

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS**

**ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO EN  
ESTRUCTURAS DE INSTITUCIONES EDUCATIVAS  
DEL SECTOR DE AZAPAMPA, DISTRITO DE  
CHILCA, HUANCAYO - 2016**

PRESENTADO POR:

**Bach. MARY LIZ AURIS ROMERO**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

HUANCAYO-PERÚ

2017

# HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

---

**DR. CASIO AURELIO TORRES LÓPEZ**  
**PRESIDENTE**

---

**JURADO**

---

**JURADO**

---

**JURADO**

---

**MG. MIGUEL ÁNGEL CARLOS CANALES**  
**SECRETARIO DOCENTE**

**ASESOR TEMÁTICO: ING. VLADIMIR ORDOÑEZ CAMPOSANO**

**ASESOR METODOLÓGICO: DR. BALDEON TOVAR MAGNO**

## **DEDICATORIA**

A mis padres Esther y Julio, por depositar su confianza en mis decisiones y por su apoyo incondicional.

## INDICE

**RESUMEN**

**INTRODUCCIÓN**

### **CAPÍTULO I**

#### **ASPECTOS GENERALES**

1.1. TITULO DE LA TESIS	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3. FORMULACION DEL PROBLEMA	4
1.4. OBJETIVOS	5
1.4. JUSTIFICACION	5
1.6. LIMITACIONES	6
1.7. VIABILIDAD DEL ESTUDIO	7

### **CAPÍTULO II**

#### **MARCO TEORICO**

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION	9
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	9
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	13
2.2. BASES TEORICAS	
2.2.1. CONCEPTO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO	17
2.2.2. NIVELES DE DESEMPEÑO	19
2.2.3. MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO	23
2.2.4. OBJETIVOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO	25
2.2.5. MODELOS DE COMPOTAMIENTO DE LOS MATERIALES	26

2.2.6. MODELOS DE COMPOTAMIENTO INÉLASTICO DE SECCIONES Y ELEMENTOS	33
2.2.7. MODELOS INÉLASTICO DE LOS ELEMENTOS BARRA	37
2.2.8. CAPACIDAD ESTRUCTURAL	40
2.2.9. DEMANDA SISMICA	47
2.2.10. PUNTO DE DESEMPEÑO	50
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES	57
2.4. FORMULACION DE HIPOTESIS	60

### **CAPÍTULO III METODOLOGIA**

3.1. DISEÑO METODOLOGICO	61
3.2. POBLACION Y MUESTRA	61
3.3. OPERACIONALIZACION DE VARIABLE	62
3.4. TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS	63
3.5. TECNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE INFORMACION	64

### **CAPÍTULO IV DESARROLLO DE LA INVESTIGACION**

4.1. ESTRUCTURACION Y DISEÑO DE LOS EDIFICION – P1	65
4.2. ANALISIS ELASTICO PARA PROPOSITOS DE DISEÑO – P1	71
4.3. DISEÑO – P1	77
4.4. EVALUACION DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICION – P1	81
4.5. ANALISIS PUSHOVER – P1	84
4.6. ESTRUCTURACION Y DISEÑO DEL MÓDULO – A1	94

4.7. ANALISIS ELASTICO PARA PROPOSITOS DE DISEÑO – A1	99
4.8. DISEÑO – A1	105
4.9. EVALUACION DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICION – A1	110
4.10 ANALISIS PUSHOVER – A1	112

## **CAPÍTULO V**

### **RESULTADOS DE LA INVESTIGACION**

5.1. MODULO P1 X-X	125
5.2. MODULO P1 Y-Y	128
5.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS – P1	132
5.4. MODULO A1 X-X	137
5.5. MODULO A1 Y-Y	140
5.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS – A1	143

## **CAPÍTULO VI**

### **DISCUSION DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACION**

6.1. DISCUSIÓN	148
CONCLUSIONES	152
RECOMENDACIONES	156
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	157
ANEXOS	

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1:	Últimos sismos sentidos entre septiembre – noviembre del 2016	2
Figura N°2:	Diagrama de flujo de la Ingeniería basada en el desempeño	18
Figura N°3:	Modelo elastoplástico perfecto (Navarro y Fernández, 2006)	27
Figura N°4:	Modelo trilineal (Manual de Idarc 2D, 2002)	27
Figura N°5:	Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo (Aguiar, 2003)	28
Figura N°6:	Modelo Whitney o bloque rectangular del ACI	29
Figura N°7:	Modelo modificado de Hognestad (Aguiar, 2003)	30
Figura N°8:	Modelo de Hognestad (1951). Concreto no confinado (Manual de IDARC D, 2002)	30
Figura N°9:	Modelo de Mander para concreto confinado	32
Figura N°10:	Relaciones momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada, (a) Sección que falla a tensión, (b) Sección que falla a compresión. (Park y Paulay, 1997) (Manual de Idarc 2D, 2002)	34
Figura N°11:	Diagrama momento – curvatura (Aguiar, 2003)	35
Figura N°12:	Modelo bilineal (Aguiar, 2003)	36
Figura N°13:	Idealización de daño en vigas	38
Figura N°14:	Obtención del momento giro	38
Figura N°15:	Idealización del diagrama momento – giro	39
Figura N°16:	Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados	40
Figura N°17:	Ejemplo de una curva de capacidad	41
Figura N°18:	Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover	42
Figura N°19:	Distribución de cargas laterales	42
Figura N°20:	Representación bilineal de la curva de capacidad – Procedimiento empleado en FEMA 273	46
Figura N°21:	Formación de rótulas en la curva de capacidad	46
Figura N°22:	Espectro elástico de aceleración y desplazamiento	49
Figura N°23:	Espectro elástico de respuesta en formato AD	49

Figura N°24:	Descripción gráfica del Método del Espectro de capacidad	51
Figura N°25:	Procedimiento después del paso 2 (Burgos, 2007)	52
Figura N°26:	Procedimiento después del paso 5 (Burgos, 2007)	53
Figura N°27:	Procedimiento después del paso 6 (Burgos,2007)	53
Figura N°28:	Representación bilineal de la curva de capacidad (MCD)	55
Figura N°29:	Elevación de arquitectura del módulo P1	65
Figura N°30:	Modulación de la estructura del módulo P1	66
Figura N°31:	Planta del módulo P1 (2do piso)	66
Figura N°32:	Planta del módulo P1 (techo)	67
Figura N°33:	Elevación del eje y distribución típica de secciones	67
Figura N°34:	Cuadro de columnas del módulo P1	69
Figura N°35:	Distribución de vigas para el módulo P1	70
Figura N°36:	Análisis estático del módulo P1	72
Figura N°37:	Análisis dinámico del módulo P1	73
Figura N°38:	Espectros de Aceleraciones E030 X-X	75
Figura N°39:	Espectros de Aceleraciones E030 Y-Y	75
Figura N°40:	Sección de columna C1	78
Figura N°41:	Viga principal 101 (0.25X0.60), módulo P1	79
Figura N°42:	Diagrama de interacción del 1er piso columna C2T	80
Figura N°43:	Momento curvatura de la sección de viga VPgh	81
Figura N°44:	Diagrama momento – curvatura C2T	81
Figura N°45:	Formación de rótulas plásticas	82
Figura N°46:	Rotulas plásticas en el módulo P1	83
Figura N°47:	Izquierda: distribución de Fx en dirección longitudinal, derecha: distribución de Fy en dirección transversal	85
Figura N°48:	Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección X-X.	86
Figura N°49:	Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección Y-Y.	86
Figura N°50:	Espectro de Capacidad X-X	87

Figura N°51:	Espectro de Capacidad Y-Y	88
Figura N°52:	Espectro de demanda elástico con $b=5.00\%$ (Formato: Aceleración espectral-periodo)	89
Figura N°53:	Espectro de demanda elástico con $b=5.00\%$ (Formato: Aceleración espectral-desplazamiento espectral).	89
Figura N°54:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	90
Figura N°55:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	91
Figura N°56:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	91
Figura N°57:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	92
Figura N°58:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	93
Figura N°59:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	93
Figura N°60:	Elevación arquitectura del módulo A1	94
Figura N°61:	Modulación de la estructura del módulo A1	95
Figura N°62:	Planta del módulo A1 (1er piso)	95
Figura N°63:	Elevación de ejes y distribución típica de secciones	96
Figura N°64:	Cuadro de columnas del módulo A1	98
Figura N°65:	Distribución de vigas para el módulo A1	98
Figura N°66:	Análisis estático del módulo A1	101
Figura N°67:	Análisis dinámico del módulo A1	101
Figura N°68:	Espectros de Aceleraciones E030	103
Figura N°69:	Desplazamientos del análisis dinámico X-X	104

Figura N°70:	Desplazamientos del análisis dinámico Y-Y	104
Figura N°71:	Sección de columna C1, módulo A1	107
Figura N°72:	Viga principal 201, módulo A1	108
Figura N°73:	Diagrama de interacción del 1er piso columna C1L	109
Figura N°74:	Momento curvatura de la sección de viga VP 25x30	110
Figura N°75:	Diagrama momento – curvatura C2T	110
Figura N°76:	Formación de rótula plásticas	111
Figura N°77:	Longitud relativa a la base 0.27 y respecto al eje superior 0.81	111
Figura N°78:	Rotulas plásticas en módulo A1	112
Figura N°79:	Distribución de fuerzas en la dirección X-X	114
Figura N°80:	Distribución de fuerzas en la dirección Y-Y	114
Figura N°81:	Izquierda: distribución de Fx en dirección longitudinal, derecha: distribución de Fy en dirección transversal	115
Figura N°82:	Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección X-X	115
Figura N°83:	Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección Y-Y	115
Figura N°84:	Espectro de Capacidad X-X	117
Figura N°85:	Espectro de Capacidad Y-Y	117
Figura N°86:	Espectro de Demanda elástico con $b=5.00\%$ (Formato: Aceleración espectral-Periodo).	118
Figura N°87:	Espectro de Demanda elástico con $b=5.00\%$ (Formato: Aceleración espectral-desplazamiento espectral).	118
Figura N°88:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	119
Figura N°89:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	120
Figura N°90:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	121

Figura N°91:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	122
Figura N°92:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).	123
Figura N°93:	Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)	123
Figura N°94:	Desplazamientos en el eje X-X, módulo P1	125
Figura N°95:	Distorsión en el eje X-X, módulo P1	126
Figura N°96:	Desplazamientos en el eje Y-Y, módulo P1	128
Figura N°97:	Distorsiones en el eje Y-Y, módulo P1	129
Figura N°98:	Desplazamientos del módulo P1 eje X-X	132
Figura N°99:	Desplazamientos del módulo P1 eje Y-Y	132
Figura N°100:	Desplazamientos en el eje X-X, módulo A1	137
Figura N°101:	Distorsión en el eje X-X, módulo A1	137
Figura N°102:	Desplazamientos en el eje Y-Y, módulo A1	140
Figura N°103:	Distorsiones en el eje Y-Y, módulo A1	140
Figura N°104:	Desplazamientos del módulo A1 eje X-X	143
Figura N°105:	Desplazamientos del módulo A1 eje Y-Y	143

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1:	Lista de últimos sismos sentidos entre septiembre-noviembre del 2016	3
Tabla N°2:	Estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)	20
Tabla N°3:	Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40,1996)	22
Tabla N°4:	Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC VISION 2000)	24
Tabla N°5:	Objetivos del desempeño sísmico recomendados para estructuras (SEAOC VISION 2000)	25
Tabla N°6:	Objetivos del desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas	26
Tabla N°7:	Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996)	26
Tabla N°8:	Operacionalización de la variable	63
Tabla N°9:	Técnicas para el procesamiento de la información	64
Tabla N°10:	Propiedades de materiales del módulo P1	68
Tabla N°11:	Metrado de cargas para el módulo P1	71
Tabla N°12:	Participación de masas en los modos fundamentales de vibración	73
Tabla N°13:	Desplazamientos del análisis dinámico dirección X-X	76
Tabla N°14:	Desplazamientos del análisis dinámico dirección Y-Y	76
Tabla N°15:	Valores de carga y momento resistente de columna, extraídos de las combinaciones del SAP 2000	80
Tabla N°16:	Puntos del Diagrama momento - curvatura	81
Tabla N°17:	Longitudes de rótulas plásticas primer techo	82
Tabla N°18:	Longitudes de rótulas plásticas segundo techo	83
Tabla N°19:	Longitudes de rótulas plásticas en columnas de primer y segundo piso	83
Tabla N°20:	Factores de participación modal	84
Tabla N°21:	Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección X-X	87

