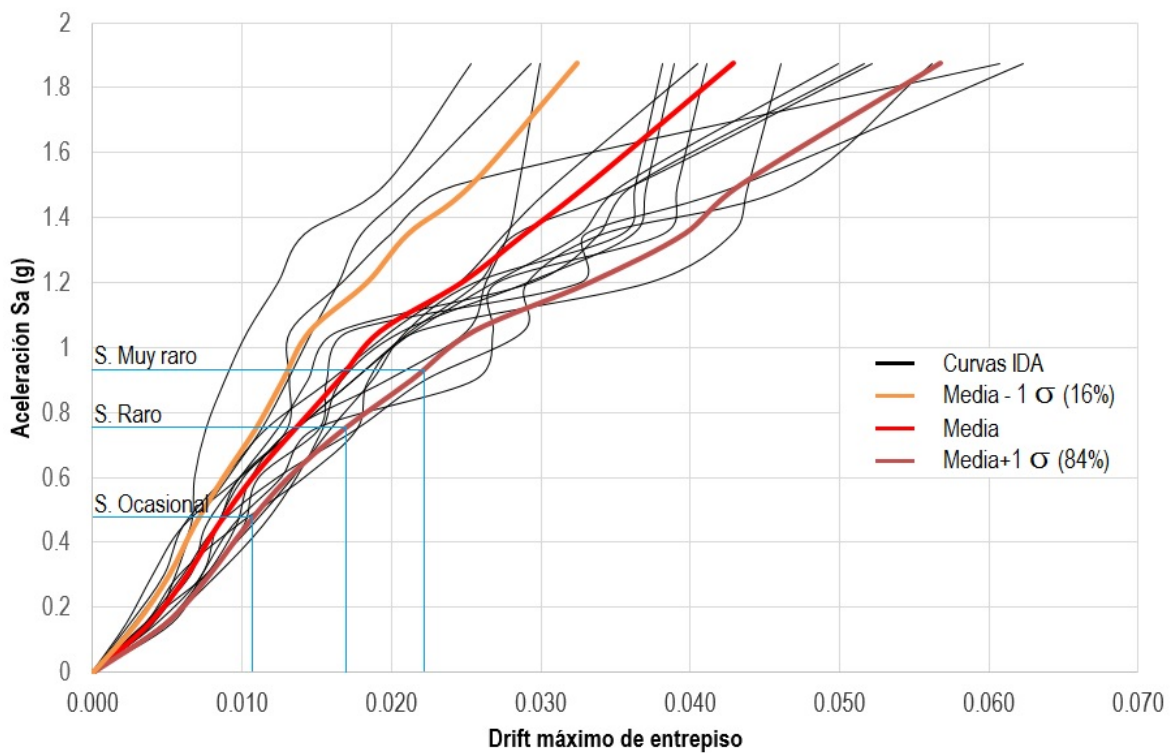


Figura 5.28: Curvas IDA de aceleración vs deriva máxima de entrepiso, media - 1σ (16%), media y media + 1σ (84%).

De la tabla 5.12 y de las figuras 5.27 y 5.28, se obtiene el desplazamiento máximo y deriva de

entrepiso en la dirección Y-Y, para los tres niveles de peligro sísmico: sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro.

Tabla 5.13: Desplazamiento máximo del techo para diferentes niveles de peligro sísmico.

Peligro sísmico	PGA (g)	Desplazamiento máx. del techo (cm)		
		media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
sismo ocasional	0.48	10.0	11.5	13.7
sismo raro	0.75	14.0	16.1	19.1
sismo muy raro	0.93	16.0	19.6	24.1

Tabla 5.14: Deriva máximo del entrepiso para diferentes niveles de peligro sísmico.

Peligro sísmico	PGA (g)	Drift máx. de entrepiso		
		media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
sismo ocasional	0.48	0.0072	0.0088	0.0107
sismo raro	0.75	0.0109	0.0136	0.0168
sismo muy raro	0.93	0.0131	0.0171	0.0221

Y en la tabla 5.15 se muestra la fuerza cortante máximo para los tres niveles de peligro sísmico.

Tabla 5.15: Fuerza cortante en la base para diferentes niveles de peligro sísmico.

Peligro sísmico	PGA (g)	Fuerza cortante en la base (kg)		
		media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
sismo ocasional	0.48	132,806.83	172,871.60	225,022.99
sismo raro	0.75	250,529.85	336,513.79	452,008.15
sismo muy raro	0.93	361,471.05	426,001.79	502,052.73

En las tablas 5.16, 5.17 y 5.18 y las figuras 5.29, 5.30 y 5.31, se muestran las derivas máximas globales, obteniéndose un drift de 0.0070 como media en el último nivel para un sismo ocasional, un drift de 0.0098 como media en el último nivel para un sismo raro y un drift de 0.0120 como media en el último nivel para un sismo muy raro.

Tabla 5.16: Drift máx. global para un sismo ocasional (PGA = 0.48 g).

Numero de piso	Drift máx. globales		
	media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
4°	0.0059	0.0070	0.0084
3°	0.0056	0.0066	0.0076
2°	0.0050	0.0058	0.0066
1°	0.0039	0.0044	0.0049

Tabla 5.17: Drift máx. global para un sismo raro (PGA = 0.75 g).

Numero de piso	Drift máx. globales		
	media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
4°	0.0083	0.0098	0.0117
3°	0.0074	0.0086	0.0101
2°	0.0065	0.0076	0.0088
1°	0.0050	0.0058	0.0067

Tabla 5.18: Drift máx. global para un sismo muy raro (PGA = 0.93 g).

Numero de piso	Drift máx. globales		
	media - 1σ (16 %)	Media (50 %)	media + 1σ (84 %)
4°	0.0098	0.0120	0.0147
3°	0.0087	0.0104	0.0124
2°	0.0073	0.0088	0.0107
1°	0.0056	0.0068	0.0082

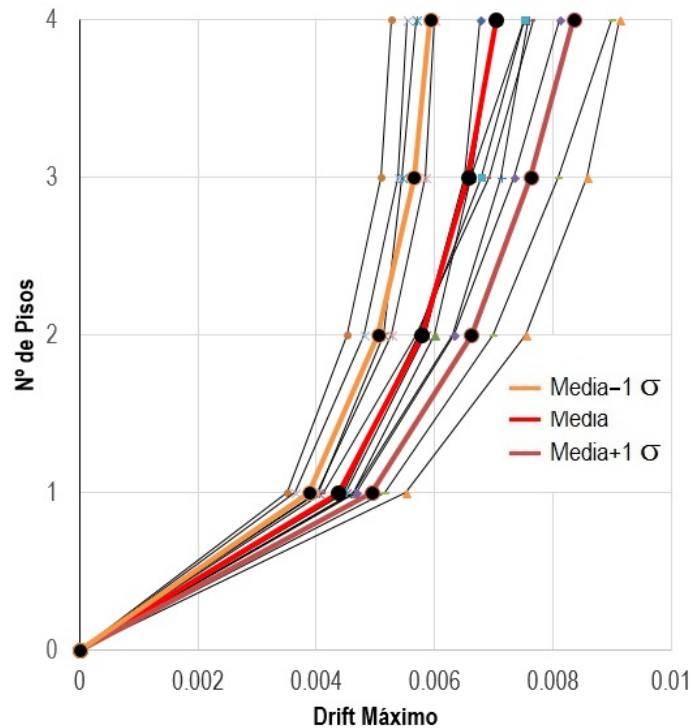


Figura 5.29: Drift máximo global, media - 1σ (16 %), media y media + 1σ (84 %) para un sismo ocasional.

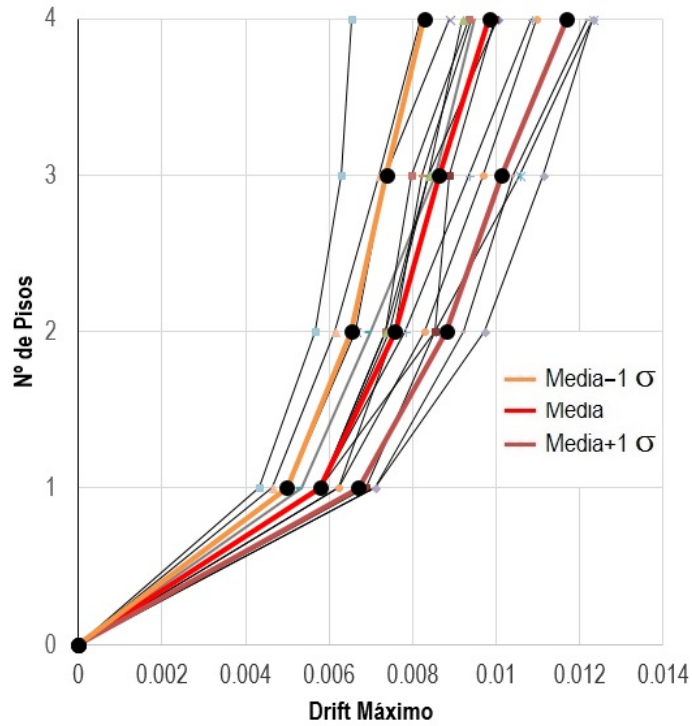


Figura 5.30: Drift máximo global, media - 1σ (16%), media y media + 1σ (84%) para un sismo raro.

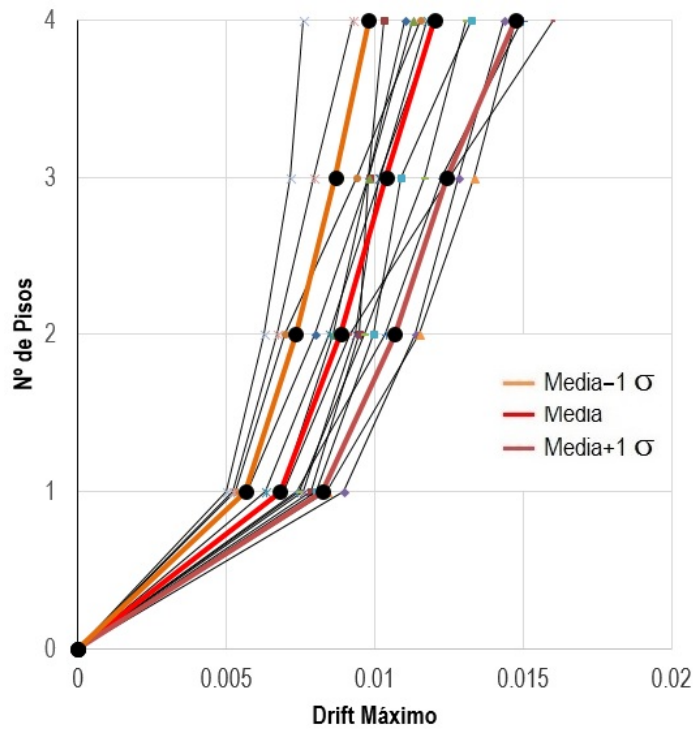


Figura 5.31: Drift máximo global, media - 1σ (16%), media y media + 1σ (84%) para un sismo muy raro.

En la tabla 5.19, se muestra la comparación de los resultados del punto de desempeño obtenidos mediante los dos métodos no lineales. Como se puede ver los resultados obtenidos

por el método PUSHOVER, son conservadores si se comparan con los resultados obtenidos con el análisis dinámico incremental (IDA), obteniéndose una variación de 35 % como máximo. Pero se considera los resultados obtenidos con el análisis dinámico incremental (IDA) de mayor precisión.

Tabla 5.19: Comparación del punto de desempeño estructural del módulo analizado.

		PUSHOVER	IDA
Peligro sísmico	PGA (g)	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento (cm)
sismo ocasional	0.48	12.7	11.5
sismo raro	0.75	21.8	16.1
sismo muy raro	0.93	26.2	19.6

5.5. Criterios de evaluación del desempeño sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones, se sectoriza la curva de capacidad. Según la metodología del Comité VISIÓN 2000 de la SEAOC¹ [10], la curva de capacidad se divide en sectores como se muestra en la figura 5.32. La zona elástica (Δ_e) corresponde a un

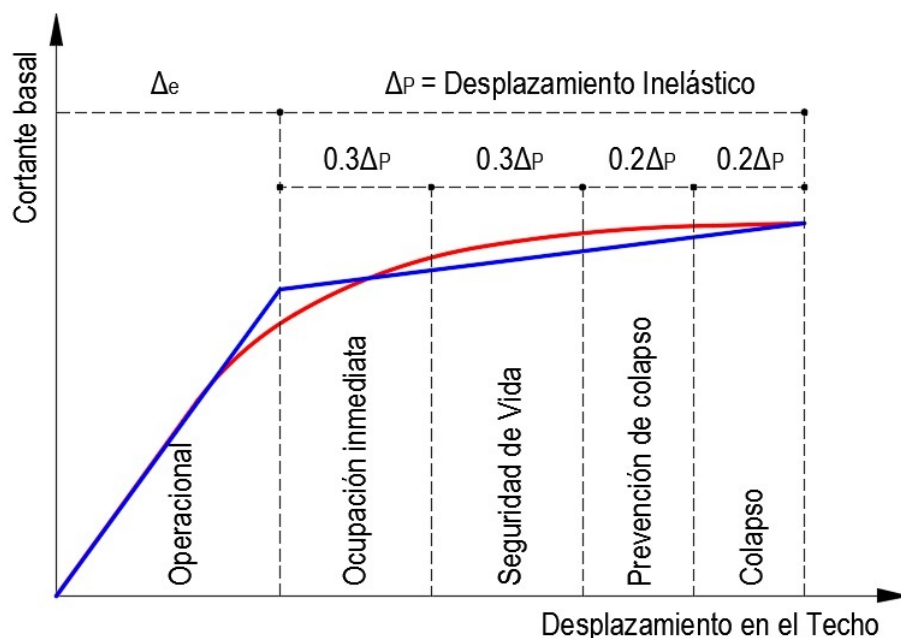


Figura 5.32: Sectorización de la curva de capacidad

estado operacional de la estructura y se determina con el punto de fluencia efectiva mediante

¹SEAOC: Structural Engineers Association of California

una idealización bilineal de la curva de capacidad. La zona inelástica (Δ_P) se divide en 4 partes, correspondiente a porcentajes de 30 %, 30 %, 20 % y 20 % a los que se asocian los cuatro últimos niveles de desempeño.