Tabla N°22:	Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección Y-Y	87
Tabla N°23:	Propiedades de materiales del módulo A1	97
Tabla N°24:	Metrado de cargas para el módulo A1	100
Tabla N°25:	Participación de masas en los modos fundamentales de vibración	102
Tabla N°26:	Resumen de desplazamientos laterales A1	105
Tabla N°27:	Valores de carga y momento resistente de columna, extraídos de las combinaciones del SAP 2000	109
Tabla N°28:	Puntos del Diagrama momento - curvatura	110
Tabla N°29:	Factores de participación modal	113
Tabla N°30:	Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección X-X	116
Tabla N°31:	Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección Y-Y	116
Tabla N°32:	Niveles de desempeño para el módulo P1, dirección X-X	128
Tabla N°33:	Niveles de desempeño para el módulo P1, dirección Y-Y	131
Tabla N°34:	Ductilidad disponible en la dirección X-X	133
Tabla N°35:	Ductilidad disponible en la dirección Y-Y	134
Tabla N°36:	Sobrerresistencia disponible en la dirección X-X	135
Tabla N°37:	Sobrerresistencia disponible en la dirección Y-Y	136
Tabla N°38:	Niveles de desempeño para el módulo A1, dirección X-X	140
Tabla N°39:	Niveles de desempeño para el módulo A1, dirección Y-Y	142
Tabla N°40:	Ductilidad disponible en la dirección X-X	144
Tabla N°41:	Ductilidad disponible en la dirección Y-Y	145
Tabla N°42:	Sobrerresistencia disponible en la dirección X-X	146
Tabla N°43:	Sobrerresistencia disponible en la dirección Y-Y	147

## **RESÚMEN**

La presente tesis tiene por título: “Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo 2016”, en el cual se planteó como problema general: “¿Cuál es el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo?”, siendo el objetivo general: “Analizar el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del Sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo”, la hipótesis general que debe contrastarse es: “El desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, cumplen los niveles de desempeño sísmico”.

El tipo de investigación APLICADA, de NIVEL DESCRIPTIVO – EXPLICATIVO y DISEÑO NO EXPERIMENTAL – TRANSVERSAL, la población de la presente investigación está conformada por cinco instituciones educativas del Sector de Azapampa, se determinó muestras de TIPO NO PROBABILISTICA o INTENCIONAL, que para efectos de la presente investigación se consideró a la Institución Educativa Fe y Alegría N°66 Buen Socorro y la Institución Educativa N°430 Rosa de los Ángeles.

Se concluye que el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas cumple con la propuesta del ATC – 40, dado que están por debajo de las exigencias de dicha propuesta.

**Palabras claves:**

Desempeño Sísmico, estructuras, análisis estático no lineal-Pushover.

## **ABSTRACT**

This thesis is entitled "Analysis of the seismic performance of structures of educational institutions in the sector of Azapampa, district of Chilca, Huancayo 2016", in which it is raised as a general problema: "What is the seismic performance of structures of educational institutions, Azapampa sector, district of Chilca - Huancayo?", being the general objective: "to analyze the seismic performance of structures of educational institutions, Azapampa Sector, district of Chilca - Huancayo", the general hypothesis that must be balanced is: "The seismic performance of structures of educational institutions, Azapampa sector, district of Chilca - Huancayo, meet the levels of seismic performance".

The type of applied research, descriptive level - EXPLANATORY AND NON-EXPERIMENTAL DESIGN - CROSS-SECTIONAL, the population of the present investigation is made up of five educational institutions of the sector, it was determined Azapampa samples of non-probabilistic or intentional type, which for the purposes of the present investigation was considered to be the Educational Institution Fe y Alegría N°66 Buen Socorro and the Educational Institution N°430 Rosa de Los Angeles.

It is concluded that the seismic performance of structures of educational institutions to comply with the proposal of the ATC - 40, for they are below the requirements of the proposal.

Keywords:

Seismic Performance, structures, not linear static analysis-Pushover.

## **INTRODUCCIÓN**

El análisis sísmico, ha tenido un avance en las últimas décadas dentro de la ingeniería sismoresistente. Uno de los elementos que apoyan este avance es la existencia de instrumentos computarizados que permite cálculos más complejos. No obstante, se han desarrollado sismos de gran magnitud, que pone en controversia los métodos utilizados y la necesidad de investigar el comportamiento de las estructuras ante diferentes niveles de sismo.

La normativa actual emplea para el análisis sísmico el método elástico lineal, el cual emplea la amplificación de cargas para llegar a casos de solicitaciones ultimas. Cabe mencionar que el diseño de elementos estructurales de concreto armado se realiza por un diseño en base a la resistencia.

Por lo que en la presente tesis se investigará el comportamiento y la capacidad estructural de estructuras de concreto armado de instituciones educativas en el sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, bajo una filosofía de diseño sísmico basado en desempeño y el análisis estático no lineal – Pushover, el cual está desarrollado en seis capítulos.

El primer capítulo se plantea los aspectos generales del proyecto tal como: título de tesis, planteamiento del problema, formulación del problema, los objetivos, la justificación, las limitaciones y la viabilidad del estudio.

El segundo capítulo es referente al marco teórico, donde conoceremos los antecedentes internacionales, como también los nacionales, las bases teóricas, las definiciones conceptuales y por último la formulación de la hipótesis.

En el tercer capítulo se da a conocer la metodología del proyecto, tales como: diseño de la investigación, el tipo de investigación, población y muestra, la operacionalización de las variables, las técnicas de recolección de datos, técnicas para el procesamiento de información y los aspectos éticos.

El cuarto capítulo se da el desarrollo de la investigación, el cual esta sub dividido en la estructuración y diseño, análisis sísmico, diseño de elementos, evaluación de desempeño, análisis Pushover, de las edificaciones de las Instituciones educativas.

En el quinto capítulo se da a conocer los resultados de la investigación, finalmente en el sexto capítulo se discute los resultados y se da a conocer las conclusiones y recomendaciones.

## **CAPÍTULO I**

### **ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN**

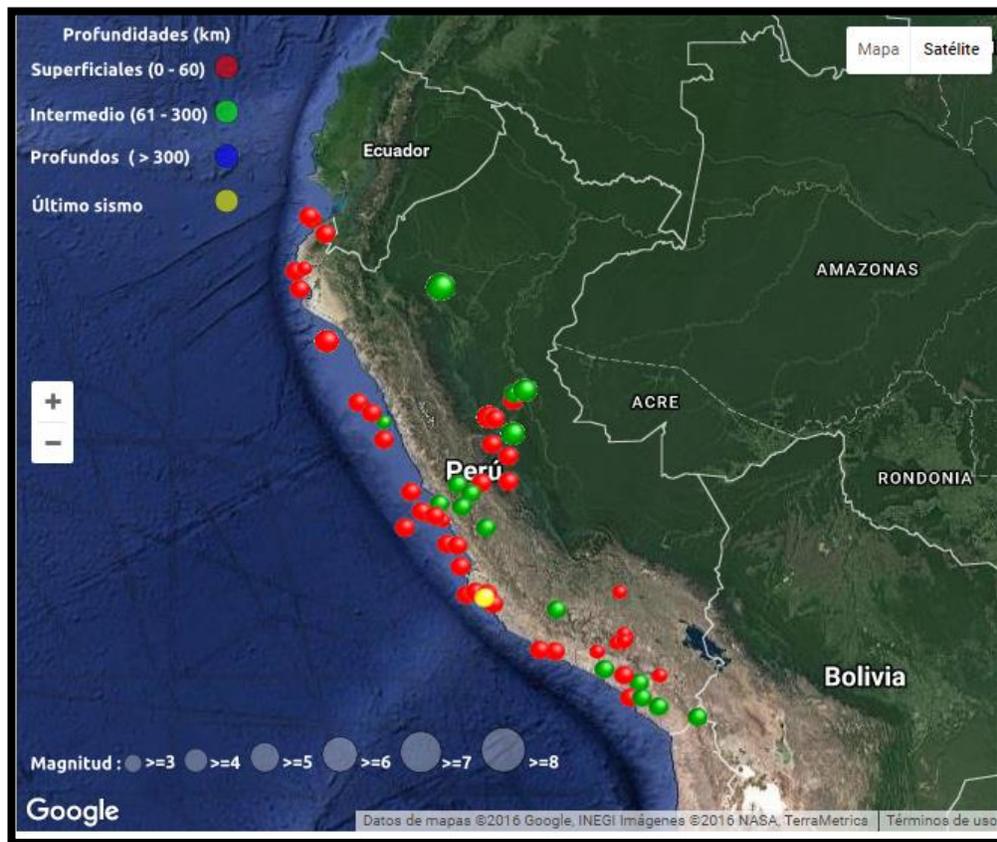
#### **1.1. TÍTULO DE LA TESIS**

Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo 2016

#### **1.2. PLATEAMIENTO DEL PROBLEMA**

- El Perú es un país que conforma una de las regiones de más alta actividad sísmica, ya que pertenece al anillo o el cinturón de fuego del Pacífico que es la zona más destructiva del planeta, por esta razón ocurren y ocurrirán sismos de alta intensidad que dan como resultado la geomorfológica actual de nuestro país en la cual sobresalen cordilleras, cañones, valles, lagunas, etc. Estos eventos traen consigo pérdidas de vidas humanas y materiales.
- El 18 de septiembre del 2015 mediante el diario el Correo se menciona que "La región Junín quedaría devastada con un sismo de 8.4 grados de magnitud en la escala de Richter como el ocurrido en Chile", afirmó el director regional del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), Clever Almeida Cárdenas. Su posición se sustenta en que tenemos 3 fallas geológicas activas, una en el nevado Huaytapallana (que guarda un silencio sísmico de 46 años), la segunda en la zona de Ricrán en Jauja y la tercera en Satipo, que ya provocó un terremoto que arrasó esta ciudad en el año 1947.

Figura N°1: Últimos sismos sentidos entre septiembre - noviembre del 2016



Fuente: Instituto Geofísico del Perú (2016)

- La provincia de Huancayo, es estimada como una zona de riesgo sísmico intermedio, dado que se encuentra cerca a la costa peruana y a la falla del Huaytapallana, este último presenta un silencio sísmico de casi 50 años. En el distrito de Pariahuanca, ocurrieron sismos importantes durante el mes de julio y octubre de 1969 de 5.6 y 6.2 grados Richter respectivamente, estos debido a la reactivación de la falla de Huaytapallana. Por lo tanto, es fundamental realizar un análisis basado en el desempeño sísmico de estructuras esenciales como lo son las instituciones educativas.