Así mismo el Comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10], propone los límites de distorsión o desplazamiento de entrepiso, tabla 5.20 , para la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones.

Tabla 5.20: Límites de la distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño y estado de daño asociado.

Nivel de desempeño	Drift Máximo permisible (%)	Estado de daño
Operacional	0.2	Despreciables
Ocupación inmediata	0.5	Leve
Seguridad de vida	1.5	Moderado
Prevención de colapso	2.5	Severo
Colapso	>2.5	Total

Y para evaluar el desempeño de cada elemento estructural de la edificación, se ha tomado los criterios de aceptación propuestos por FEMA-356[9], tablas 5.21 y 5.22, lo mismo que está plasmado en el código ASCE/SEI 41-13 [23], y está incluido en el software ETABS 2016 ultimate 16.2.0.

En las figuras 5.33 y 5.34, el punto A representa una condición sin carga, la respuesta es lineal desde A hasta B, seguido por la fluencia, como consecuencia existe una disminución en la rigidez con un comportamiento lineal desde B hasta C, luego se presenta una reducción

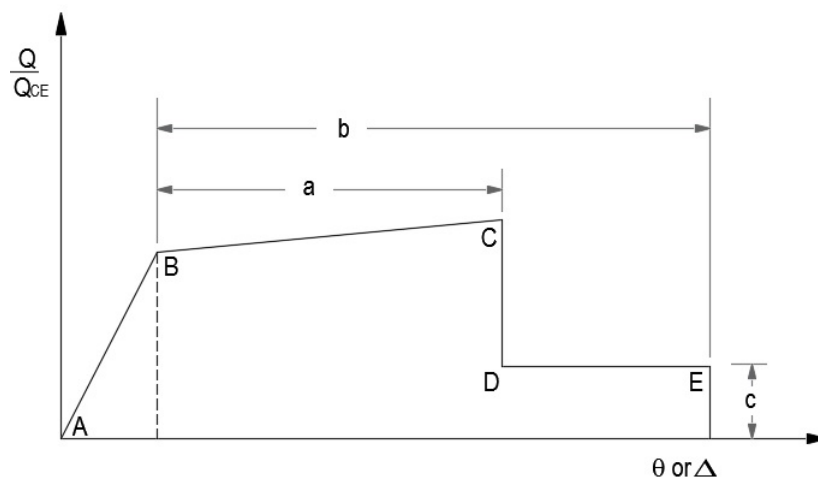


Figura 5.33: Relación no lineal fuerza - deformación.

súbita de la rigidez desde C hasta D, continua el desplazamiento desde D hasta E con una cargas constante hasta perder la resistencia desde E en adelante.

Tabla 5.21: Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams (Table 6-7 de FEMA 356)

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians		Performance Level				
				Component Type		Primary		Secondary		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.020	0.025	0.020	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.020	0.04	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.020	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.020	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.010
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing the span¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-columns joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Y en la figura 5.34, se muestra los criterios de aceptación, dónde los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente; un elemento cuya repuesta esté entre B y IO indica que la estructural puede ser ocupado de inmediato luego del sismo; entre IO y LS se puede asumir que no habrá pérdidas en vidas humanas; y en el punto CP es necesario prevenir el colapso.

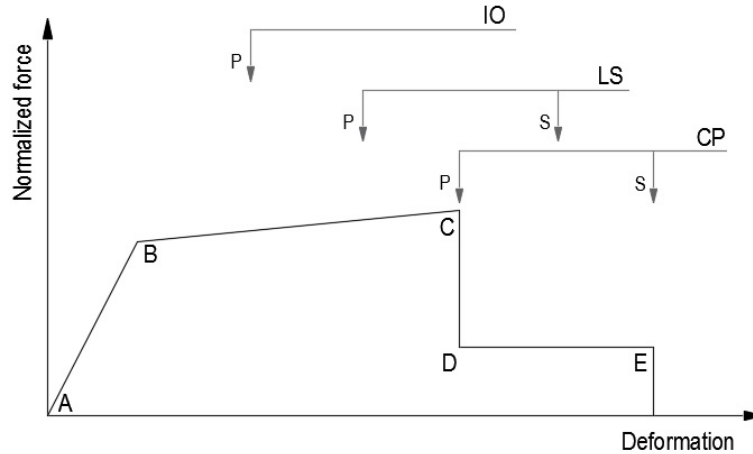


Figura 5.34: Criterio de aceptabilidad de los elementos.

Tabla 5.22: Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns (Table 6-8 de FEMA 356)

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type				CP	
			LS		CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f_c'}$	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
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			-	-	-	-	-	-	0.0030	0.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding $0.70P_o$^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (Vs) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.

4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 (FEMA 356) for acceptance criteria.

5.6. Evaluación del desempeño sísmico del edificio

Para evaluar los objetivos de desempeño sísmico, se gráfica los resultados obtenidos con la técnica de PUSHOVER, en la curva de capacidad sectorizada, como se muestra figura 5.35.

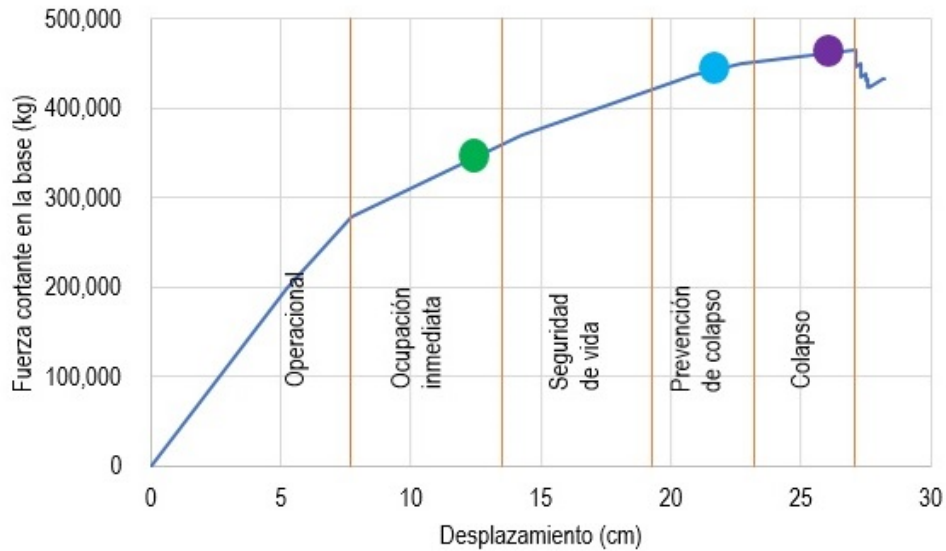


Figura 5.35: Nivel de desempeño sísmico del edificio.

En la tabla 5.23, los recuadros de color celeste muestran el objetivo de desempeño sísmico esperados para una edificación esencial y los recuadros marcados con una "X" los objetivos de desempeño reales del edificio.

Tabla 5.23: Objetivos de desempeño sísmico esperados y reales del edificio.

		Niveles de desempeño				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Nivel de peligro sísmico	Sismo frecuente					
	Sismo Ocasional		X			
	Sismo Raro				X	
	Sismo Muy Raro					X

Y como se muestra en la la figura 5.35 y tabla 5.23, el desempeño del edificio es inaceptable, dado que: Para un sismo ocasional el edificio excede ligeramente el rango operacional y se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO), con daño estructural leve, la estructura mantiene casi íntegramente la resistencia y rigidez inicial; para un sismo raro el edificio excede largamente el rango de ocupación inmediata (IO) y se encuentra en el rango de

prevención del colapso (CP), con daño estructural severo, existiendo una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso; y para un sismo muy raro el edificio colapsa.

Y para evaluar los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico incremental (IDA), se utilizará los límites de distorsión de entrepiso dadas por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10] de la tabla 5.20.

Tabla 5.24: Verificación del desempeño estructural del edificio.

Nivel de desempeño	Drift máx. de entrepiso			Drift máx. permisible	¿Cumple?
	media - 1σ	media + 1σ	Media		
Operacional	0.0072	0.0107	0.0088	0.002	¡NO!
Ocupación Inmediata	0.0109	0.0168	0.0136	0.005	¡NO!
Seguridad de vida	0.0131	0.0221	0.0171	0.015	¡NO!

De la tabla 5.24, se concluye que, el desempeño del edificio es inaceptable. Según los límites de distorsión de entrepiso dadas por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10] en la tabla 5.20; el edificio para un sismo ocasional excede largamente el rango operacional y se encuentra en el rango de seguridad de vida (LS), con daño estructural moderado; para un sismo raro el edificio excede ligeramente el rango de ocupación inmediata (IO) y se encuentra en el rango de seguridad de vida (LS), con daño estructural moderado; para un sismo muy raro el edificio excede ligeramente el rango de seguridad de vida (LS) y se encuentra en el rango de prevención del colapso (CP), con daño estructural severo, existiendo una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso

Luego de evaluar el desempeño sísmico del edificio, mediante los dos métodos no lineales, se concluye que, el desempeño del edificio es inaceptable; Por lo que es necesario, el reforzamiento del edificio para cumplir con las exigencias del comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10] para los diferentes niveles de peligro sísmico.

5.7. Reforzamiento del edificio

Para cumplir con los objetivos de desempeño para este tipo de edificación como lo establece el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10], se reforzó con muros estructurales en la dirección

más débil (dirección Y-Y), transformando de un sistema estructural de pórticos a dual, donde las acciones sísmicas es resistido por la combinación de pórticos y muros estructurales. Como se muestra en figura 5.36 de la perspectiva del modelo, se colocó muros estructurales de 1.5 m x 0.25 m a cada lado de la columna.

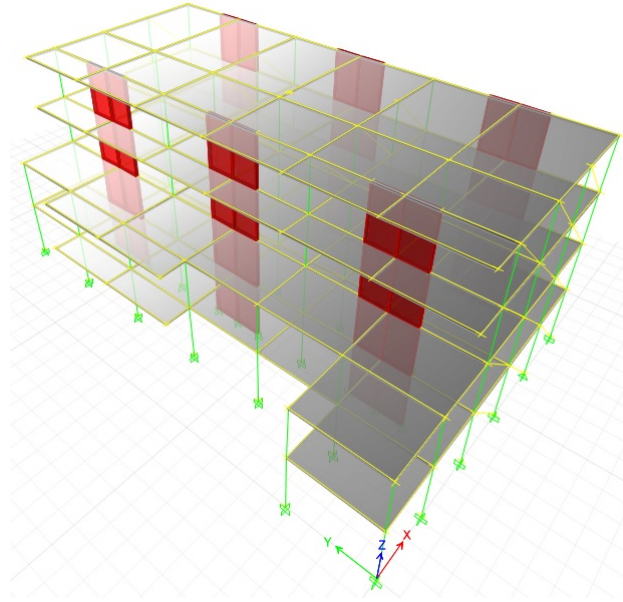


Figura 5.36: Perspectiva del modelo de reforzamiento.

Con la propuesta de reforzamiento se verificó los parámetros más importantes: El periodo más predominante se obtiene en la dirección reforzada de $T_Y = 0.467s$, en la otra dirección de $T_X = 0.427s$ y de rotación de $T_Z = 0.341s$.

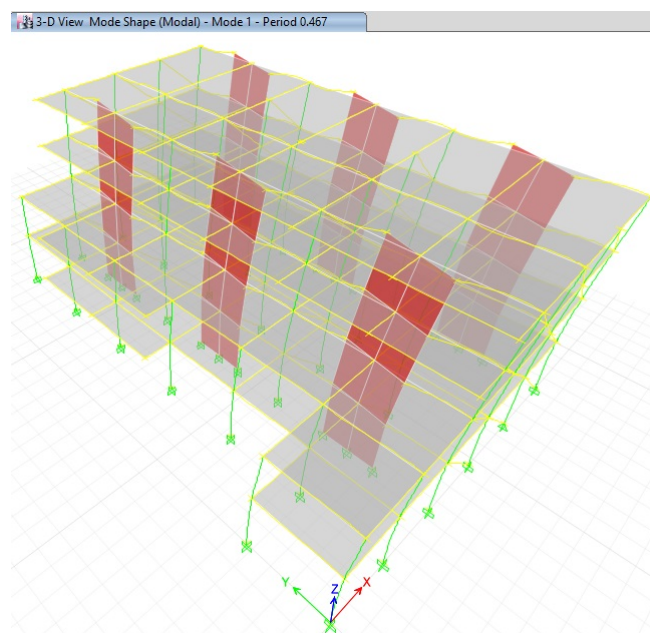


Figura 5.37: Primer modo de vibración, $T_Y = 0.467s$.

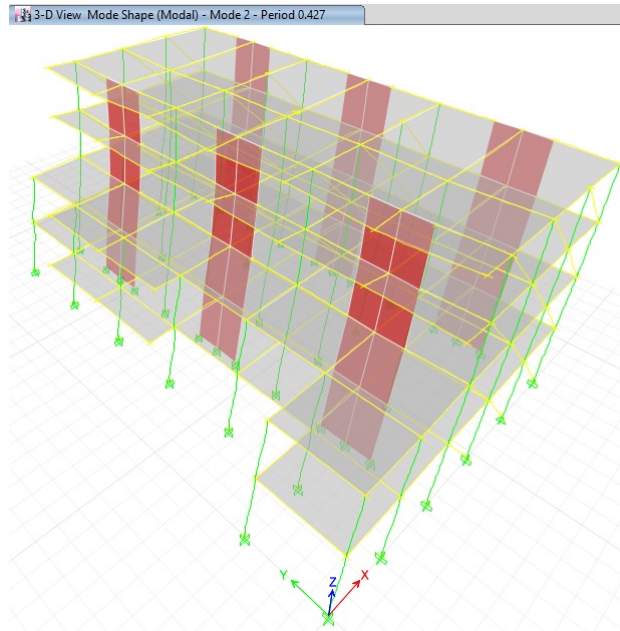


Figura 5.38: Segundo modo de vibración, $T_Y = 0.427s$.

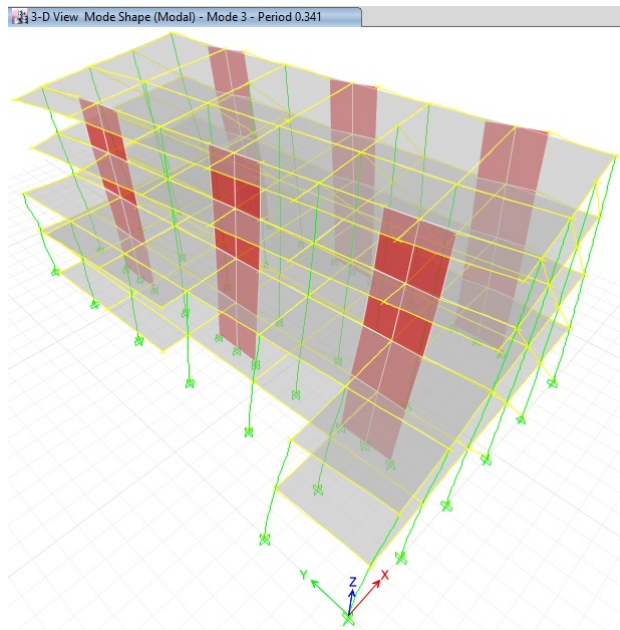


Figura 5.39: Tercer modo de vibración, $T_Z = 0.341s$.

El control de desplazamiento se muestra en la tabla 5.25 y 5.26, y cumple en ambas direcciones

Tabla 5.25: Control de desplazamiento en la dirección X-X.

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.005$	¿Cumple?
4º piso	2.762	6.712	1.259	395	0.0032	¡si!
3º piso	2.244	5.453	1.526	395	0.0039	¡si!
2º piso	1.616	3.927	1.883	395	0.0048	¡si!
1º piso	0.841	2.044	2.044	450	0.0045	¡si!

con el límite de distorsión de entrepiso establecida por la norma técnica E.030 “Diseño

Sismorresistente” [27].

Tabla 5.26: Control de desplazamiento en la dirección Y-Y.

Piso	d (cm)	Rd (cm)	δ (cm)	h (cm)	$\delta/h \leq 0.007$	¿Cumple?
4º piso	1.386	7.859	2.569	395	0.0065	¡si!
3º piso	0.933	5.290	2.342	395	0.0059	¡si!
2º piso	0.520	2.948	1.950	395	0.0049	¡si!
1º piso	0.176	0.998	0.998	450	0.0022	¡si!

Y al ejecutar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) se obtiene:

- La secuencia de formación de las rótulas plásticas.

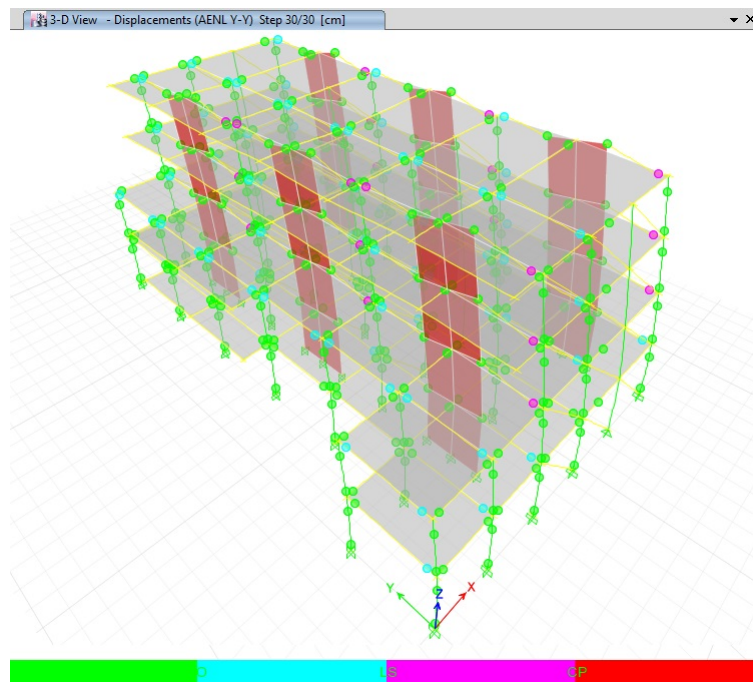


Figura 5.40: Secuencia de formación de rótulas plásticas.

- La curva de capacidad y el punto de desempeño sísmico del edificio reforzado para los tres niveles de peligro sísmico, como se muestra en la figura 5.41 y tabla 5.27 respectivamente.

Tabla 5.27: Punto de desempeño sísmico del edificio reforzado.

Peligro sísmico	F. Cortante (kg)	Desplazamiento (cm)	S_a (g)	S_d (cm)	$Beff$ (%)
sismo ocasional	766,786.95	8.16	0.480	5.63	14.56
sismo raro	947,799.99	12.46	0.655	8.59	18.72
sismo muy raro	1,066,272.62	15.77	0.802	10.88	20.71

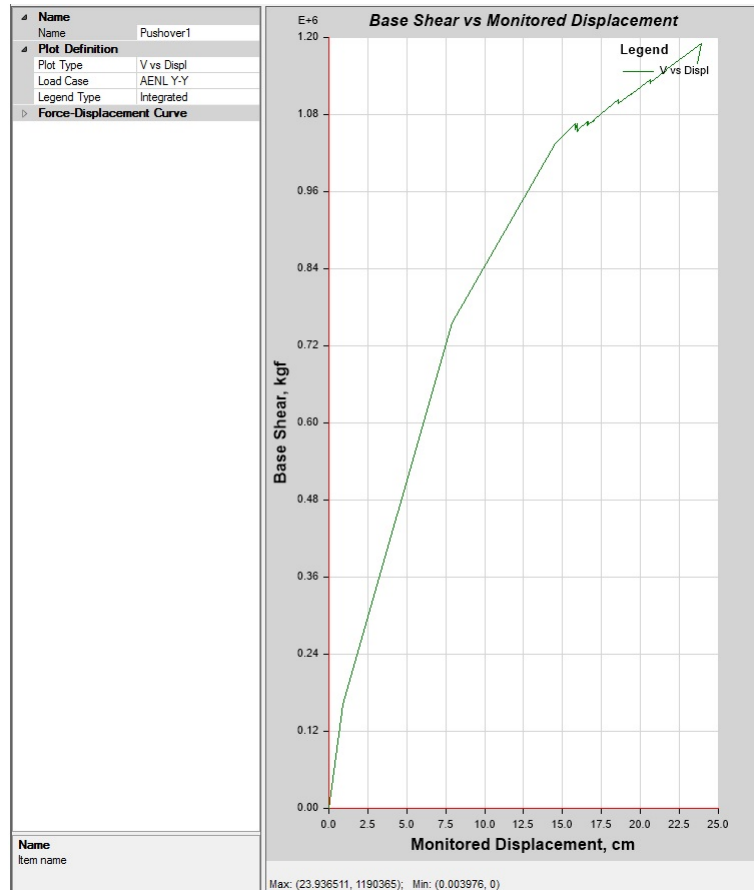


Figura 5.41: Curva de capacidad del edificio reforzado.

Y para evaluar los objetivos de desempeño sísmico, se gráfica los resultados de la tabla 5.27 en la curva de capacidad sectorizada del edificio reforzado, como se muestra figura 5.42.

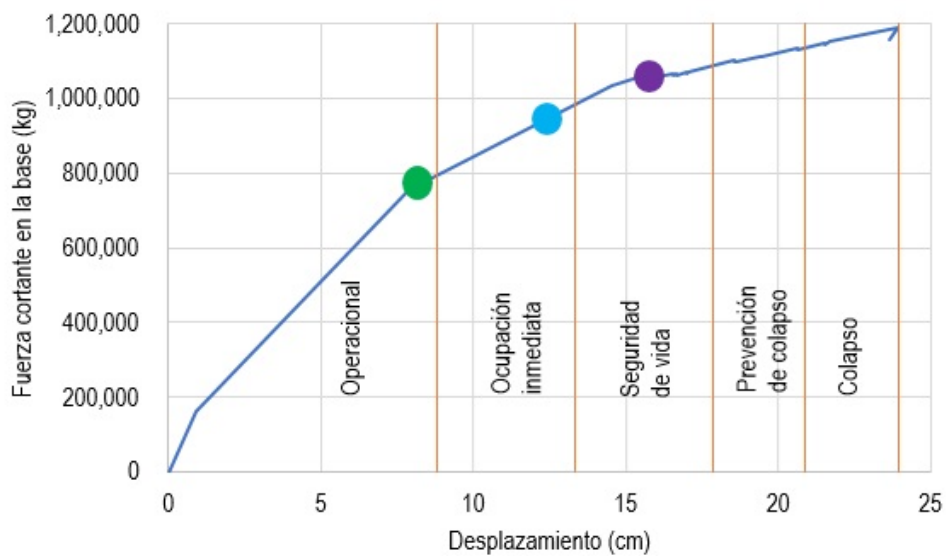


Figura 5.42: Nivel de desempeño sísmico del edificio reforzado.

Y como se muestra en la la figura 5.42 y tabla 5.28, el desempeño sísmico del edificio es

Tabla 5.28: Objetivos de desempeño sísmico esperados y reales del edificio reforzado.

		Niveles de desempeño				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Nivel de peligro sísmico	Sismo frecuente					
	Sismo Ocasional	X				
	Sismo Raro		X			
	Sismo Muy Raro			X		

aceptable, dado que: Para un sismo ocasional el edificio se encuentra en el rango operacional, para un sismo raro en ocupación inmediata (IO), y para un sismo muy raro en seguridad de vida (LS).

Se concluye, que al hacer el reforzamiento correspondientes del edificio, con los muros estructurales de dimensiones 1.5 m x 0.25 m se cumple con las exigencias del comité VISIÓN 2000 de la SEAOC [10] para los diferentes niveles de peligro sísmico, para este tipo de edificación considerada como esencial.

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El análisis estático no lineal (PUSHOVER), permite estimar con relativa simplicidad el desplazamiento máximo de una estructura ante los diferentes niveles de peligro sísmico y constituye una alternativa eficaz para cuantificar el desempeño sísmico de las edificaciones. Mientras el análisis dinámico incremental (IDA) necesita un conjunto de análisis dinámico no lineal tiempo historia, el cual es un análisis más preciso, real pero también más complejo y necesita más horas de cálculo. Los resultados obtenidos por el método PUSHOVER, son conservadores que las del análisis dinámico incremental (IDA).
- El espectro de peligro uniforme determinado mediante el análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) para el sismo raro, del sitio de fundación del edificio, es ligeramente menor que el espectro de diseño propuesto por la norma técnica E.030 “Diseño Sismo-resistente” ; por lo que se consideró como espectro objetivo el espectro de diseño, para el proceso de escalado de los registros sísmicos al rededor del periodo fundamental del edificio, esta forma de escalar reduce la dispersión de los datos.
- Las curvas IDA, demuestra que una estructura responde de manera distinta a cada registro sísmico, siendo esta variabilidad por la magnitud, distancia, duración, contenido de frecuencias y tipo de suelo.

- El edificio en su estado actual, no cumple con la deriva lateral permisible de 0.007 para un sistema estructural de pórticos de concreto armado establecida por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” en el sentido mas largo (dirección Y-Y), por lo que es necesario rigidizar en este sentido.
- El desempeño del edificio se evaluó ante tres niveles de peligro sísmico, correspondientes a periodos de retorno de 72, 475 y 975 años; y no alcanzó los objetivos de desempeño esperados para este tipo de edificación, según la propuesta del comité VISIÓN 2000 de la SEAOC; por lo tanto, se concluye que, el desempeño del edificio es inaceptable, y necesita una inmediata intervención para prevenir y mitigar posibles daños.

6.2. Recomendaciones

- Se recomienda reforzar el edificio con muros estructurales de 1.5 m x 0.25 m en el sentido más débil (dirección Y-Y), para así cumplir con la deriva lateral permisible establecida por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” y con los objetivos de desempeño propuesto por el comité VISIÓN 2000 de la SEAOC, para este tipo de edificación.
- Realizar el estudio de peligro sísmico del sitio de fundación de la estructura; para determinar las aceleraciones máximas para un determinado periodo de retorno y el espectro de peligro uniforme, luego confrontar con la propuesta de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, para tomar decisiones correctas en la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones.