Tabla N°1: Lista últimos sismos sentidos entre septiembre - noviembre del 2016

Fecha Local	Hora Local	Latitud	Longitud	Profundidad	Magnitud	Intensidad - Localidades
18/11/2016	06:33:11	-14.54	-75.80	52 Km	4.9 ML	III-IV Ica; III La Tinguiña, II Pisco, Palpa, Nazca
17/11/2016	02:26:09	-14.70	-75.56	40 Km	4.2 ML	II Palpa
13/11/2016	13:34:46	-11.93	-76.47	106 Km	4.3 ML	II Matucana
11/11/2016	13:10:54	-13.04	-76.60	60 Km	4.1 ML	II San Vicente de Cañete
11/11/2016	09:53:04	-8.53	-74.63	154 Km	5.3 ML	III Pucallpa
10/11/2016	12:43:15	-14.88	-73.68	108 Km	4.7 ML	III Coracora; II Puquio
09/11/2016	22:14:30	-17.33	-71.21	78 Km	4.1 ML	III Moquegua, Ilo; II Torata, Arequipa
08/11/2016	21:15:20	-11.51	-76.20	137 Km	4.6 ML	II Tamboraque
07/11/2016	18:53:21	-17.36	-71.53	45 Km	4.1 ML	II Punta de Bombón - Arequipa
06/11/2016	17:20:17	-12.18	-77.27	41 Km	4.2 ML	II Callao, Lima
04/11/2016	11:07:34	-12.30	-77.04	48 Km	4.0 ML	II Callao
03/11/2016	06:03:23	-15.73	-71.73	9 Km	3.6 ML	II Maca
03/11/2016	00:10:01	-11.50	-77.96	40 Km	4.5 ML	III Huacho; II Barranca, Puerto Supe, Huara, Huaral, Ancón, Ventanilla
01/11/2016	08:29:36	-16.00	-74.18	18 Km	4.5 ML	II-III Chala
01/11/2016	01:17:12	-12.52	-75.76	107 Km	4.4 ML	II-III Yauyos
01/11/2016	00:56:50	-16.73	-71.70	30 Km	4.2 ML	II-III Vitor, Arequipa; II Punta de Bombón, Mollendo
29/10/2016	01:09:12	-9.36	-75.50	9 Km	4.6 ML	II-III Pozuzo, Tingo María
28/10/2016	01:39:40	-15.74	-71.72	12 Km	3.8 ML	II Maca, Pinchollo, Chivay
27/10/2016	22:47:28	-12.03	-77.66	52 Km	5.0 ML	IV Callao, III-IV Lima; III Ancón, Huaral, Chosica, Yungas; II San Mateo, Canta, Chilca, Cañete
26/10/2016	19:31:36	-12.99	-76.89	52 Km	4.6 ML	III Mala, Chilca; II-III Lima, Cañete, Lunahuaná; II Ancón, Huaral

Fuente: Instituto Geofísico del Perú (2016)

- En nuestro país han ocurrido numerosos sismos, los cuales han dejado daños materiales, como también en la infraestructura y muchas pérdidas de vidas humanas. En la mayoría de los casos los daños son debido a la vulnerabilidad de la edificación originada por malas configuraciones estructurales, baja resistencia de las estructuras, malas técnicas constructivas, malos materiales, entre otros. Algunos sismos importantes ocurridos en el Perú y que fueron base para dar cambios en la Normativa de Diseño Sismorresistente, son: Lima y Callao de 8.1 grados Richter (17/10/1966), Huaraz - Ancash de 7.9 grados Richter (31/05/1970), Lima de 7.6 grados Richter (03/10/1974), Nazca de 6.4 grados Richter (12/11/1996), Arequipa de 8.4 grados Richter (23/06/2001), Pisco - Ica de 7.9 grados Richter (15/08/2007).

- Los elevados riesgos asociados a las edificaciones escolares están presentes a nivel mundial según las experiencias observadas en los últimos sismos. Terremotos recientes han afectado de manera significativa a edificaciones escolares. Las escuelas primarias, secundarias y las universidades, al igual que, hospitales, oficinas de gobierno y centros de comunicación, son instalaciones estratégicas, cuyas estructuras deben ser capaces de resistir sismos con mejor comportamiento que otras instalaciones comunes. De la estabilidad y buen funcionamiento de las mismas, luego de los sismos, dependerá salvar muchas vidas, no obstante, la experiencia demuestra lo especialmente vulnerables que son las edificaciones escolares durante terremotos de moderada a elevada intensidad. (Lee, 2007)
- La norma peruana de Diseño Sismorresistente considera para el diseño de edificaciones un solo nivel de intensidad del sismo, lo cual produce incertidumbre de un buen comportamiento estructural para los diferentes niveles de intensidad del sismo.
- Es esencial realizar un análisis que nos permitan investigar el comportamiento de la estructura frente a determinados sismos, esto nos dan indicadores para mitigar daños a la estructura frente a determinados sismos. Para ello se realizará una evaluación de desempeño sísmico de las estructuras de instituciones educativas del Sector de Azapampa.

### **1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.3.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál es el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo?

### **1.3.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS**

- a) ¿Cuáles son los niveles de desempeño sísmico apropiados para la evaluación en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo?
- b) ¿Cuáles son los resultados del análisis estático no lineal frente al análisis recomendado por la norma E030?

### **1.4. OBJETIVOS**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Analizar el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del Sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo.

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- a) Determinar los niveles de desempeño sísmico apropiados para la evaluación en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo.
- b) Determinar los resultados del análisis estático no lineal frente al análisis recomendado por la norma E030.

### **1.5. JUSTIFICACIÓN**

#### **1.5.1. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

En la presente investigación se tomarán datos y procesará la información haciendo uso de metodologías propias del investigador que servirá de sustento o modelo para otras investigaciones.

### **1.5.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

La presente investigación pretende solucionar problemas que se puedan presentar en las instituciones educativas.

## **1.6. LIMITACIONES**

### **1.6.1. LIMITACIONES ECONOMICA**

En la presente investigación tiene limitación económica ya que se necesita pruebas o ensayos que proporcionen datos con mayor precisión y certeza, por ejemplo, el ensayo de sondaje de armaduras en estructuras de concreto armado, lo cual permitiría conocer a ciencia cierta el diámetro de la varilla de acero, separación entre ellas y el recubrimiento de cada elemento estructural de la estructura.

### **1.6.2. LIMITACIONES TECNOLÓGICA**

A raíz de la limitación económica, no se puede hacer uso del instrumento de sondaje de armaduras en concreto armado.

## 1.7. VIABILIDAD DEL ESTUDIO

### 1.7.1. CRONOGRAMA

ACTIVIDADES	2016				2017
	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO
Selección del tema, formulación del problema					
Revisión Bibliográfica					
Elaboración e inscripción de plan de tesis					
Recolección de datos					
Procesamiento de los datos					
Análisis de los datos					
Interpretación de resultado					
Elaboración del informe final					
Presentación de la tesis					
Sustentación de la tesis					

### 1.7.2. PRESUPUESTO

#### a) Pago por servicios:

Persona natural o jurídica	Servicio	Cantidad	Costo	Total	Financiadora
Asesor	Asesoramiento profesional	1	S/. 5 600.00	S/. 5 600.00	Recursos propios
Transporte	Movilidad	30	S/. 10.00	S/. 300.00	Recursos propios
Centros de Informática	Servicios informáticos	200	S/. 1.5	S/. 300.00	Recursos propios

**b) Insumos para la investigación:**

<b>Insumo</b>	<b>Finalidad</b>	<b>Unidades</b>	<b>Valor unidad</b>	<b>Total</b>	<b>Financiadora</b>
Papel bond	Elaboración del proyecto	2000	S/. 0.05	S/. 100.00	Recursos propios
Lapiceros	Toma de apuntes	10	S/. 1.00	S/. 10.00	Recursos propios
Impresora	Impresiones	1	S/. 250.00	S/. 250.00	Recursos propios
Usb	Almacenar información	2	S/. 25.00	S/. 50.00	Recursos propios
Disco compacto	Almacenar información	20	S/. 1.50	S/. 30.00	Recursos propios
Total		1033	S/. 277.55	S/. 440.00	

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

##### 2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- (1) Chicas, R., Diaz, W., Ventura, E. (2015) ***Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones***, en la investigación presenta una evaluación estructural por desempeño sísmico al edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica de la facultad de Ingeniería y Arquitectura, la tesis mencionada tiene como objetivo principal: proponer una metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para determinar la capacidad de edificios de concreto reforzado y determinar el nivel de desempeño, para la evaluación se utiliza un análisis estático no lineal, estableciendo patrones de carga laterales y definiendo rótulas plásticas para obtener la curva de capacidad de la edificación y los mecanismos de falla, se verifica si se cumple con el objetivo de desempeño de acuerdo a los niveles de desempeño inmediatamente ocupacional, seguridad de vida y estabilidad estructural. Llegando a la conclusión: a pesar de que matemáticamente ambos edificios cumplen con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida,

presentan elementos estructurales que superan el límite de estabilidad estructural o colapso ocasionando una deficiencia estructural, cuando lo ideal es que todos los elementos se encuentren en el límite de seguridad de vida.

- (2) Picon, C., Vargas, D. (2011) ***Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga***, en su investigación presenta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio Santander en Bucaramanga, se realizó una inspección visual al estado actual de la estructura, para luego realizar el estudio y documentación fotográfica de las patologías de la estructura, se realiza un escaneo de las barras de acero de refuerzo transversal y longitudinal de los pórticos del sistema estructural de las edificaciones, se realizó un ensayo de vibración ambiental con el fin de obtener los periodos fundamentales reales de los bloques tipo, se creó un plano geométrico de la infraestructura antigua y un modelo numérico de elementos finitos en el software SAP2000 con las secciones y aceros de refuerzo obtenidas en los ensayos anteriores. Con la herramienta Pushover se evaluó el sistema estructural con la metodología propuesta por las normas estadounidenses FEMA-353 y la ATC-40 y el cumplimiento de los principales requerimientos de diseño sísmico basados en el reglamento colombiano de construcción NSR-10, teniendo como conclusión: las patologías halladas en el hormigón tales como fisuración, descascamiento, humedades, exposición del acero, pérdidas de sección en el acero y en el concreto, etc., hacen que la estructura del colegio de Santander se encuentra en una condición vulnerable ante la eventual ocurrencia de un sismo de gran magnitud en la ciudad de Bucaramanga.

(3) Pérez, M. (2011) ***Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño para edificios de concreto reforzado***, presenta un método de evaluación y diseño para edificios de concreto reforzado basado en conceptos avanzados de ingeniería del desempeño, que permite en una sola formulación la evaluación y el diseño. La frase de evaluación se basa en la validez de la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural y, en la consideración de energía disipada por histéresis introducida en el procedimiento mediante tasas de amortiguamiento equivalente en un sistema simplificado equivalentes de un grado de libertad; en la fase de diseño se fundamenta en la hipótesis de que la curva de capacidad de la estructura puede transformarse mediante el uso de conceptos elementales de dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema de referencia de un solo grado de libertad, correspondiente al modo fundamental de vibrar. Se concluye del análisis de resultados que el método de evaluación presentado es una alternativa eficiente para estimar el desempeño global (cortante basal vs. Máximos desplazamientos de azotea) de estructuras de concreto reforzado. La principal ventaja es producir curvas de capacidad (traslacional y rotacional) que, para una demanda sísmica de intensidad, reflejen correctamente los desempeños globales de la estructura, correspondientes a cada una de las intensidades sísmicas consideradas.

(4) Sánchez, M. (2010) ***Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado***, desarrolla una metodología del diseño por desempeño utilizando análisis estáticos no lineales en un edificio de concreto armado ubicado en una zona de alta actividad sísmica y catalogada como edificación esencial en caso de emergencia urbana, para lo cual se tiene el objetivo general:

evaluar el comportamiento sísmico de una edificación categoría A esencial aplicando los criterios del diseño sísmico basado en desempeño. Como antecedente y paso previo a los análisis por carga lateral se llevó a cabo un análisis estático no lineal por gravedad “NLSTAT-GRV” que considera el comportamiento no lineal de la estructura sujeta a las cargas estáticas muerta “DEAD” y viva reducida “LIVEREDUCED”, que actúan durante el evento sísmico, posteriormente se completó un análisis por carga lateral, teniendo como conclusión: los resultados obtenidos del diseño por desempeño resultaron ser más precisos que el método por resistencia del RCDF, nuestras curvas de capacidad nos proporcionaron información exacta de la rigidez inicial, a la primera fluencia y posteriores, para cada nivel de desempeño y demanda sísmica solicitada.

- (5) Villanueva, G. (2009) ***Diseño sísmico basado por desempeño aplicado a un edificio de hormigón***, presenta la teoría que define la base del diseño sísmico por desempeño, aplicándola a un edificio de hormigón armado de 5 pisos, el cual es prediseñado en base a la normativa chilena vigente. El desempeño de la estructura es evaluado para distintos tipos de sismos asociados a una determinada probabilidad de ocurrencia, mediante la superposición de los espectros de capacidad de la estructura se obtiene a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal (NSP), modelando las propiedades de los elementos según el documento FEMA 356 y ejecutando el análisis por medio del Software ETABS. Los espectros de demanda que representa a los 4 sismos analizados, cada uno con determinada probabilidad de ocurrencia, el que posteriormente es reducido en función de un adecuado factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Se analiza el desempeño de la estructura en base a los objetivos

preestablecidos según el documento VISION 2000. Se concluye: la vulnerabilidad sísmica de los edificios, medida a partir de las curvas de fragilidad para su punto de desempeño, se concentra mayoritariamente en los estados de daño moderado y severo, con la excepción del edificio de muros de 2 pisos (C2L), el cual concentra su daño en el estado de daño leve.