Referencias Bibliográficas

- [1] Aguiar Falconi R. Análisis sísmico por desempeño. Centro de investigaciones científicas Escuela politécnica del ejército, Ecuador 329p. 2003;.
- [2] Youngs R, Chiou SJ, Silva W, Humphrey J. Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters*. 1997;68(1):58–73.
- [3] Sadigh K, Chang CY, Egan J, Makdisi F, Youngs R. Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological research letters*. 1997;68(1):180–189.
- [4] Barbat AH, Canet JM. Estructuras sometidas a acciones sísmicas: cálculo por ordenador. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería; 1994.
- [5] Kuroiwa J. Reducción de desastres: viviendo en armonía con la naturaleza. OPS; 2002.
- [6] SENCICO. "Determinacion de peligro Sísmico en el País". Página web del SENCICO <http://www.sencicogobpe/investigacion/publicacionesphp?id=492>. 2018;.
- [7] Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2002;31(3):491–514.
- [8] ATC A. 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council, report ATC-40 Redwood City. 1996;.
- [9] FEMA-356. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Building Seismic Safety Council Washington, DC; 2000.
- [10] Committee SS, et al. Recommended lateral force requirements and commentary. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA. 1999;.

- [11] Muñoz A., Bartolomé A. y Rodríguez C. Demandas de resistencia para edificios de albañilería en el Perú. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica Universidad Federico Santa María, 10 p, Valparaíso. 2002;.
- [12] Silva W. Vivienda en Perú. Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras CENAPRED México. 2002;.
- [13] Zegarra L. Reparación y refuerzo de edificaciones escolares dañadas en el sismo del 23 de junio de 2001. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica Universidad Federico Santa María, 10 p, Valparaíso. 2002;.
- [14] Chopra AK, Goel RK. Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. Earthquake spectra. 1999;15(4):637–656.
- [15] Chopra AK, et al. Dynamics of structures. vol. 3. Prentice hall New Jersey; 1995.
- [16] Bozzo L, Barbat A. Diseño sísmico de edificios de hormigón armado. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería; 1995.
- [17] García Reyes LE. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil; 1998.
- [18] Fenwick RC, Davidson BJ. Elongation in ductile seismic-resistant reinforced concrete frames. Special Publication. 1995;157:143–170.
- [19] Casimiro Victorio S. Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. Tesis para optar el grado de maestro en ciencias con mención en Ingeniería Estructural - UNI. 2012;.
- [20] Reiter L. Earthquake hazard analysis: issues and insights. Columbia University Press; 1991.
- [21] Ordaz M, Aguilar A, Arboleda J. CRISIS2007. Program for computing seismic hazard. Engineering Institute of the National University of Mexico. 2007;.
- [22] (ATC) ATC. Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings ATC-58. The Applied Technology Council Redwood City, CA. 2009;.

- [23] of Civil Engineers AS. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE Standard ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers; 2014. .
- [24] Paulay T, Priestley MN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. 1992;.
- [25] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. Civil and Environmental Engineering. 2001;p. 55.
- [26] Council BSS. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. 1997;.
- [27] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E030 “Diseño Sismorresistente“. 2016;.
- [28] Popov EP, et al. Introduction to mechanics of solids. 1968;.
- [29] Sozen MA. Hysteresis in structural elements. Applied mechanics in earthquake engineering. 1974;8:63–98.
- [30] Abrams DP. Laboratory definitions of behavior for structural components and building systems. Special Publication. 1991;127:91–152.
- [31] Wight JK, Sozen MA. Shear strength decay in reinforced concrete columns subjected to large deflection reversals. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.; 1973.
- [32] Higashi Y, Takeda T. Stiffness and its Influence on Dynamic Behavior. In: Proceeding International Conference on Tall Buildings, Lehigh University, American Society of Civil Engineers, New York, NY, USA, p.[6a]; 1972. .
- [33] Kramer SL. Geotechnical earthquake engineering. in prentice–Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, New Jersey. 1996;.
- [34] Bolaños A, Monroy O. Espectros de peligro sísmico uniforme. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima. 2004;.

- [35] Cornell CA. Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America*. 1968;58(5):1583–1606.
- [36] Algermissen ST, Perkins D, Thenhaus P, Hanson S, Bender B. Probabilistic estimates of maximum acceleration and velocity in rock in the contiguous United States. *US Geological Survey Open-File Report*. 1982;82(1033):99.
- [37] Zhao JX, Zhang J, Asano A, Ohno Y, Oouchi T, Takahashi T, et al. Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2006;96(3):898–913.

Anexo A

Acelerogramas de los registros sísmicos seleccionados

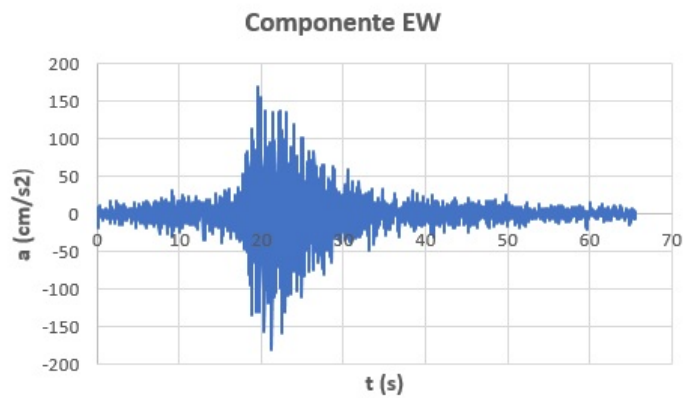


Figura A.1: 17 de octubre de 1966 (Lima)

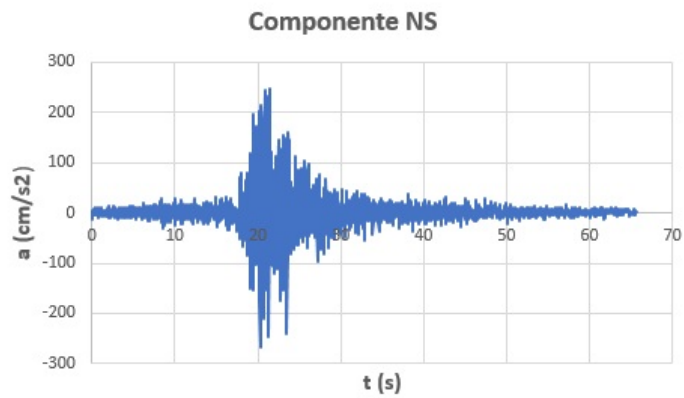


Figura A.2: 17 de octubre de 1966 (Lima)

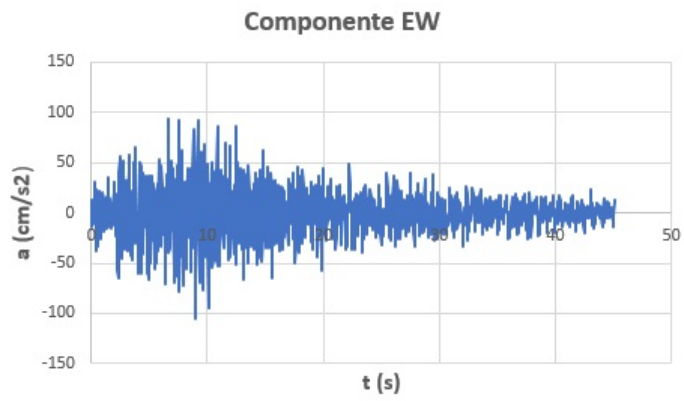


Figura A.3: 31 de mayo de 1970 (Huaraz)

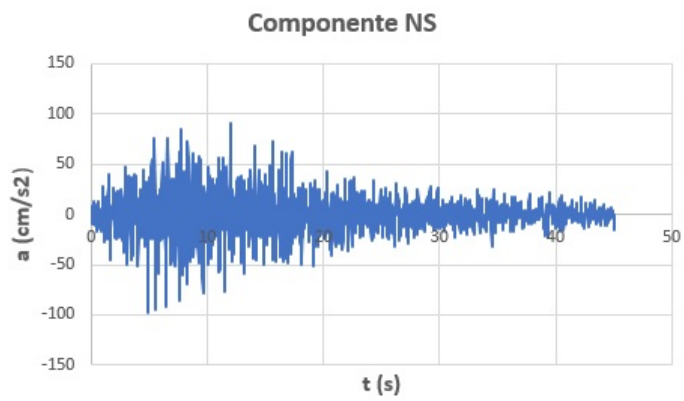


Figura A.4: 31 de mayo de 1970 (Huaraz)

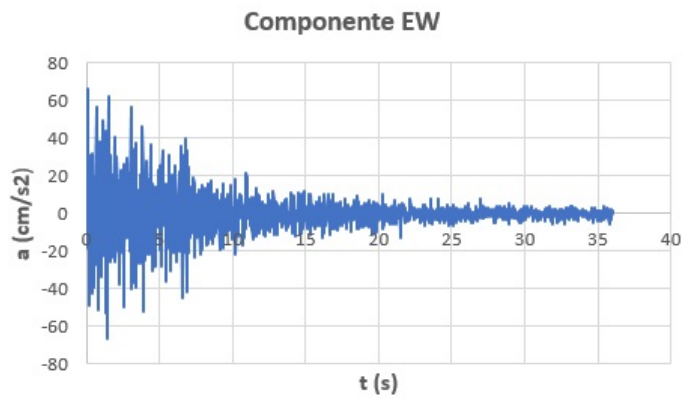


Figura A.5: 5 de enero de 1974 (Lima)

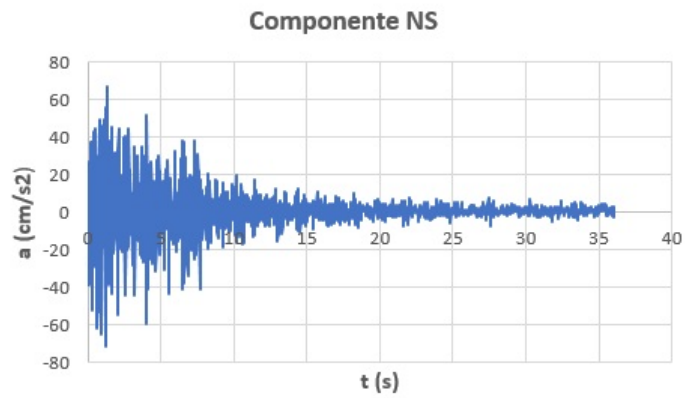


Figura A.6: 5 de enero de 1974 (Lima)

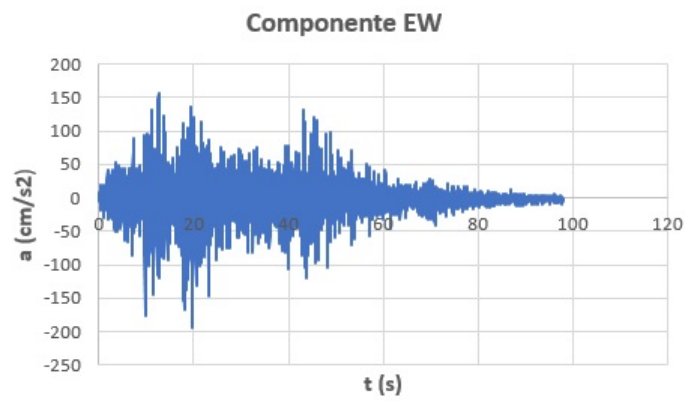


Figura A.7: 3 de octubre de 1974 (Lima)

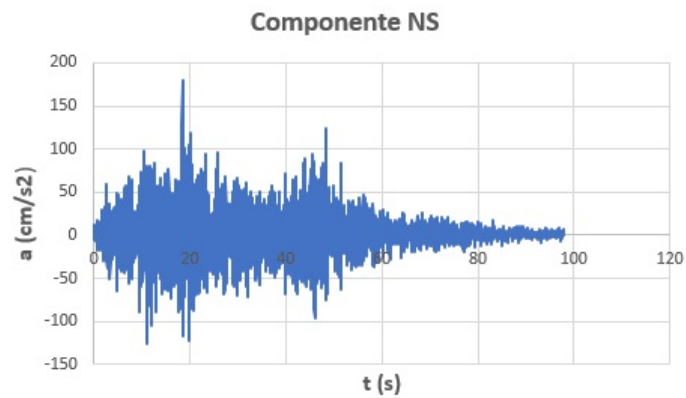


Figura A.8: 3 de octubre de 1974 (Lima)

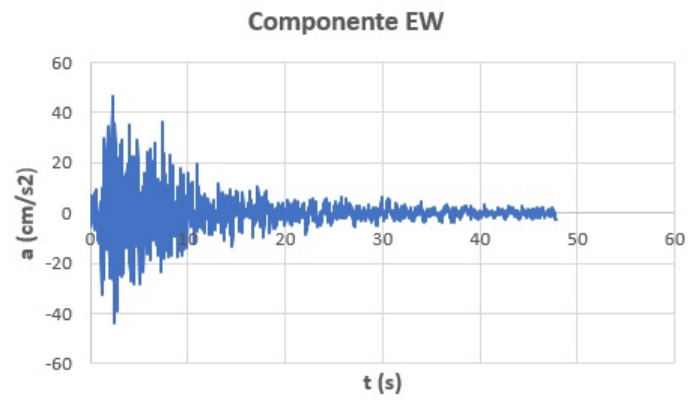


Figura A.9: 9 de noviembre de 1974 (Lima)