### 2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

- (1) Chacón, R., Paz, I. (2016) ***Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana***, en su investigación utilizó un análisis dinámico incremental (IDA) para analizar de forma más objetiva la respuesta estructural de los colegios típicos 780 post 97. Se conoció a detalle los daños, las pérdidas y el costo de reparación para diferentes niveles de intensidades sísmicas. Dichos resultados son necesarios para la toma de decisiones de gestión de riesgos, planeación y protección financiera, teniendo como objetivo general: mejorar las funciones de vulnerabilidad existentes de locales escolares 780 post 97 en términos de pérdidas económicas mediante el PBBE. Se evaluaron específicamente los de tres aulas, de dos y tres niveles. Primero se obtienen los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) del modelo de análisis. Después, con la información del modelo se construyeron las matrices de daño que representan el incremento de daño en los elementos, después se obtuvieron las funciones de distribución condicional y de vulnerabilidad expresando la pérdida directamente en términos de costos de reparación. Los edificios escolares 780 post 97 de dos y tres niveles presentan pérdidas bajas hasta una intensidad de 1.5g de pseudoaceleración. Estos edificios entran en el rango de irreparabilidad aproximadamente en valores cercanos a 2.5g. Por lo tanto, se concluye que tienen un buen

desempeño sísmico frente a sismos raros y cumplen satisfactoriamente la filosofía del diseño sismorresistente según la norma E.030.

- (2) Asmat, C. (2016) ***Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado***, en su investigación, se estudiaron dos temas: los lineamientos de diseño y de análisis, ambos aplicables a edificaciones de concreto armado que se encuentran bajo solicitaciones sísmicas severas. Entre los lineamientos de diseño se trató los criterios de estructuración, sobre diseño de vigas, columnas y muros, entre los lineamientos de análisis se trató los procedimientos más comunes, análisis modal espectral, análisis Pushover y tiempo-historia, se planteó como objetivo: es brindar herramientas de análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el nivel de desempeño requerido, para lo cual se realizó un análisis sísmico convencional lineal a la estructura y luego se hará un análisis Pushover y Tiempo – Historia para estudiar su comportamiento inelástico, se definió finalmente el nivel de desempeño en que se encuentra ante un sismo severo. Se concluye: los códigos y normas de diseño en concreto armado ya brindan disposiciones que permiten a las componentes ser capaces de no sufrir grandes daños durante un evento sísmico severo. Estas disposiciones consideran aspectos de resistencia, rigidez y ductilidad, siendo este último el más relevante en el diseño de sismo resistente. Sin embargo, a pesar de su importancia, el cálculo de la ductilidad no es un procedimiento indicado en los documentos normativos.

(3) Vergara, V., Zevallos, M. (2014) **Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad**, inició su investigación de un diseño estructural del proyecto “Vivienda Multifamiliar”, ubicada en la Mz C, Lote 8 – Urb Ingeniería, perteneciente al distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad, para la obtención del punto de performance de la estructura considerando las incursiones no-lineales en el comportamiento del concreto armado, demostrando numéricamente la aparición de rótulas plásticas y la consecuente degradación de rigidez global de la estructura, se planteó como objetivo general: realizar el diseño por desempeño y análisis no – lineal estático de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La Libertad, de tal manera de establecer parámetros de calidad a comparación con un diseño estructural tradicional. En su tesis propone que se tome en cuenta el análisis no lineal estático para el diseño de edificaciones en general, ya que toma en cuenta el agrietamiento de la estructura en el tiempo durante el evento sísmico, brindando una ratio en que situación está diseñada la edificación, obligando al diseñador a tomar medidas respectivas al caso. Se concluyó: El análisis no – lineal estático Pushover, es un método mediante el cual podemos entender el comportamiento de la estructura ante un sismo, porque nos presenta la secuencia de aparición de rotulas que poco a poco llevan al colapso, utilizando la Norma Peruana E-030 se puede entender el nivel de daño que produciría.

(4) Santana, R. (2012) **Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada**, en su tesis magistral, para el diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada, se ha seleccionado tres objetivos de diseño que deberá cumplirse para ambas direcciones de análisis de la estructura. Esta selección de

objetivos fue hecha según el ATC-40, para edificaciones comunes. Antes de incursionar en el análisis no lineal es necesario tener el diseño elástico y lineal de la edificación, por lo que se elaboró el programa de cómputo ALCON, en su versión profesional y educativa, desarrollado en concordancia con las normas sismoresistente E-030 y albañilería E-070, de nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones. El diseño sísmico por desempeño nos sirve para poder obtener diseños más seguros, resistentes y económicos. En ese sentido, podemos concluir que el modelo planteado satisface parcialmente los objetivos de desempeño propuestos inicialmente, es decir, cumple para el análisis no lineal dinámico – IDA. Finalmente, se concluye que debemos trabajar con un modelo estructural que presente en el diseño lineal elástico desplazamientos laterales de entrepiso, muy próximos al límite propuesto por la norma E-030, que nos garantice plantear una óptima densidad de muros en ambas direcciones y asegurar un periodo de vibración y ductilidad adecuados a las demandas impuestas por el sismo.

- (5) Albarracin, P., Gallo, E. (2010) ***Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%***, en su investigación se diseñó un edificio aporticado de siete pisos siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones, empleando las normas de Concreto Armado NTE-060 y la de Diseño Sismorresistente NTE-030, teniendo como objetivo: estudiar el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente. Para ellos se estudió su comportamiento ante diferentes niveles de demanda sísmica

empleando el análisis inelástico de desplazamientos, para estimar la respuesta se emplearon técnicas espectrales no lineales, junto a propuestas para calificar el desempeño en función de las incursiones inelásticas presentado por el Comité Visión 2000. Se concluye: al mantener la deriva por debajo de 10 por mil se obtienen dimensiones de 45x45cm; siendo dimensiones mucho menores a las que se hubieran obtenido con un diseño basado en el actual código peruano sismorresistente, la capacidad a flexión de las columnas respecto de las vigas concurrentes en un nudo fue mayor al mínimo exigido por la norma de concreto, encontrándose valores entre 1.4 y 3.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. CONCEPTO DE DISEÑO**

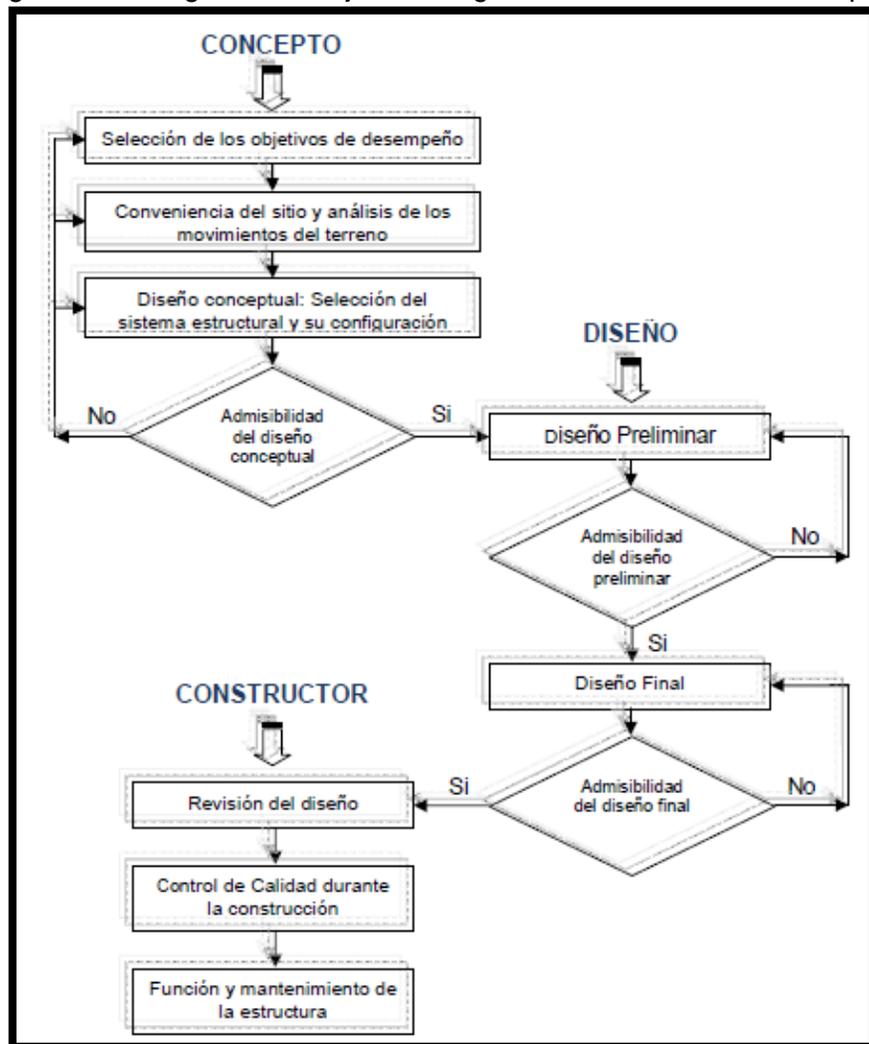
El diseño basado en el desempeño se basa en la clasificación de esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento de los detalles estructurales, para que frente a diferentes niveles de movimiento del terreno los daños en la estructura no superaran ciertos estados límite. (Bertero, 1997)

El diseño de edificaciones basado en desempeño se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicada (ATC-40, 1996)

El diseño basado en el desempeño predice y evalúa confiablemente las demandas y capacidades estructurales, y asegura el alcance de los niveles de desempeño requeridos para la edificación, sus componentes y ocupantes. Los niveles de desempeño se expresan en estados de daño correspondientes a condiciones límites. Su fundamentación

general, es mucho más amplia que la anotada en normas o códigos, donde una provisión resulta directamente por los propios dueños, en lugar de aplicar una prescripción tradicional preestablecida. Como elementos alternativos, es posible establecer objetivos apropiados, niveles de desempeño y criterios de aceptación. Hoy se cuenta con herramientas de cálculo que permiten evaluar y predecir el comportamiento estructural, los diferentes niveles de desempeño y tener una visión más completa de todas las etapas que puede cumplir una edificación.

Figura N°2: Diagrama de flujo de la Ingeniería basada en el desempeño



Fuente: SEAOC Visión 2000 (SEAOC, 1995)

### **2.2.2. NIVELES DE DESEMPEÑO**

Los niveles de desempeño describen o representa un estado límite de daño, en función de daños físicos en la estructura, seguridad en los ocupantes y la funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico.

Definido como la máxima extensión del daño, considerado para los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la edificación.

#### **A. PROPUESTA VISION 2000**

El Comité VISION 2000, considera cuatro niveles de desempeño:

- **TOTALMENTE OPERACIONAL:** En este nivel no sucede daños, dado que la edificación es totalmente segura para los ocupantes, como su contenido y servicios son funcionales, por lo que no se requiere ninguna reparación.
- **OPERACIONAL:** En este nivel suceden daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la estructura, también puede ocurrir daños leves en los elementos estructurales, sin embargo, la edificación permanece funcional después del evento sísmico, se requiere reparaciones menores.
- **SEGURIDAD:** En este nivel suceden daños moderados, en elementos estructurales y en los no estructurales y también en su contenido, se interrumpe la funcionalidad de la edificación en los servicios eléctricos, mecánicos y en las vías de escape, se requiere reparaciones trascendentales.

- **PRE COLAPSO:** En este nivel la estructura representa un riesgo para los ocupantes, dado que la edificación se aproxima al colapso. En cuanto a las reparaciones no posibles técnicamente ni económicamente.