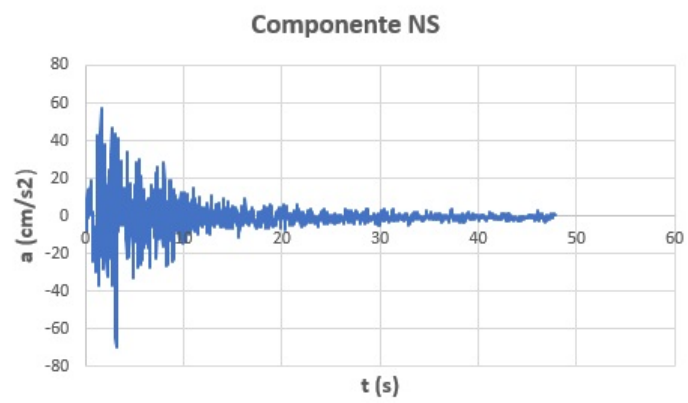


Figura A.10: 9 de noviembre de 1974 (Lima)

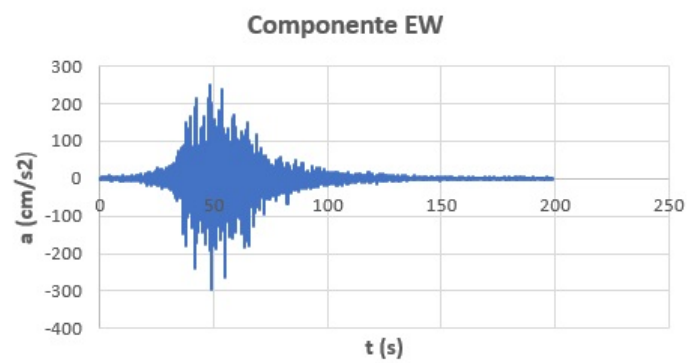


Figura A.11: 23 de junio de 2001 (Arequipa)

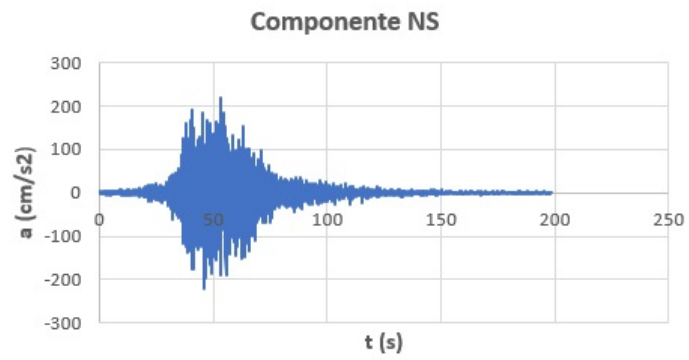


Figura A.12: 23 de junio de 2001 (Arequipa)

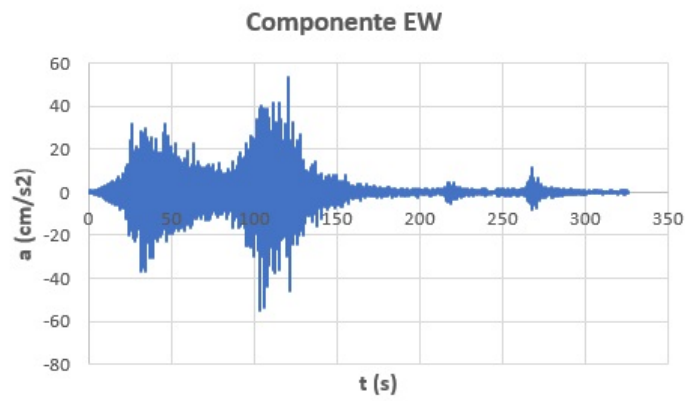


Figura A.13: 15 de agosto de 2007 (Pisco)

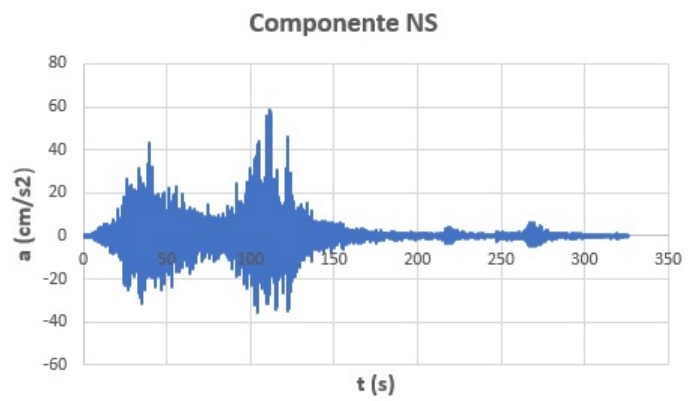
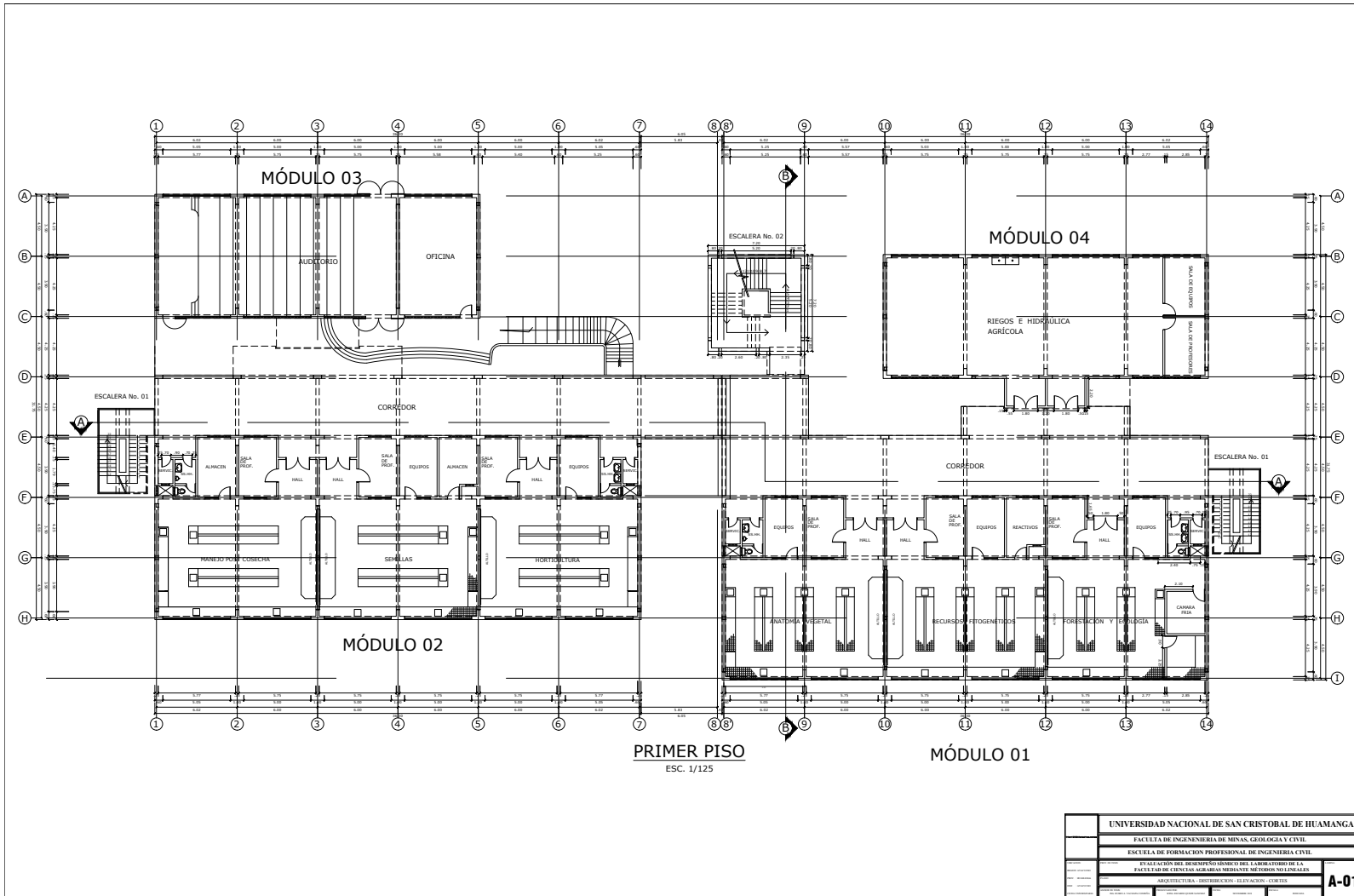


Figura A.14: 15 de agosto de 2007 (Pisco)

Anexo B

Planos del edificio



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA	
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGIA Y CIVIL	
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
EVALUACION DEL DESEMPEÑO ANUAL DEL LABORATORIO DE LA	
PAUTA LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL - MEDIDAS DE SEGURIDAD	
ARQUITECTURA, INVESTIGACION, EVALUACION, CONTROL	
A-01	

Figura B.1: Plano planta 1er piso

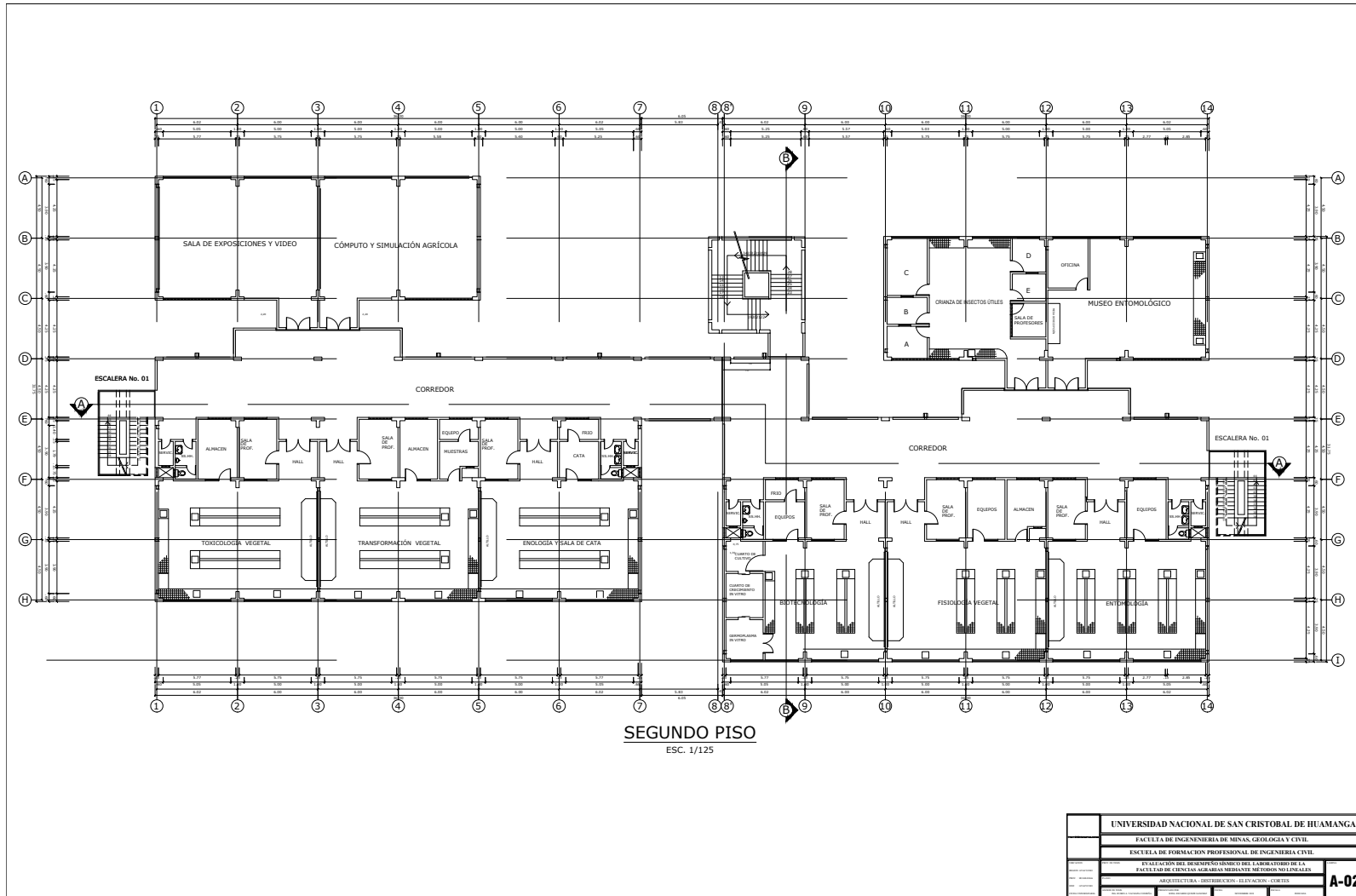


Figura B.2: Plano planta 2do piso

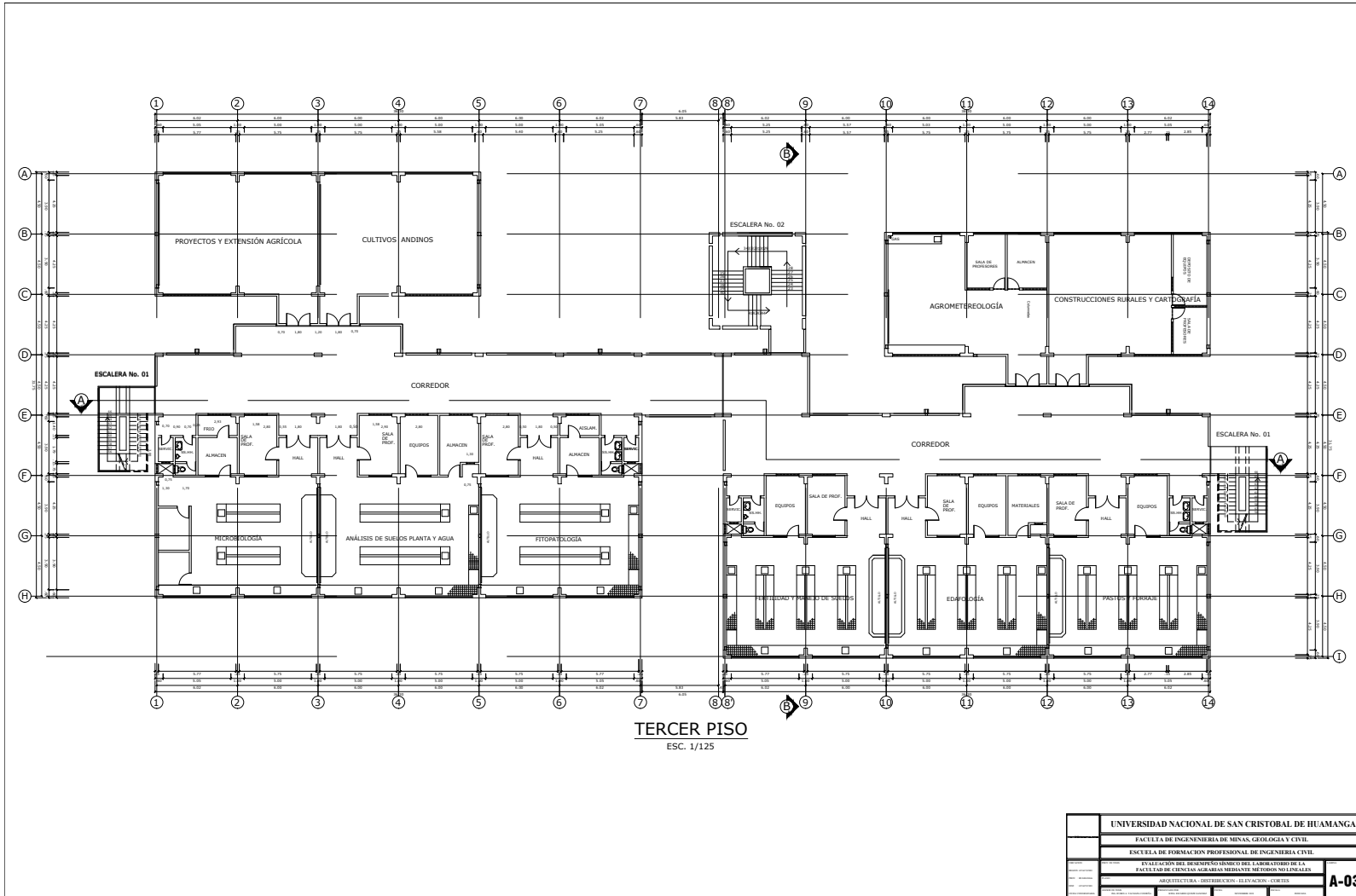


Figura B.3: Plano planta 3er piso

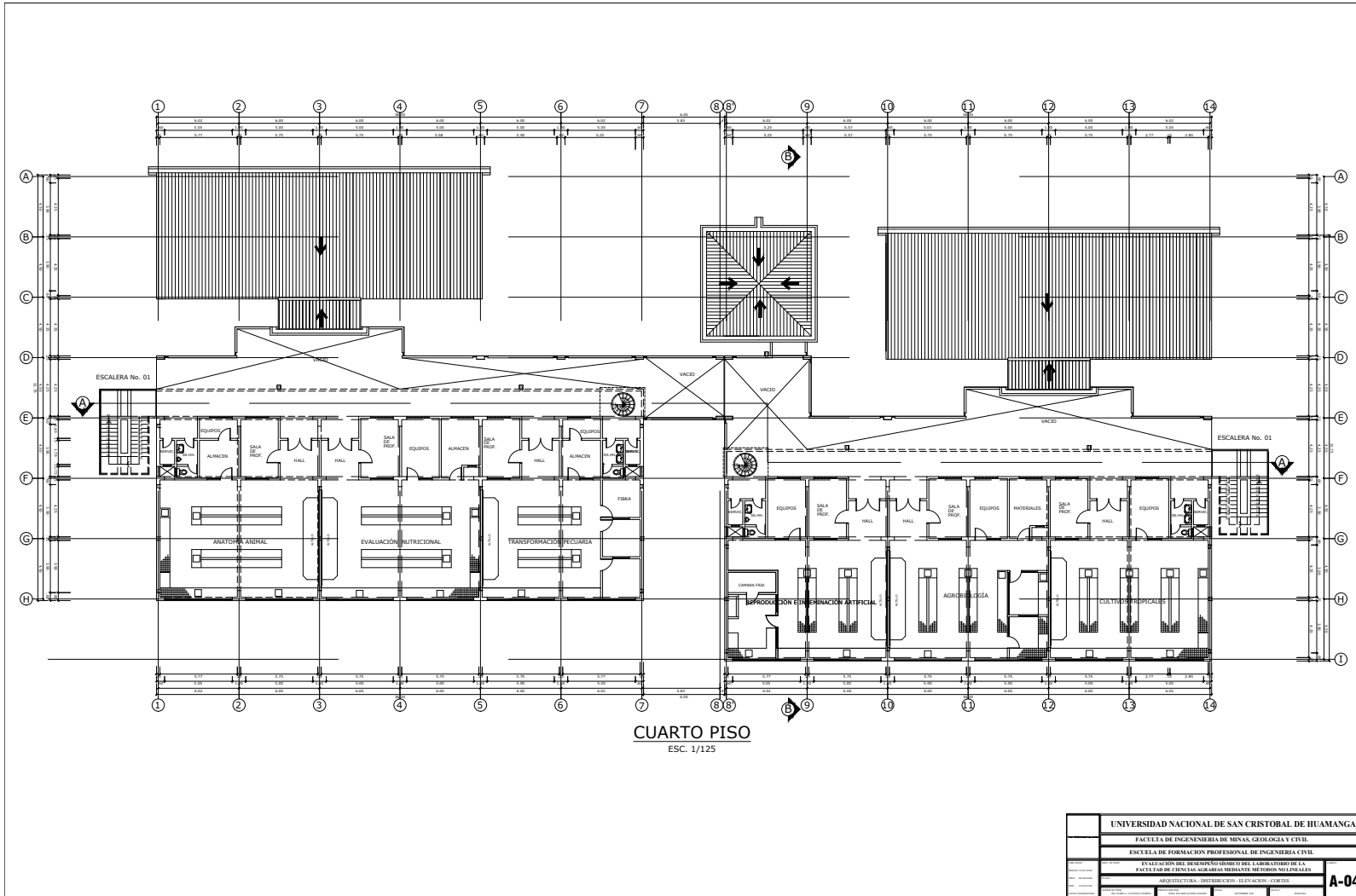


Figura B.4: Plano planta 4to piso

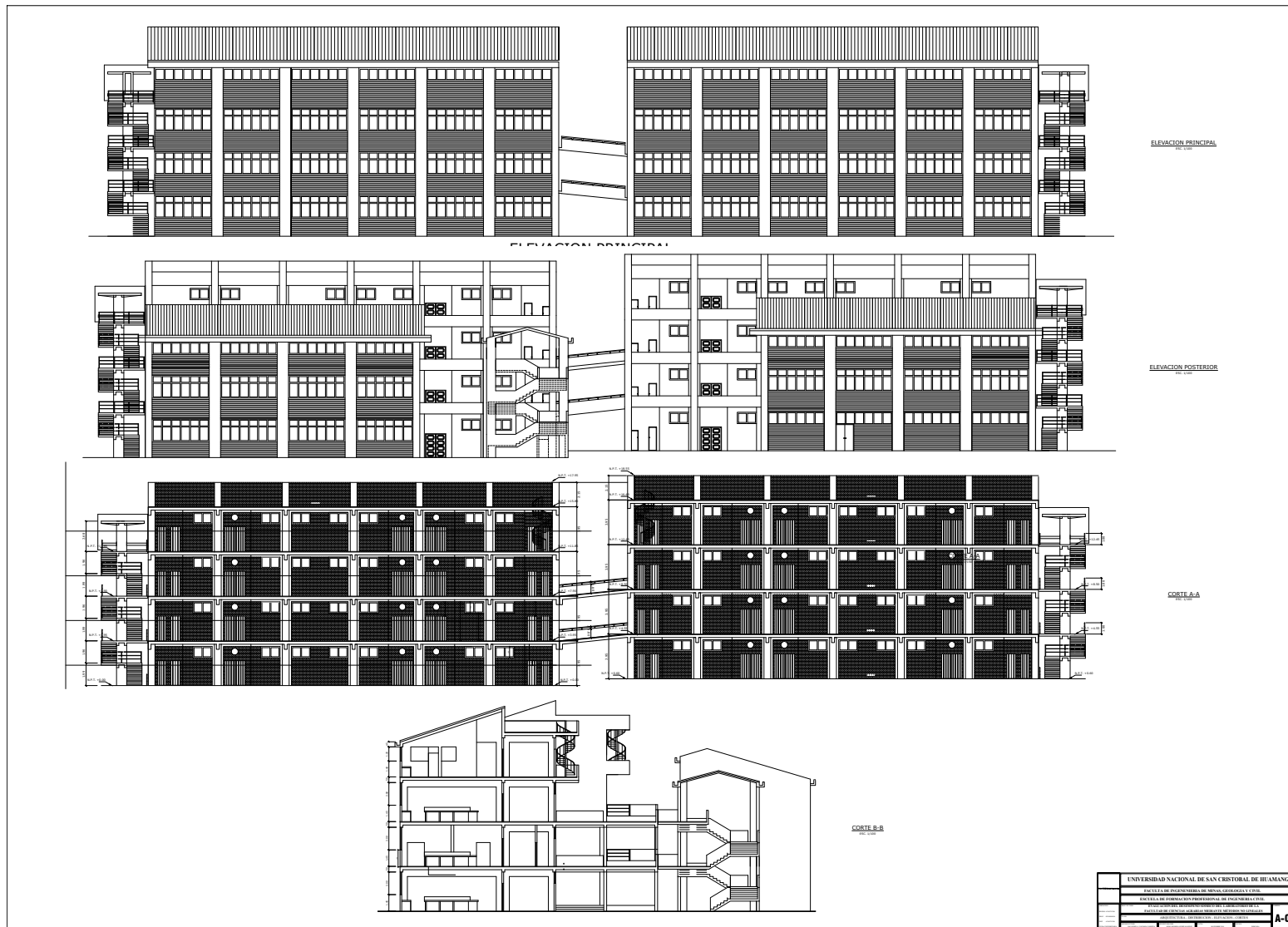


Figura B.5: Plano corte y elevación

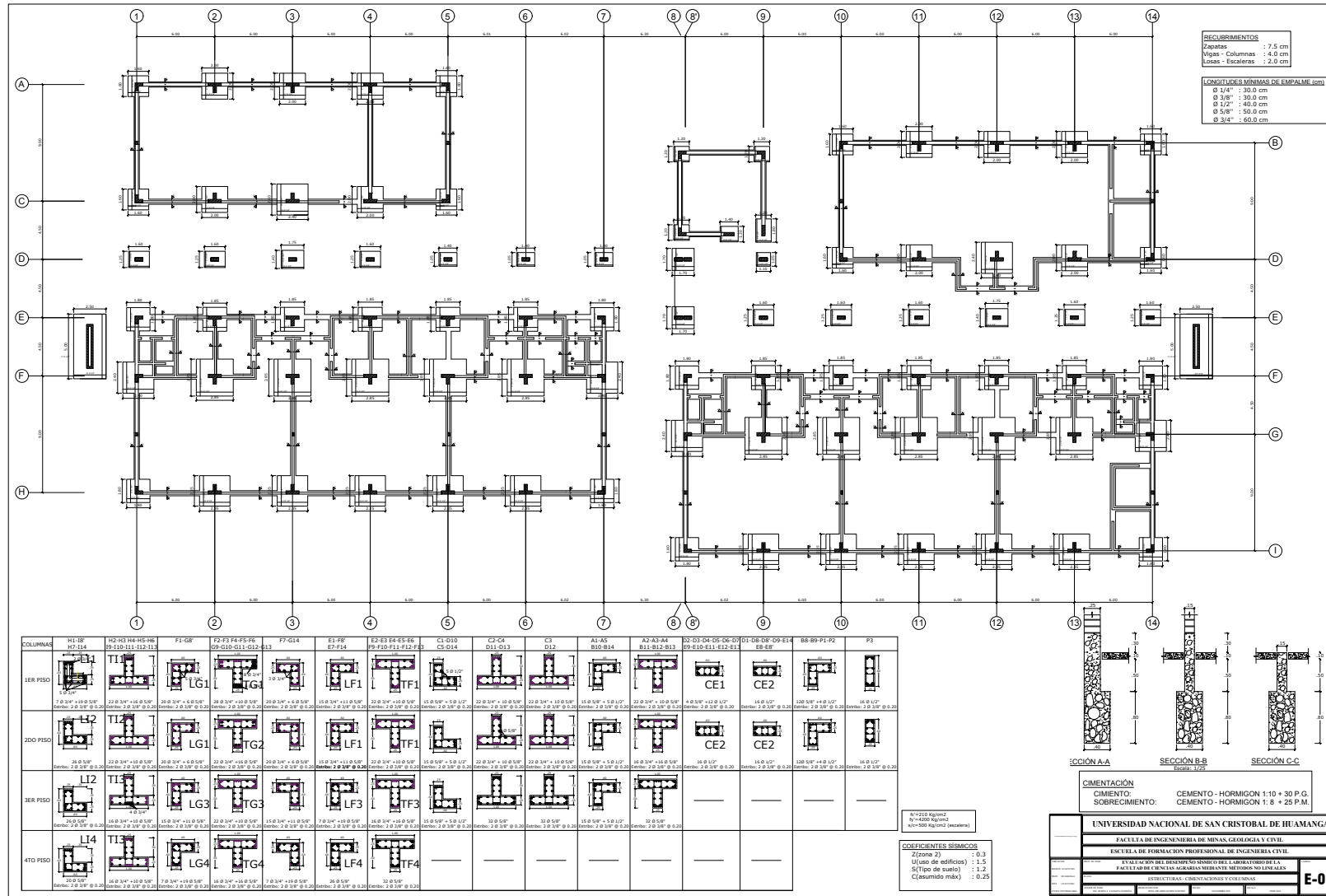


Figura B.6: Plano cimentación y columnas