Tabla N°2: Estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC,1995)

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES
Despreciable	<b>Totalmente operacional</b>	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	<b>Operacional</b>	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	<b>Seguridad</b>	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	<b>Pre-Colapso</b>	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	<b>Colapso</b>	Colapso estructural.

## B. PROPUESTA ATC – 40

ATC – 40 (1996), combina el nivel de desempeño en elementos estructurales y el de sus elementos no estructurales para determinar el desempeño sísmico de la edificación:

- NIVEL DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Son nominados con la abreviación SP-n (Structural Performance, n:es un número)

**SP – 1 INMEDIATA OCUPACIÓN:** La edificación no presenta daños considerables, no hay peligro de vida y su funcionamiento es normal.

SP – 2 DAÑO CONTROLADO: La edificación presenta daños, pero no son significativos, no se presenta peligro de vida, aunque puede afectar a los ocupantes.

SP – 3 SEGURIDAD: La edificación presenta daños significativos, por lo que la reparación puede ser costosa, los elementos estructurales no presentan daños, presenta peligro de vida para los ocupantes interiores y exteriores.

SP – 4 SEGURIDAD LIMITADA: Se encuentra entre el nivel de seguridad y el de estabilidad estructural, presenta alto peligro de vida para los ocupantes.

SP – 5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL: En este nivel la edificación puede llegar al colapso, suceden daños sustanciales por la degradación de rigidez, presenta un elevado peligro de vida de los ocupantes internos y externos.

SP – 6 NO CONSIDERADO: No se considera en el nivel de desempeño de la estructura, se limita a una evaluación de desempeño para elementos no estructurales.

#### - NIVEL DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Son nominados con la abreviación NP-n (Nonstructural Performance, n:es una letra)

NP – A OPERACIONAL: No existe ningún tipo de daño para los elementos no estructurales, por lo que se mantienen operativos.

NP – B INMEDIATA OCUPACIÓN: Los elementos no estructurales de la edificación tienen pequeñas interrupciones que no comprometen su funcionamiento, se presenta seguridad de vida para sus ocupantes.

NP – C SEGURIDAD: Presenta daños considerables en los elementos no estructurales, el equipamiento y las maquinarias no se encuentran en operación, presenta peligro a la vida por los daños a elementos no estructurales.

NP – D AMENAZA: Los daños estructurales sufren importantes daños, pese a ello no existe colapso en grandes y pesados elementos. El peligro a la vida es alto.

NP – E NO CONSIDERADO: No se considera en el nivel de desempeño de elementos no estructurales, se limita a una evaluación de desempeño para elementos estructurales.

- NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN

Se presenta como las combinaciones de los niveles de desempeño de los elementos estructurales con los elementos no estructurales. En la tabla N°3, se distingue los cuatro niveles de desempeño para una estructura.

Tabla N°3: Niveles de desempeño de la edificación (ATC – 40, 1996)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 inmediata ocupación	SP-2 Daño controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	<b>1-B Inmediata Ocupación</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad Estructural</b>	No Aplicable

1 – A OPERACIONAL: En este nivel la edificación no presenta daños significativos en su sistema y en sus elementos no estructurales, lo cual permite el normal funcionamiento de la edificación después del evento sísmico.

1 – B OCUPACIÓN INMEDIATA: En este nivel los ambientes de la edificación, así como su sistema sufren daños despreciables en su contenido, por este motivo es el nivel más utilizado para edificaciones esenciales, presenta seguridad de vida para sus ocupantes.

3 – C SEGURIDAD: La edificación para este nivel presenta daños limitados en los elementos estructurales y no estructurales, presenta seguridad de vida para los ocupantes, dado que la pérdida de vidas es nula.

5 – E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL: En este nivel se presenta alto nivel de daño para los elementos estructurales por lo que no es necesario la evaluación de elementos no estructurales, no se garantiza la seguridad de vida de los ocupantes, la edificación puede llegar a ser demolida.

### **2.2.3. MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO**

El desempeño de una depende o varía según la magnitud del sismo, distancia del epicentro, la dirección de propagación de la ruptura de la falla, las características geológicas de la región y locales. Por lo que es necesario distinguir los eventos sísmicos, que representan rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado.

#### **A. PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000**

El comité VISION 2000, define los movimientos sísmicos en un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia, donde el intervalo de recurrencia es un periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de severidad igual o superior a una determinada; y la probabilidad de excedencia referida a una representación

estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años.

Tabla N°4: Movimientos sísmicos de diseño (SEAO VISION 2000)

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de frecuencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

## B. PROPUESTA DEL ATC-40

El ATC-40, utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras, cuyas siglas son: S, D y M, que hacen referencia a servicio, diseño y máximo, mientras que E conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”.

SISMO DE SERVICIO, SE: Referido a un sismo frecuente, dado que su ocurrencia es por más de una vez durante la vida de la edificación. Se puede tomar de referencia como la mitad de un sismo de diseño además que representa un sismo ocasional de la Tabla N°4.

SISMO DE DISEÑO, DE: Este movimiento sísmico tiene una intensidad entre moderada y severa, su ocurrencia es al menos una vez durante la vida de la edificación. Por lo general es el que se establece por las normas de diseño de estructuras convencionales, además que representa un sismo raro de la Tabla N°4.

SISMO MÁXIMO, ME: Referido al máximo movimiento del terreno, se toma como referencia entre 1.25 y 1.50 veces el valor de un sismo de diseño, generalmente utilizado para el diseño de edificaciones esenciales, representado a un sismo muy raro en la Tabla N°4.

## 2.2.4. OBJETIVOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO

Los objetivos del diseño por desempeño se dan por la combinación de los niveles de desempeño sísmico y los niveles de movimiento sísmico.

### A. PROPUESTA DEL COMITÉ 2000

En la propuesta del COMITÉ 2000, considera las estructuras en tres grupos, teniendo en cuenta su importancia durante y después del evento sísmico.

- **ESTRUCTURAS CRÍTICAS:** Almacenan materiales peligrosos, por lo que son una amenaza para la mayor parte de la comunidad.
- **ESTRUCTURAS ESENCIALES:** Deberán mantenerse en funcionamiento después del evento sísmico, tales como: hospitales, estaciones de bomberos, etc.
- **ESTRUCTURAS BÁSICAS:** No pertenecen ni al grupo de estructuras críticas ni esenciales.

Tabla N°5: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Visión 2000)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	<b>1</b>	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	<b>1</b>	0	0
Raro (475 años)	3	2	<b>1</b>	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	<b>1</b>
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructura básicas				
2. Estructura esenciales / riesgosas				
3. Estructura de seguridad crítica				

Tabla N°6: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras básicas

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al Colapso

## B. PROPUESTA DEL ATC-40

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

Tabla N°7: Objetivos de seguridad básica para estructura convencionales (ATC,1996)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio, SE				
Sismo de diseño, DE			✓	
Sismo máximo, ME				✓

## 2.2.5. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

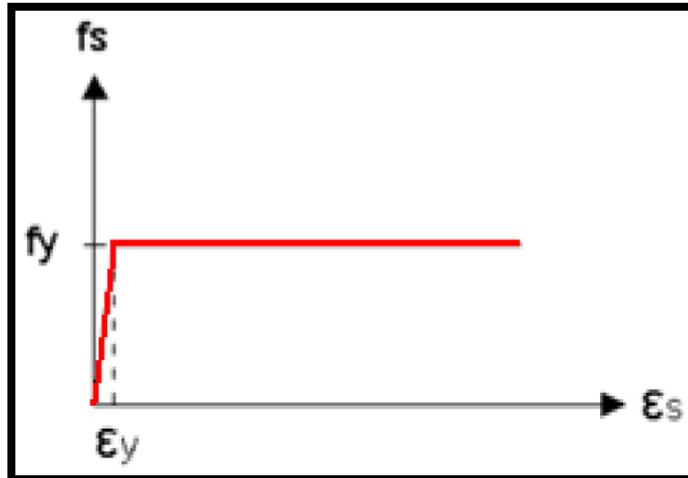
### A. MODELO DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA EL ACERO

Para la representación de la curva – deformación del acero, se mostrarán los siguientes modelos.

#### - Modelo Elastoplástico Perfecto

En este modelo se desprecia la resistencia superior de fluencia y el aumento del esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Sin embargo, este modelo no es el adecuado para estimar el desempeño sísmico de una estructura.

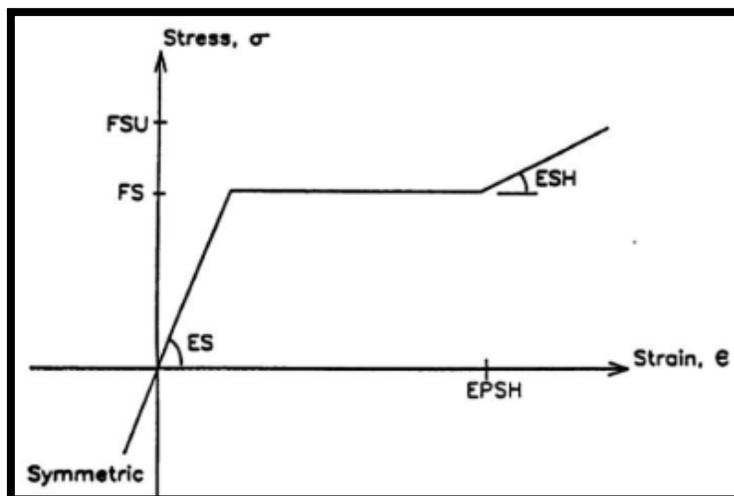
Figura N°3: Modelo elastoplástico perfecto (Navarro y Fernández, 2006)



#### - Modelo Trilineal

Es el modelo que se utiliza para aceros endurecidos, dado que estos pueden exponerse a esfuerzos mayores al de fluencia mediante una variación lineal.

Figura N°4: Modelo trilineal (Manual de Idarc 2D, 2002)

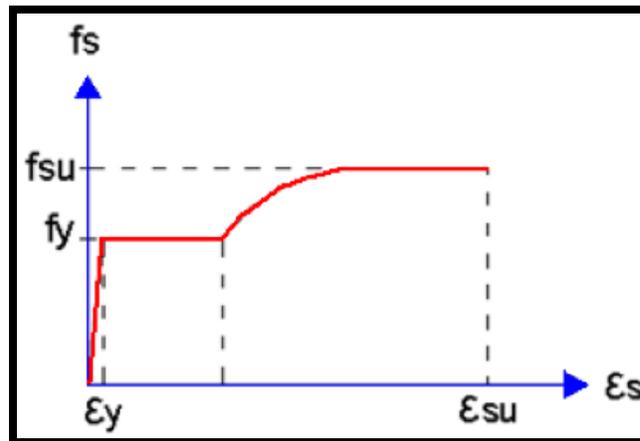


Dónde: FS: Esfuerzo a la fluencia, FSU: Esfuerzo Último, ES: Módulo de Elasticidad, ESH: Módulo de Endurecimiento, EPSH: Deformación al principio de endurecimiento (%)

### - Modelo Elastoplástico con Endurecimiento curvo

Este modelo se caracteriza por tener tramos de rectos en la figura del rango elástico y la fluencia, y un tramo en forma de parábola que representa el endurecimiento.

Figura N°5: Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo  
(Aguiar,2003)



## B. MODELO DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO

Para la representación de la curva – deformación del concreto, se mostrarán los siguientes modelos.

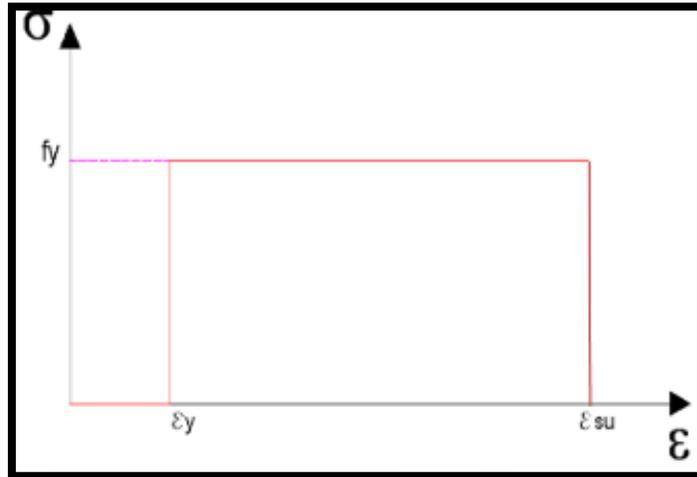
Deformación al principio de endurecimiento (%)

### - Modelo para concreto no confinado

**Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI**

S.C. Whitney sugirió el reemplazo de la forma del bloque de tensiones real de compresión del concreto por uno rectangular equivalente.

Figura N°6: Modelo Whitney o bloque rectangular del ACI



### Modelo de Hognestad

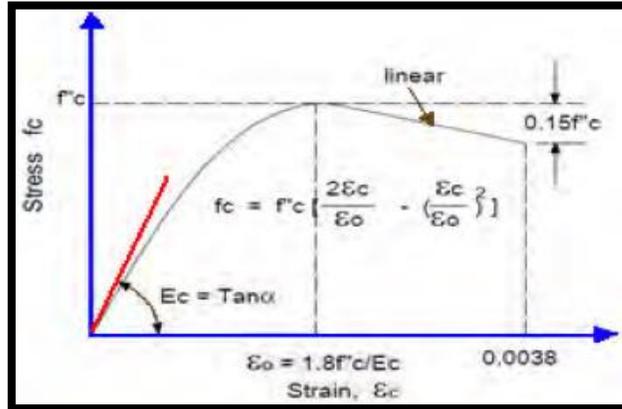
En este modelo la figura está compuesta por un tramo lineal, y otro tramo por una parábola de segundo grado representada por la siguiente ecuación:

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

El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real ( $f'_c$ ) está asociado a una deformación unitaria ( $\epsilon_0$ ) que se calcula con la expresión:  $o = 1.8f_c/E_c$

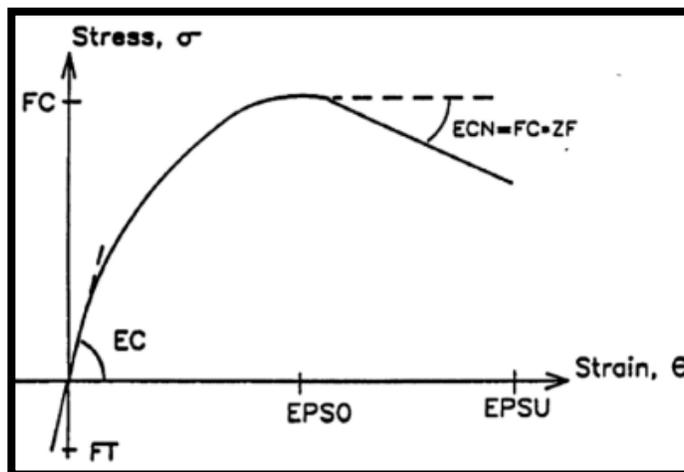
El tramo recto parte en el punto más alto de la curva, se extiende hasta una deformación unitaria de 0.0038 a la cual corresponde un esfuerzo de  $0.85f_c$  (Aguiar, 2003)

Figura N°7: Modelo modificado de Hognestad (Aguiar,2003)



Este modelo se encuentra definido en el programa Idarc 2D (2002), el cual utilizaremos para definir nuestro material, que en este caso es la albañilería, pero realizaremos algunas adaptaciones de acuerdo a la curva de esfuerzo - deformación de prismas de albañilería.

Figura N°8: Modelo de Hognestad (1951). Concreto no confinado (Manual del IDARC 2D, 2002)

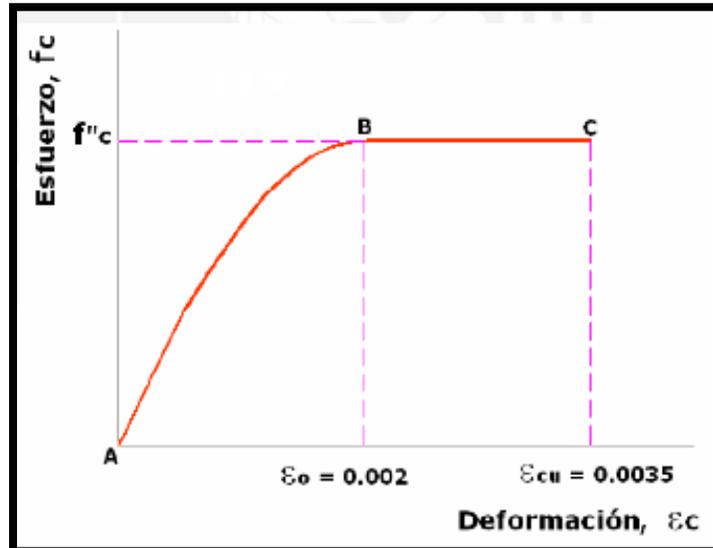


- FS :Esfuerzo a la compresión
- EC :Inicial Modulo de elasticidad del concreto
- EPSO :Deformación en la máxima fuerza del concreto (%)
- FT :Esfuerzo rotura a la Tensión
- EPSU :Última deformación en compresión (%)
- ZF :Parámetro de gradiente definido de la ramificación de falla

## Modelo de CEB

El modelo inelástico perfectamente plástico CEB es una propuesta del Comité Europeo del Concreto, este modelo es utilizado para el diseño de elementos estructurales de concreto armado en flexión simple.

Diagrama parábola – rectángulo del cálculo del CEB

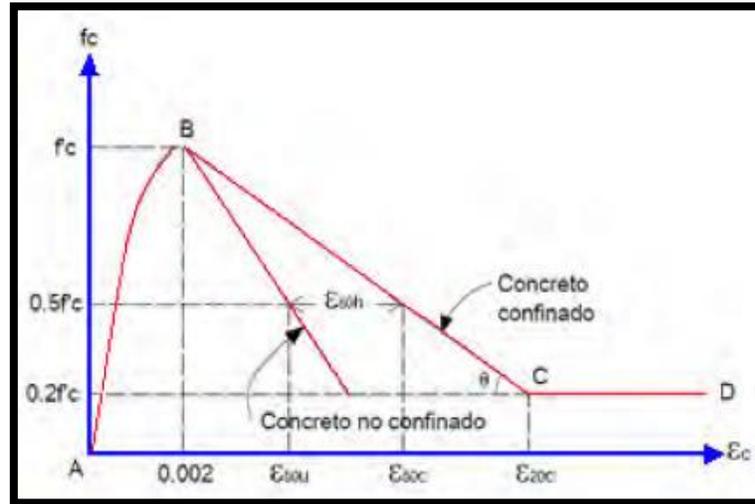


### - Modelo para Concreto confinado

#### Modelo de Kent y Park

Este modelo presenta tres tramos, uno es una parábola en el cual el valor máximo está representado por el esfuerzo  $f'c$  y una deformación unitaria de 0.002, el segundo tramo es lineal, el cual decrece hasta alcanzar el 20% del esfuerzo  $f'c$ , cuya pendiente es la resistencia del cilindro del concreto, y por último el tercer tramo es horizontal y usualmente no se considera para un análisis sísmico de estructuras. En este modelo no se cambia la resistencia del concreto por la existencia del confinamiento, ya que el efecto se aprecia en la longitud de la rama descendente de la curva (Park y Paulay, 1980) (Aguilar, 2003)

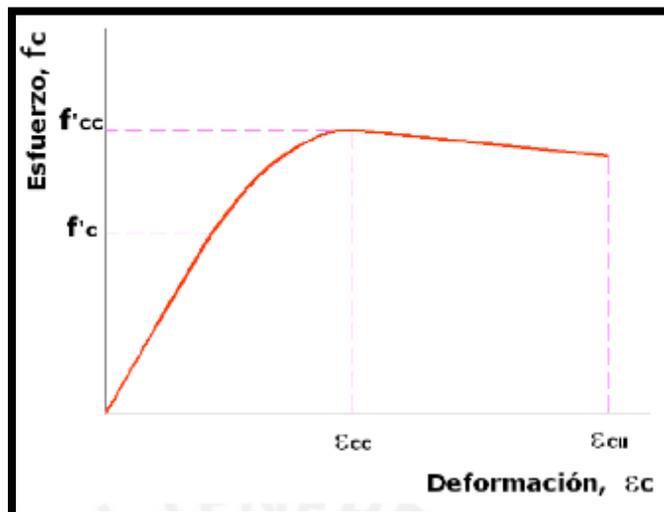
Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares Park y Paulay, 1980. (Aguiar, 2003)



### Modelo Mander

El modelo Mander presenta una curvatura inicial que remonta a la resistencia del concreto, y que alcanza la resistencia de compresión confinada, la curva esta seguida de otra que descendente que está sujeta a los parámetros del acero de confinamiento.

Figura N°9: Modelo de Mander para concreto confinado



La forma de la curva esfuerzo-deformación desarrollada por Mander está dada por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{(f'_{cc} xr)}{r - 1 + xr}$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_y h e_{sm}}{f'_{cc}}$$

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

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

La propuesta de curva esfuerzo – deformación de Mander para concreto confinado en compresión se empleó en los análisis de momento curvatura del presente trabajo.

## 2.2.6. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INÉLASTICO DE SECCIONES Y ELEMENTOS

### A. RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA

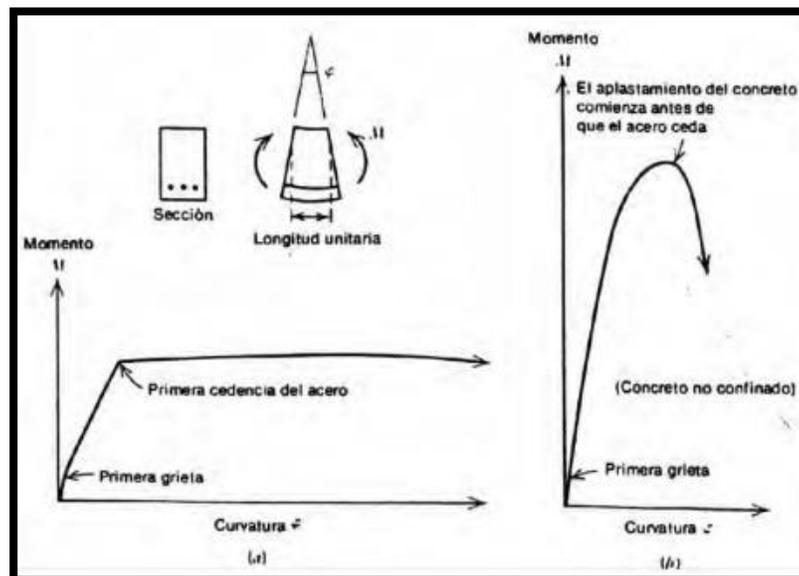
La relación momento-curvatura en una sección de concreto armado es lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (Figura N°11).

La relación nos entrega información acerca de:

- La capacidad nominal o sobre-resistencia de la sección.
- Curvatura a la primera fluencia.
- Curvatura última y ductilidad de la sección (o ductilidad de curvatura)
- Curvaturas correspondientes a límites de desempeño de los materiales.

Si una sección tiene muy poca ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal. Es importante obtener una buena ductilidad para disipar la mayor energía y así dar paso a la distribución de momentos.

Figura N°10: Relaciones momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada, (a) Sección que falla a tensión,  $\rho < \rho_b$ ; (b) Sección que falla a compresión,  $\rho > \rho_b$ . (Park y Paulay, 1997) (Manual de Idarc 2D, 2002)



En el análisis no lineal es fundamental conocer la relación  $M-\phi$ , para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético y definir la no linealidad del material. La relación  $M-\phi$  es la base del análisis no lineal estático y del análisis no lineal dinámico.