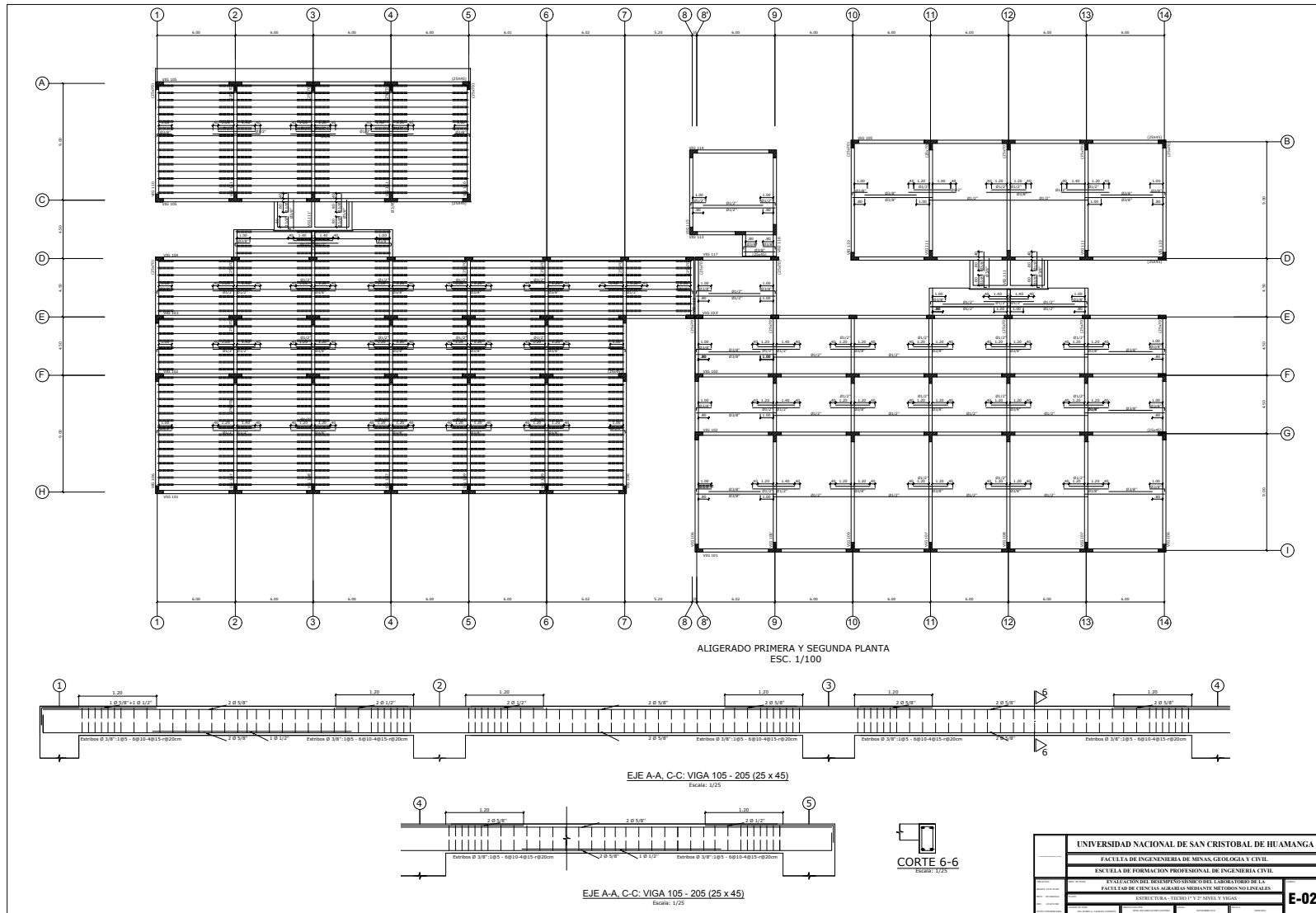


Figura B.7: Plano aligerado 1er, 2da planta y vigas

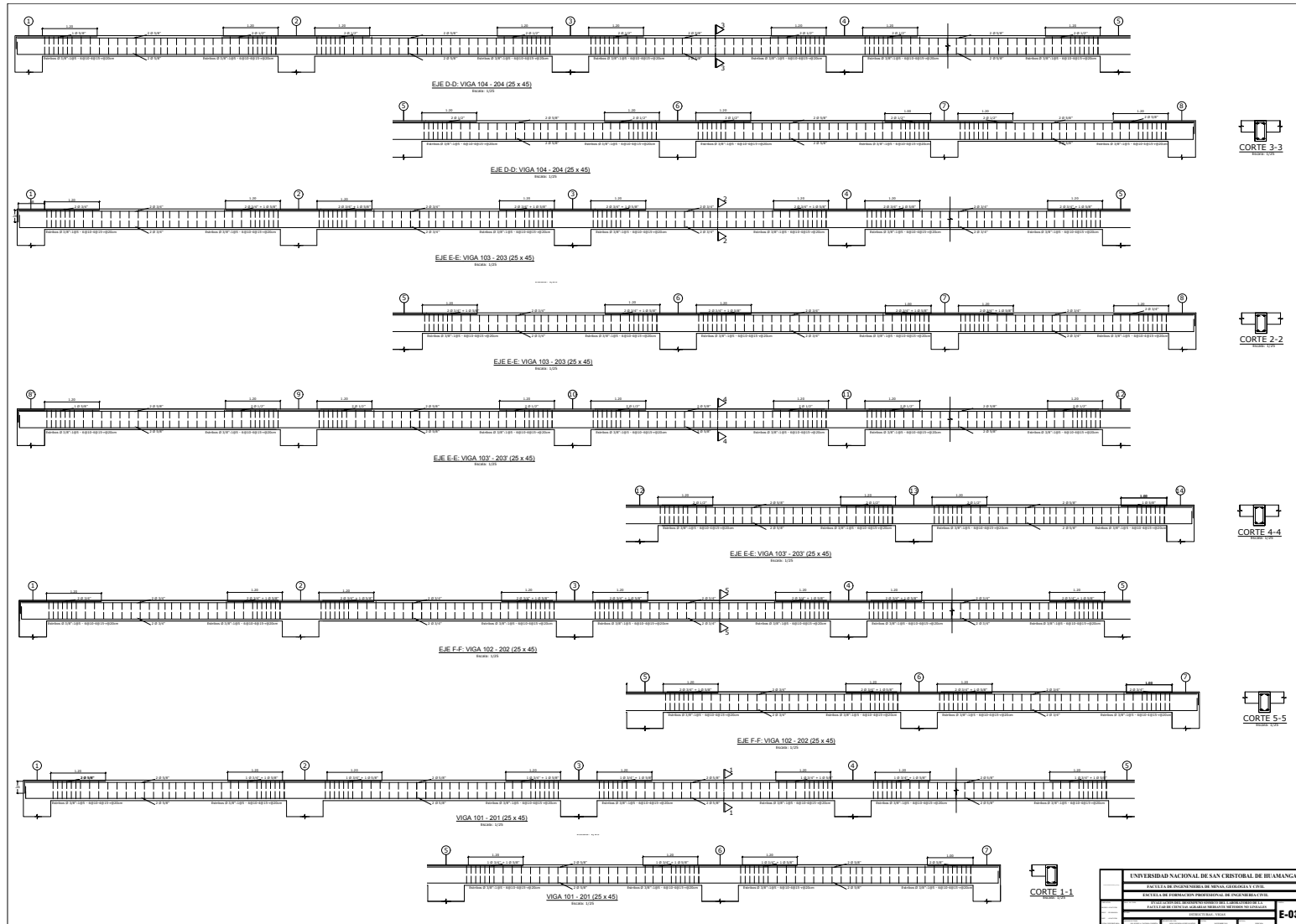


Figura B.8: Plano vigas

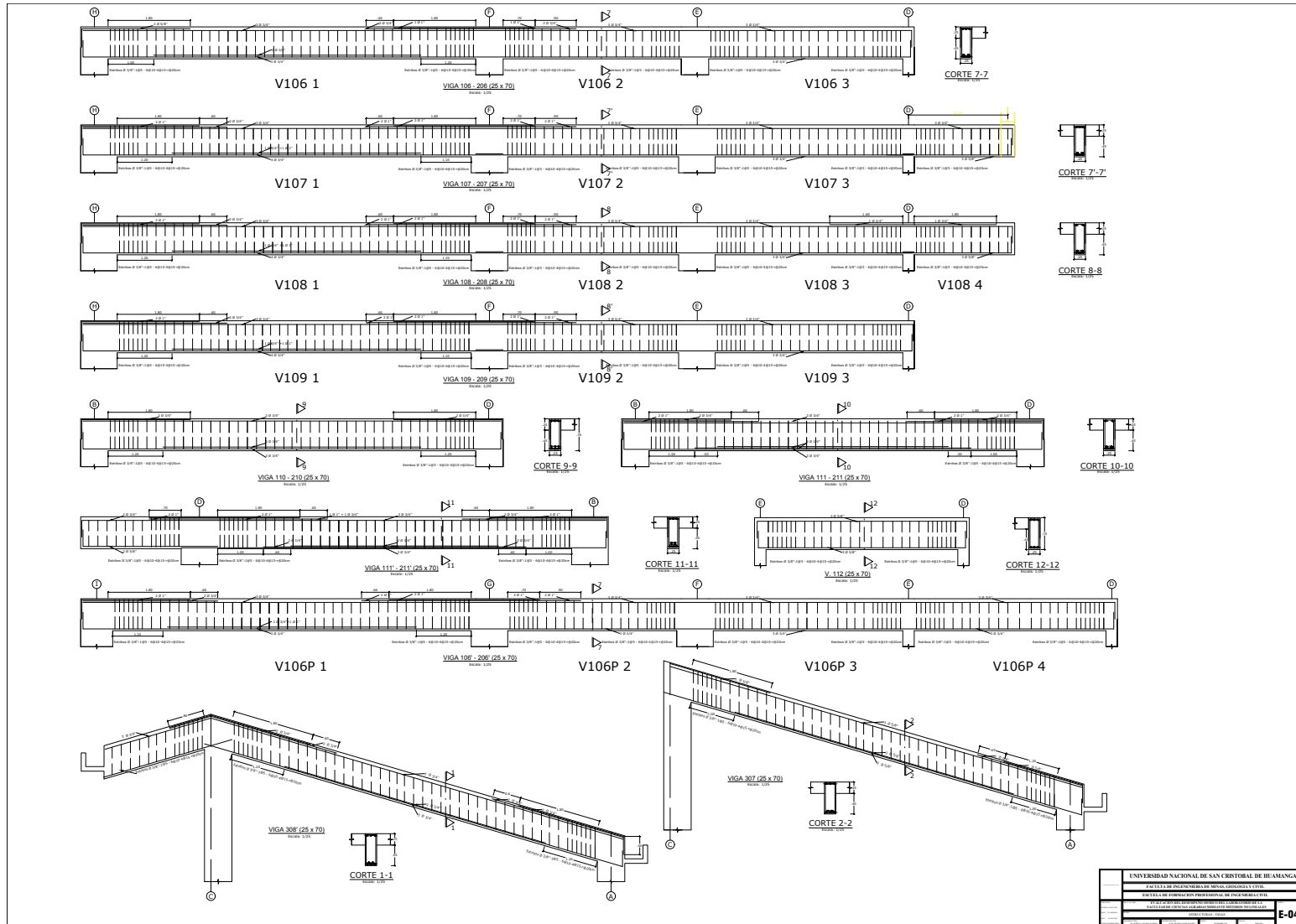


Figura B.9: Plano vigas

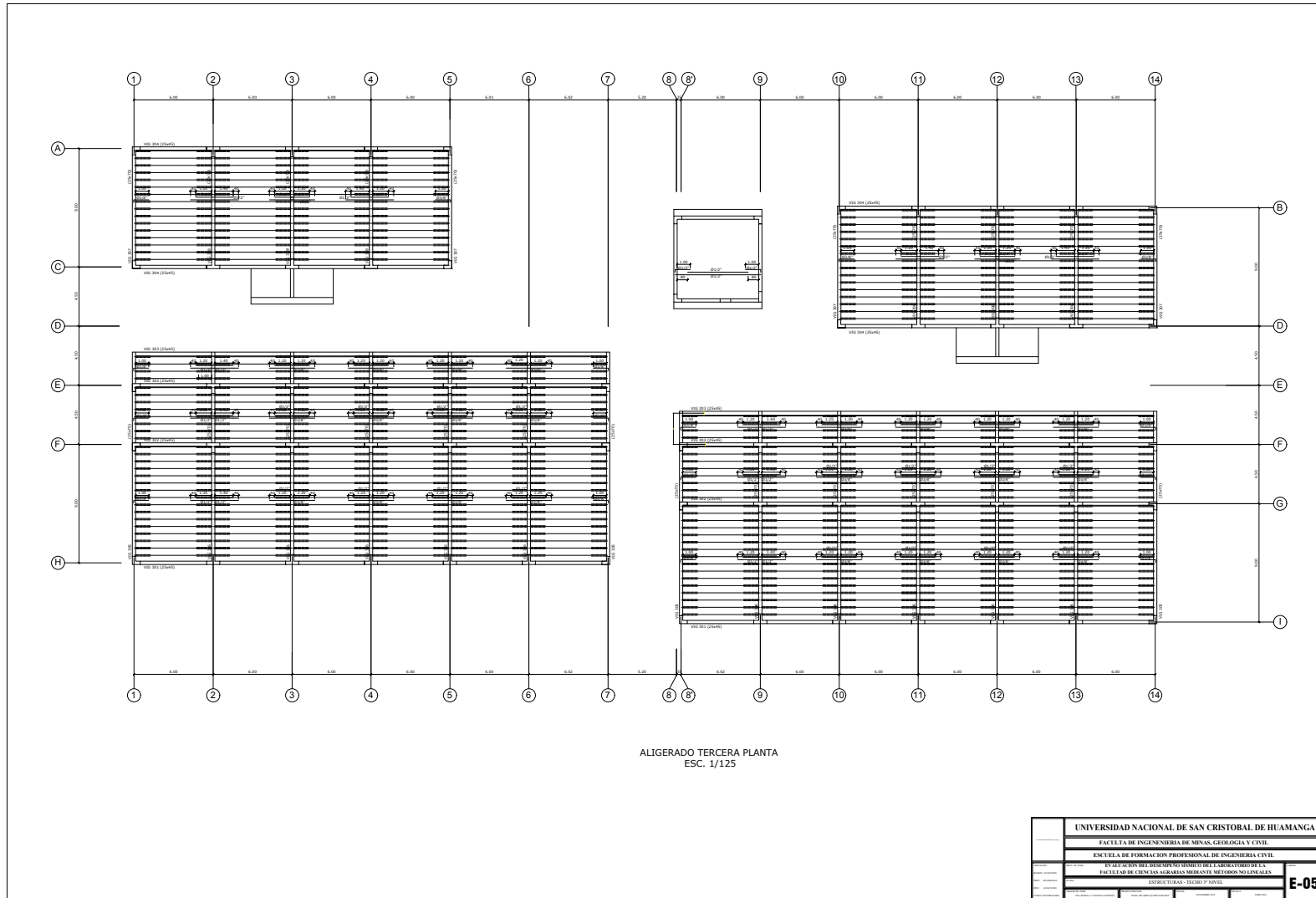
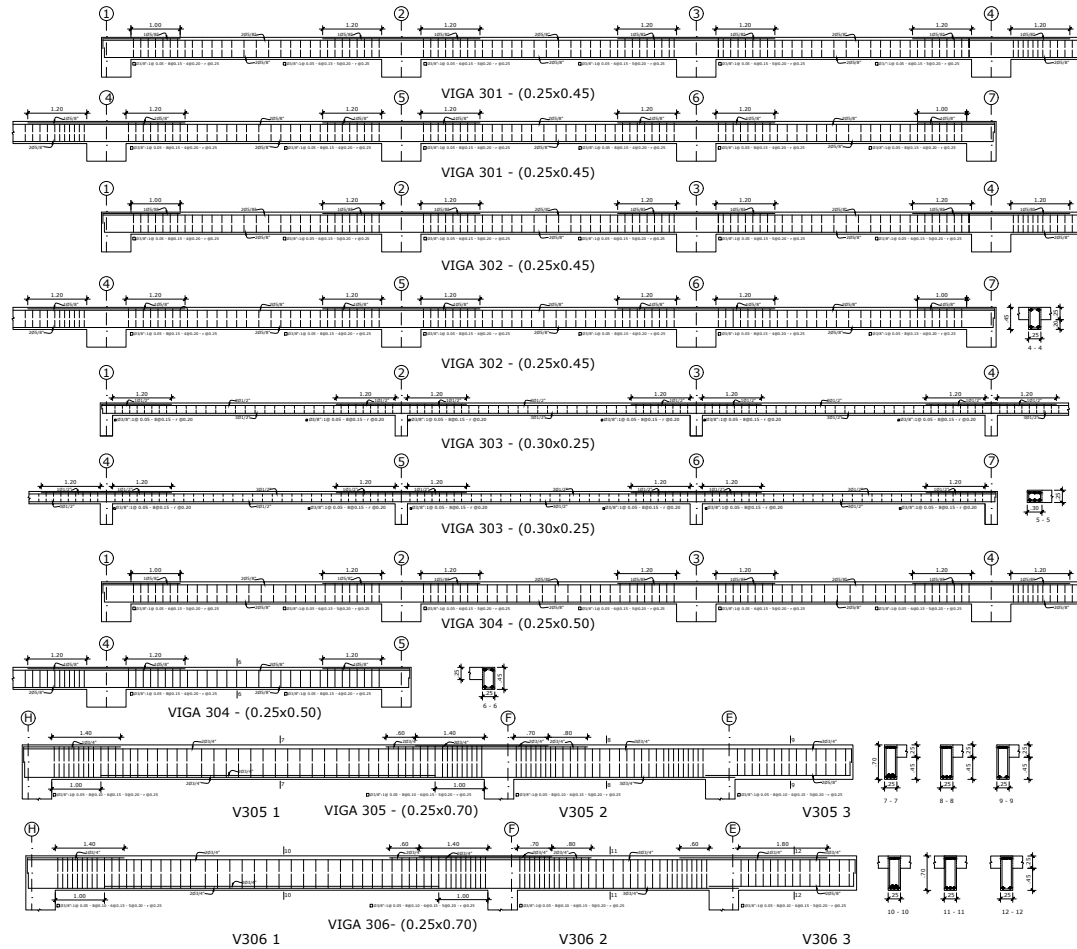


Figura B.10: Plano aligerado 3ra planta



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA	