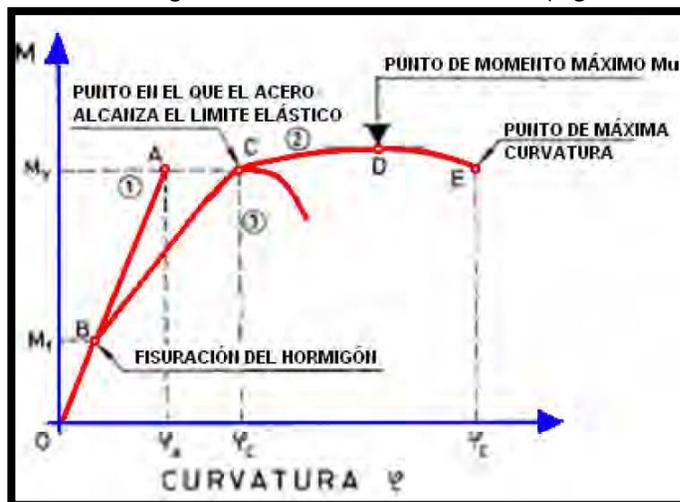
Para mayor facilidad de cálculo, se considera una aproximación bilineal para la relación momento-curvatura donde resaltan los términos:

- Curvatura de cedencia equivalente  $\varphi_y$
- Curvatura plástica  $\varphi_p$
- Curvatura última  $\varphi_u$

### A. RÓTULAS PLÁSTICAS

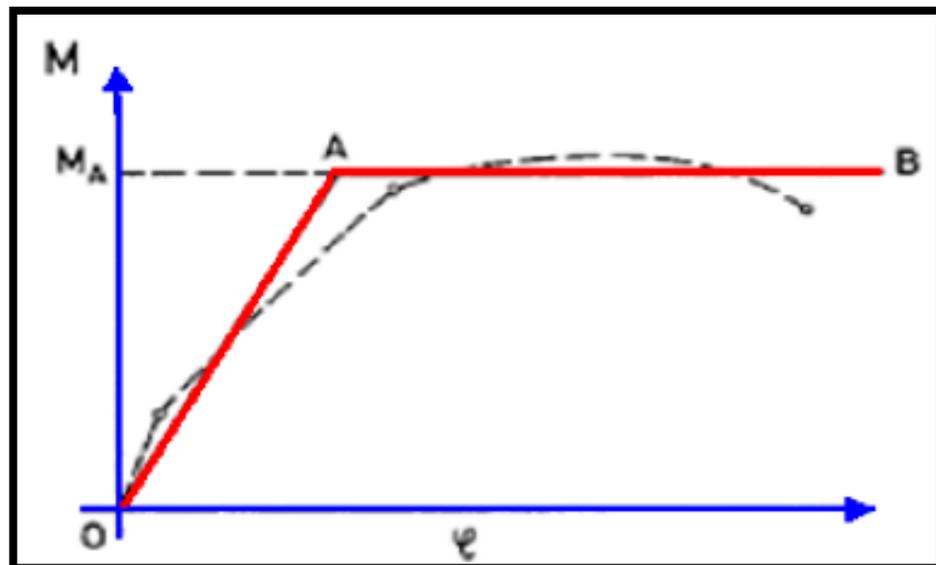
En el diagrama de la Figura N°11, analizando la curva 1 correspondiente a una idealización bastante radical del comportamiento de un elemento de concreto armado, suponiendo que se alcanza el punto A, en el cual la tensión del acero iguala el valor de su límite elástico, el elemento se agota. Este agotamiento encierra un doble significado, pues por una parte supone que la máxima capacidad resultante de la pieza es el valor  $M_A$ ; esto es bastante aproximado. También supone que la curvatura  $\varphi_A$  es la máxima alcanzable por el elemento, y esto es muy inexacto. Sin embargo, debido a varios fenómenos como la fisuración, la retracción y la fluencia, el comportamiento de la estructura no es lineal y presenta aspectos más complejos.

Figura N°11: Diagrama momento – curvatura (Aguiar, 2003)



Un comportamiento bastante frecuente de una sección de concreto armado sometida a flexión en un proceso de carga monótonamente creciente viene dado por la curva 2 de la Figura N°12. En él se aprecia claramente que la ley lineal sólo resulta aceptable en un campo de deformaciones relativamente restringido. El punto B correspondiente a la fisuración y, a partir de él, aunque el diagrama sigue aproximándose aceptablemente a una ley lineal, lo hace con un coeficiente angular menor, ya que en el producto  $EI$  el valor de  $I$  se verá reducido a causa de la fisuración del concreto. A partir del punto C, donde se alcanza el límite elástico del acero, el diagrama cambia bruscamente, pasa por un máximo del momento y alcanza finalmente el punto E de agotamiento. La diferencia en el valor máximo de  $M$  alcanzado entre las curvas 1 y 2 es pequeña, sin embargo, la diferencia en deformaciones es muy importante y la curvatura  $\varphi_c$  puede ser muchas veces superior a  $\varphi_A$  (Aguiar, 2003).

Figura N°12: Modelo bilineal (Aguiar, 2003)



En el diagrama de la Figura N°12, al crecer el momento flector  $M$  aplicado en una sección determinada del elemento, la curvatura crecerá proporcionalmente al momento. Alcanzando en la sección el

valor de  $M_A$ , la curvatura sigue creciendo sin incremento del momento aplicado, constituyendo lo que se denomina como *rótula plástica*. Entonces si un elemento estructural tiene suficiente ductilidad y es capaz de alcanzar su momento máximo y después de esto, seguir incrementado sus deformaciones, será capaz de redistribuir momentos (si el elemento estructural forma parte de un sistema hiperestático). Entonces en los puntos donde se localicen esos momentos máximos será donde aparezcan las llamadas rótulas plásticas, y al tiempo que las rótulas plásticas superen el grado de hiperestaticidad de la estructura, se puede decir que la estructura se convierte en una estructura inestable y llega a un mecanismo de falla y la estructura colapsará (Aguiar, 2003).

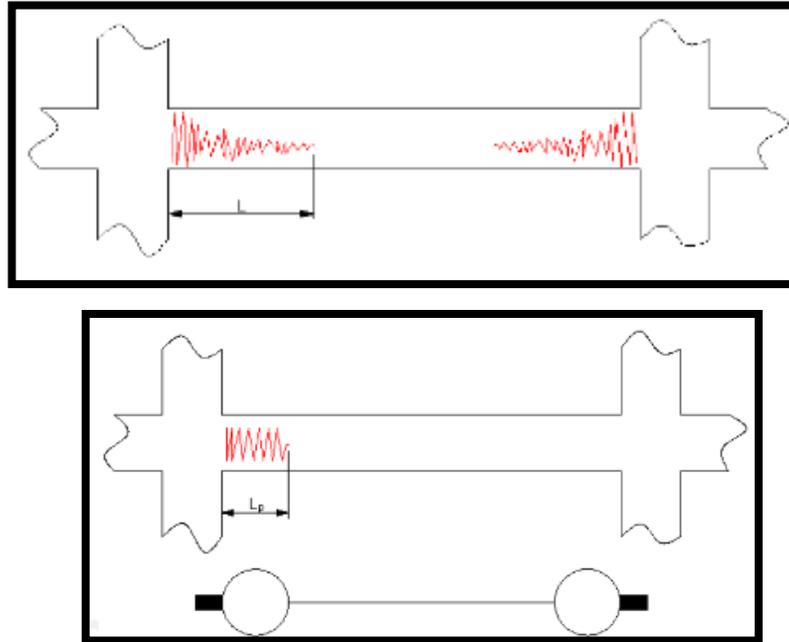
### **2.2.7. MODELOS INELÁSTICO DE LOS ELEMENTOS BARRA (vigas-columnas)**

#### **A. Zonas de comportamiento no-lineal**

Al tiempo que transcurre un evento sísmico los elementos estructurales como vigas y columnas padecen daños en la zona adyacente a los nudos en una longitud "L". El daño se concentra en los nudos como se muestra en la figura.

En el sector de daño equivalente se reúne toda la deformación inelástica, donde el daño y la curvatura se pueden asumir constantes. Dicho sector se denomina rótula plástica, que está representada por una longitud equivalente ( $L_p$ ), menor a la del daño total (L)

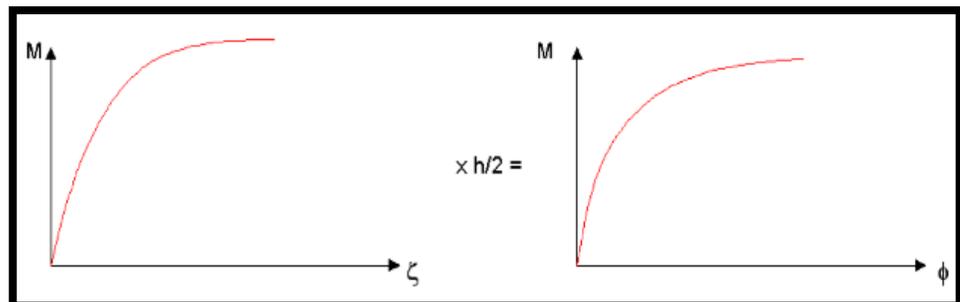
Figura N°13: Idealización de daño en vigas



### Relaciones momento – giro en rótulas plásticas

El giro inelástico en los extremos de los elementos depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico “L”. Como hemos asumido que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica (longitud de daño L), bastará multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de rótula “ $L_p$ ” para obtener el valor del giro que se genera en la zona inelástica. La figura N°15 muestra esquemáticamente la obtención del diagrama Momento – Giro.

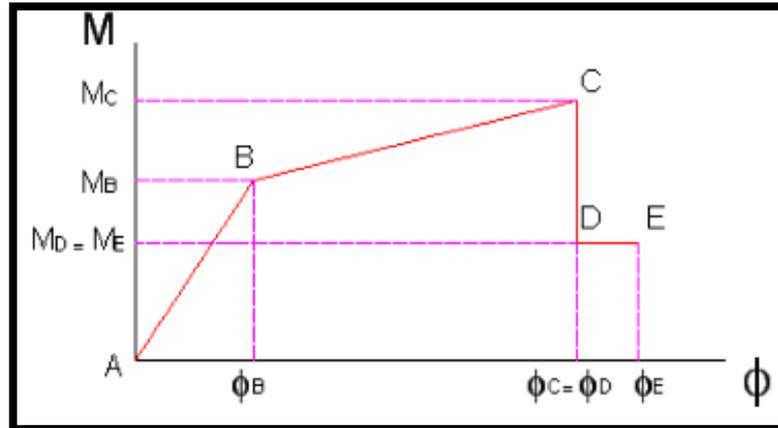
Figura N°14: Obtención del momento giro



## Diagrama simplificado

Se realiza un diagrama Momento – Giro, representado por líneas rectas para dar a conocer la capacidad de rotación inelástica.

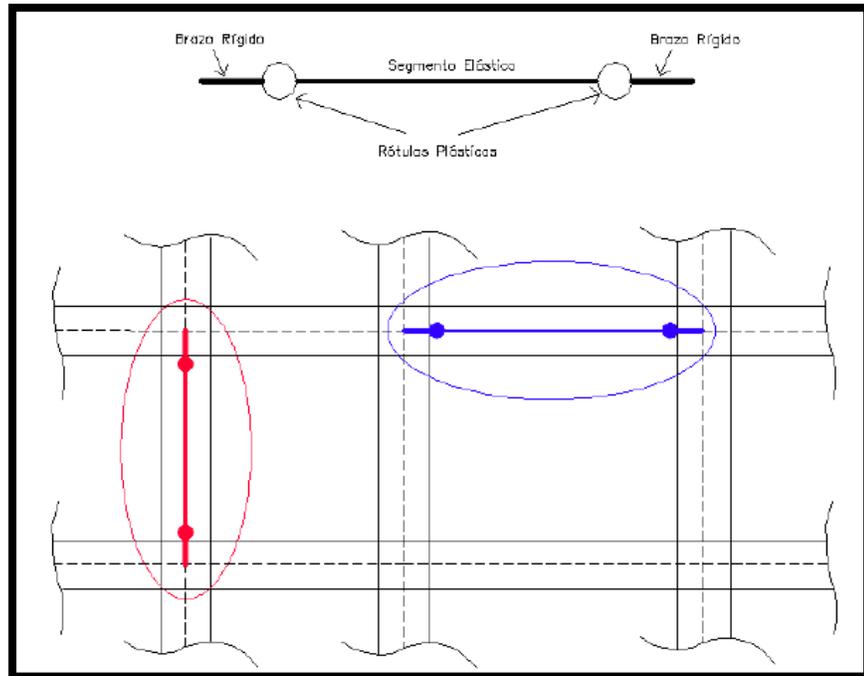
Figura N°15: Idealización del diagrama momento - giro



El punto B es denominado Fluencia efectiva del elemento, el punto C es la capacidad máxima resistente de la rótula, el punto D se tiene después de alcanzar la capacidad máxima de momento que produce una reducción hasta el 40%, luego se mantiene constante el momento en un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobrevive la rotura, punto E.