FACULTA DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGIA Y CIVIL	
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
EVALUACION DEL RESUMIDO SIMBOLO DEL LABORATORIO DE LA	
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA MEDIANTE METODOS EN PLAZAS	
ESTRUCTURAS-VIGAS	
E-06	

Figura B.11: Plano vigas

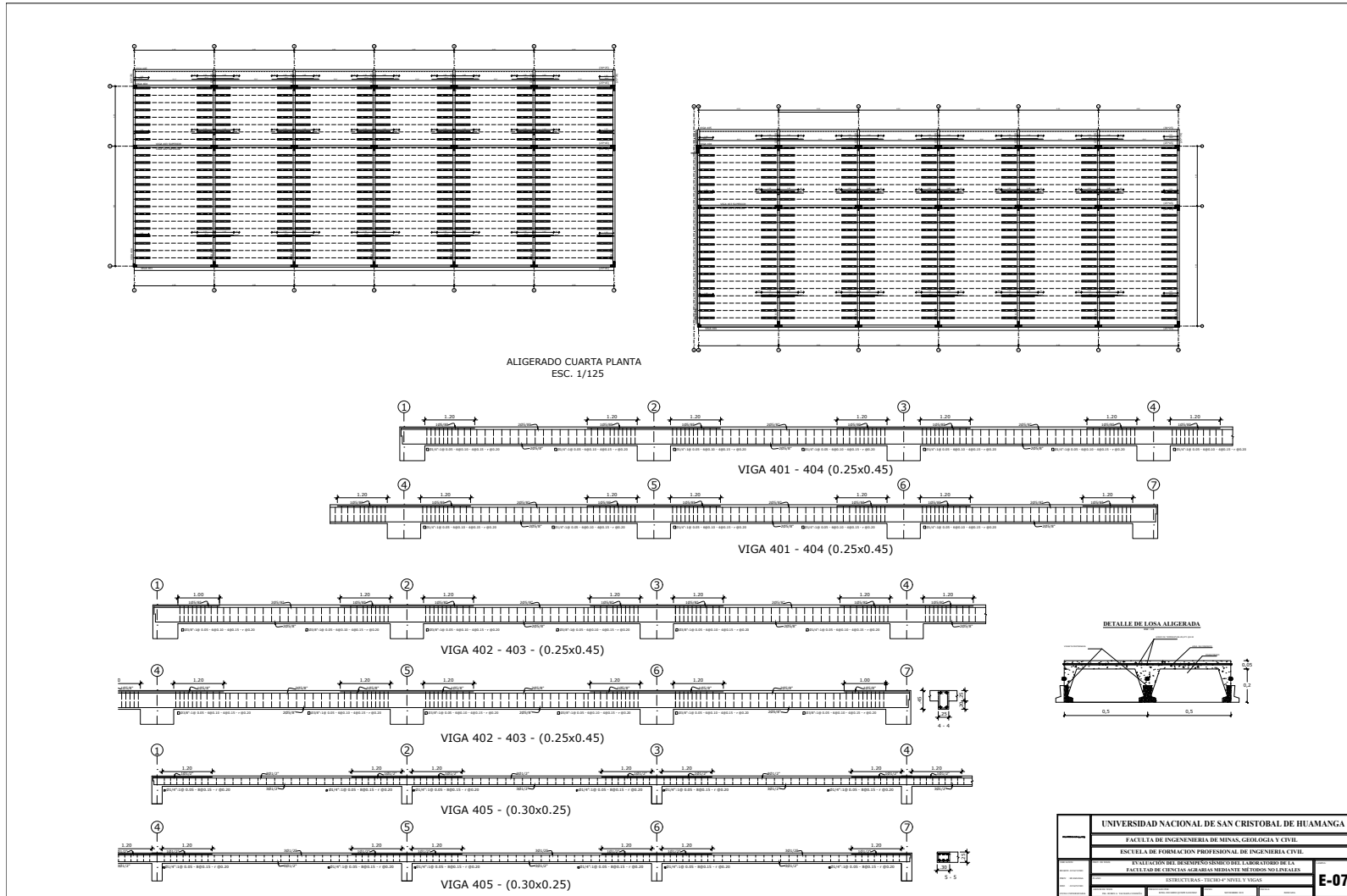


Figura B.12: Plano aligerado 4ta planta y vigas

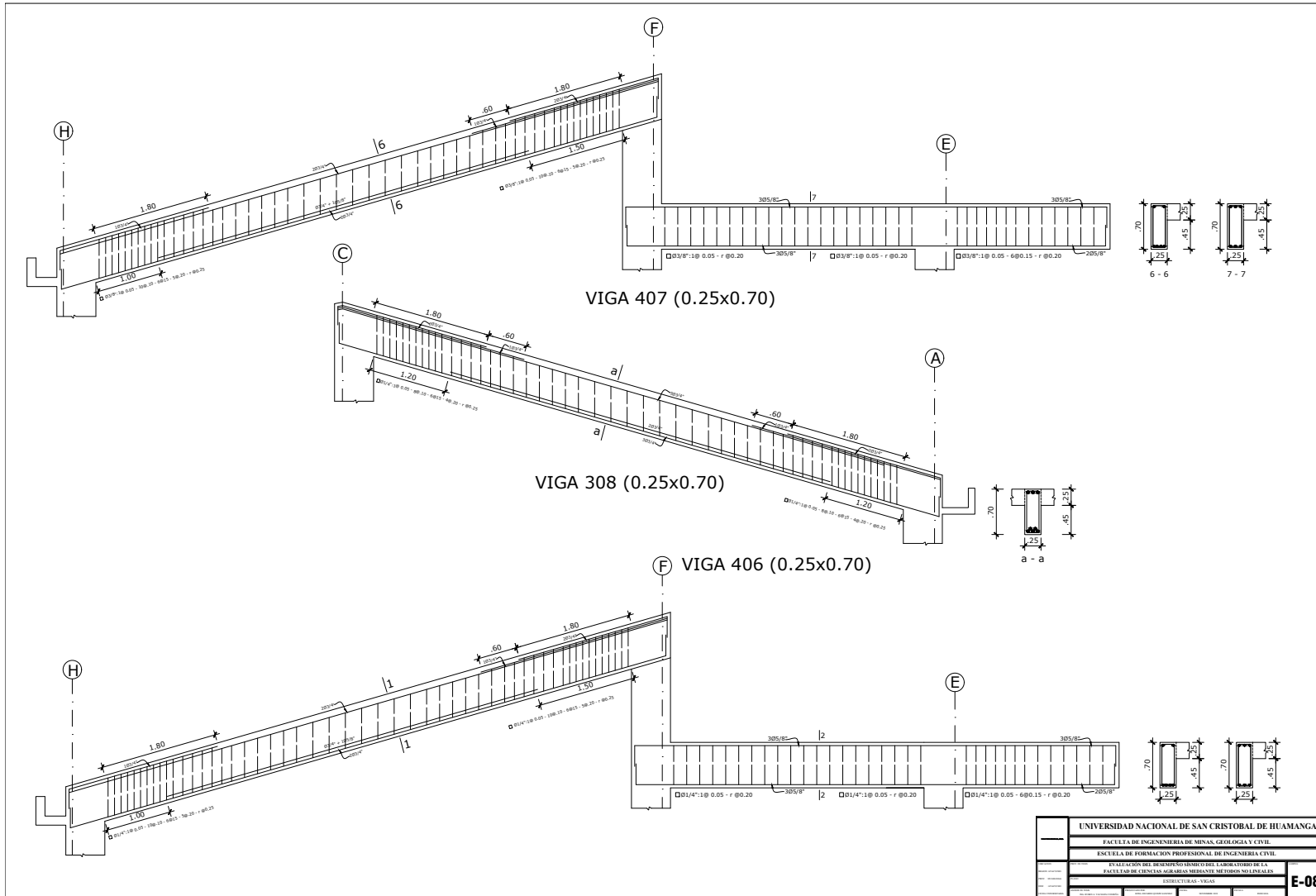


Figura B.13: Plano vigas