Para simbolizar el comportamiento de vigas y columnas en las acciones sísmicas, se tiene en cuenta la disposición de rótulas no-lineales, ubicadas en extremos de los elementos y el segmento elástico en la zona central.

Figura N°16: Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados

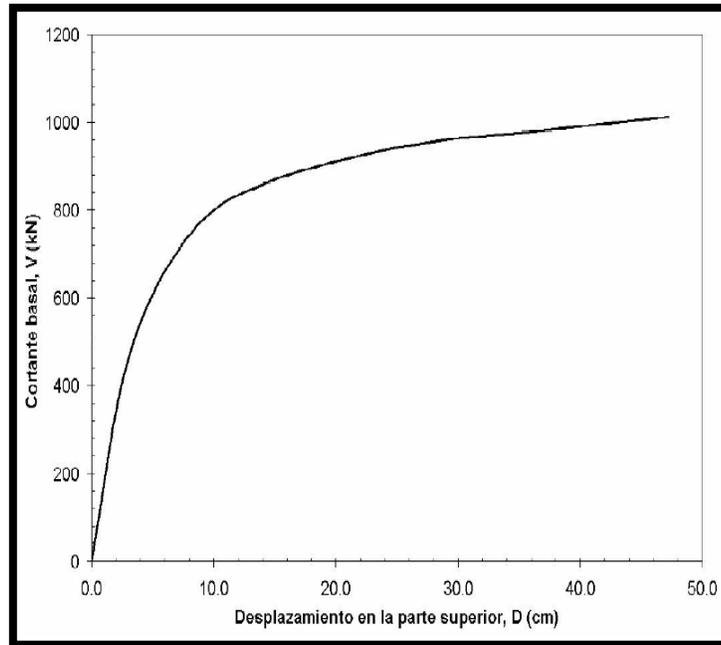


### 2.2.8. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La resistencia y la deformación máxima de los elementos definen la capacidad estructural de la edificación, para la determinación de las capacidades más allá del límite elástico es necesario realizar a la estructura un análisis no lineal, para lo cual se elabora unos cuantos análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse al diagrama curva de capacidad, dicha curva relaciona las fuerzas de la cortante basal ( $V$ ) con los desplazamientos ( $D$ ).

Se tiene un modelo matemático para la reducción de la resistencia de los elementos que ceden en la estructura, con este fin se tiene la aplicación de fuerzas horizontales que se incrementan de manera monotonía hasta alcanzar su capacidad máxima de la estructura.

Figura N°17: Ejemplo de una curva de capacidad



### A. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (Análisis “Pushover”)

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

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

Figura N°18: Esquema de procedimiento utilizado para el análisis Pushover

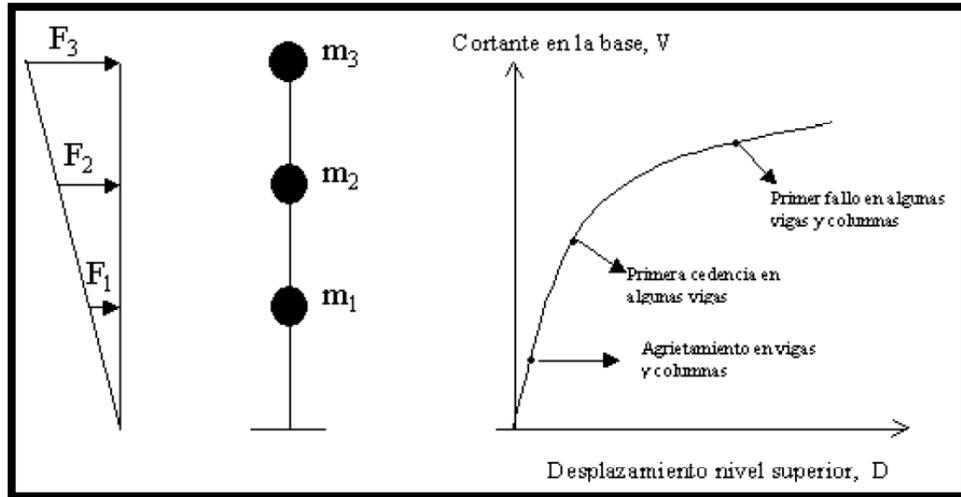
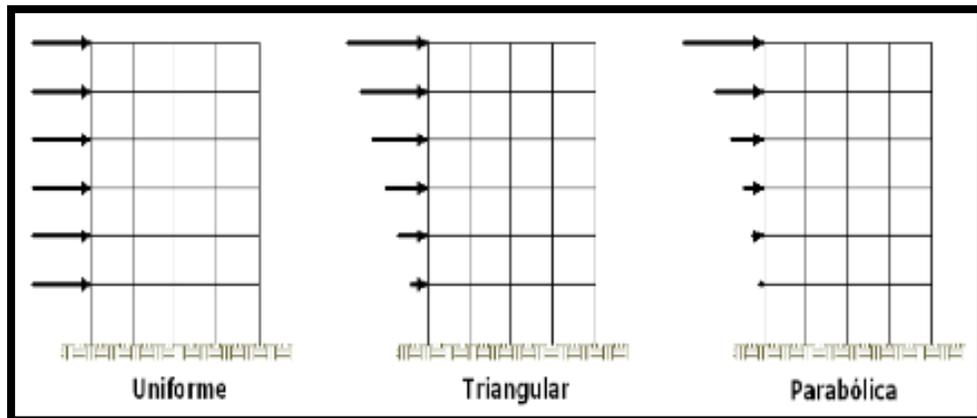


Figura N°19: Distribución de cargas laterales



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

- El análisis Pushover es un procedimiento de aplicación de fuerzas laterales lo que produce daños de deformación lateral en la estructura, por lo que desprecia efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo que no se recomienda utilizar este análisis en estructuras no dúctiles, ya que sus ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.

- Este análisis estático no lineal (Pushover), depende solamente de la energía de deformación, de esta manera se desprecia la energía asociada a los elementos dinámicos de las fuerzas.
- El análisis Pushover, utiliza una distribución de fuerzas laterales incrementales, mas no tiene en cuenta la distribución de cargas sísmicas verticales.
- Este análisis no estudia los cambios en las propiedades modales cuando se da la cedencia no lineal cíclica durante un evento sísmico de la estructura.

## **B. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD**

Una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza para estimar el espectro de demanda reducido denominado también como espectro inelástico.

Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así, por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de inter-sección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico

o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

- Definición del desplazamiento último  $D_u$  y el correspondiente valor de cortante en la base  $V_u$  al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura N°24.
- Cálculo del área bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$ , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- Estimación del cortante basal de cedencia  $V_y^i$ . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$ . El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
- Cálculo de la pendiente inicial  $K_e^i$  de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a  $0.60 V_y^i$  (ver Figura N°24). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:

A partir de los datos del análisis Pushover, se determina el desplazamiento  $D_{0.6}^i$  correspondiente a un cortante basal igual a  $0.60V_y^i$ .

La pendiente  $K_e^i$  corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

Cálculo del desplazamiento de cedencia  $D_y^i$ , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura N°24)

Cálculo del factor reductor ( $\alpha$ ) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1}$$

Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB,  $A_{bilineal}$ .

Se determina el error  $\varepsilon$  en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

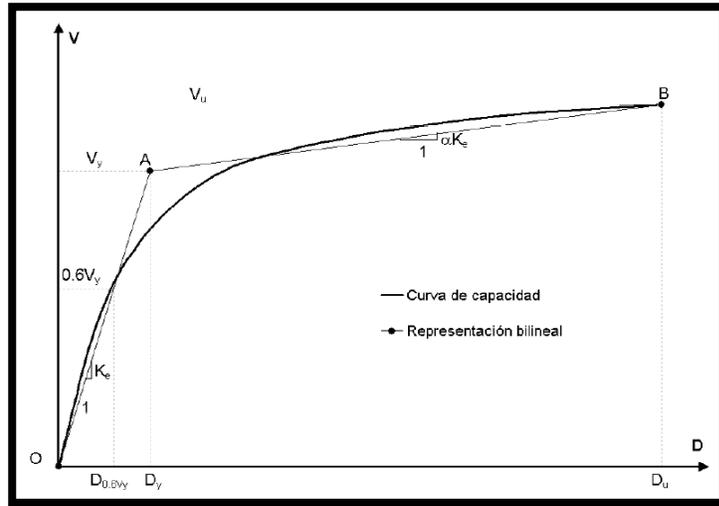
si el error  $\varepsilon$  excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor  $V_y^{i+1}$ .

Figura N°20: Representación bilineal de la curva de capacidad –



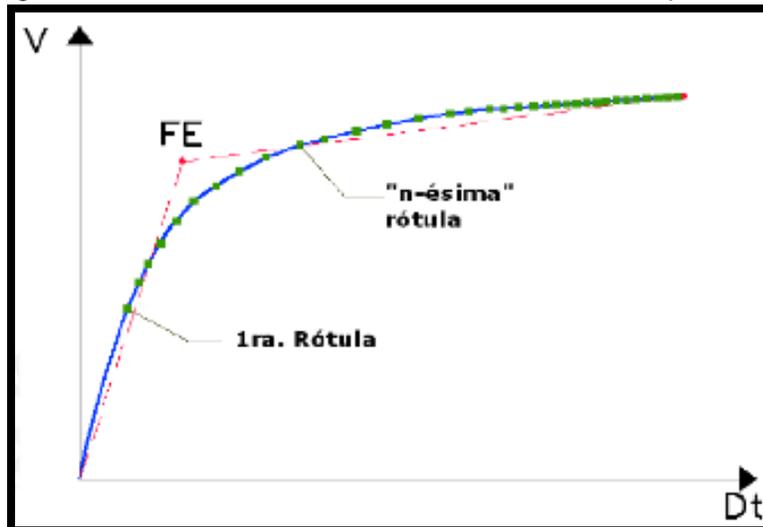
Procedimiento empleado en FEMA 273.

El punto A de la Figura N°25, corresponde a un cortante basal  $V_y^j$  y un desplazamiento  $D_y^j$ .

### Fluencia efectiva y modelo bilineal

La aparición de la primera rótula plástica representa el fin de la fase elástica de la estructura, después en la estructura no se nota ningún cambio significativo en la rigidez ni en la resistencia lateral, como se puede apreciar en la Figura N°20.

Figura N°21: Formación de rótulas en la curva de capacidad



Según se van constituyendo más rótulas plásticas, se va modificando la rigidez lateral de la estructura hasta que se aprecia el cambio y por lo tanto la edificación tiene una rigidez lateral significativamente menor.

### **2.2.9. DEMANDA SISMICA**

Nuestro país es una de las zonas con alta actividad sísmica, que hay en la Tierra, por lo que esta expuestos a distintos eventos sísmicos que tiene como resultados pérdidas humanas y materiales. Por lo que resulta necesario realizar estudios que permitan conocer el comportamiento de las estructuras frente a estos eventos, para así poder planificar y mitigar los daños que puedan ocurrir durante y después del sismo.

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

En la ingeniería sísmica, se utiliza espectros de respuesta de aceleraciones para análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas ya que representa la demanda sísmica de la estructura. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica,

en este diagrama se grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes  $T_i$  (ver Figura N°27). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones,  $S_{ae}$ , normalizado.
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

- En la figura N°26 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.
- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración – Desplazamiento AD ( $S_{ae} - S_{de}$ ) (Ver Figura N°27).
- De la figura N°27 y de la ecuación del espectro elástico de desplazamiento, se puede ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a  $\frac{1}{T^2}$ .

Figura N°22: Espectro elástico de aceleración y desplazamiento.

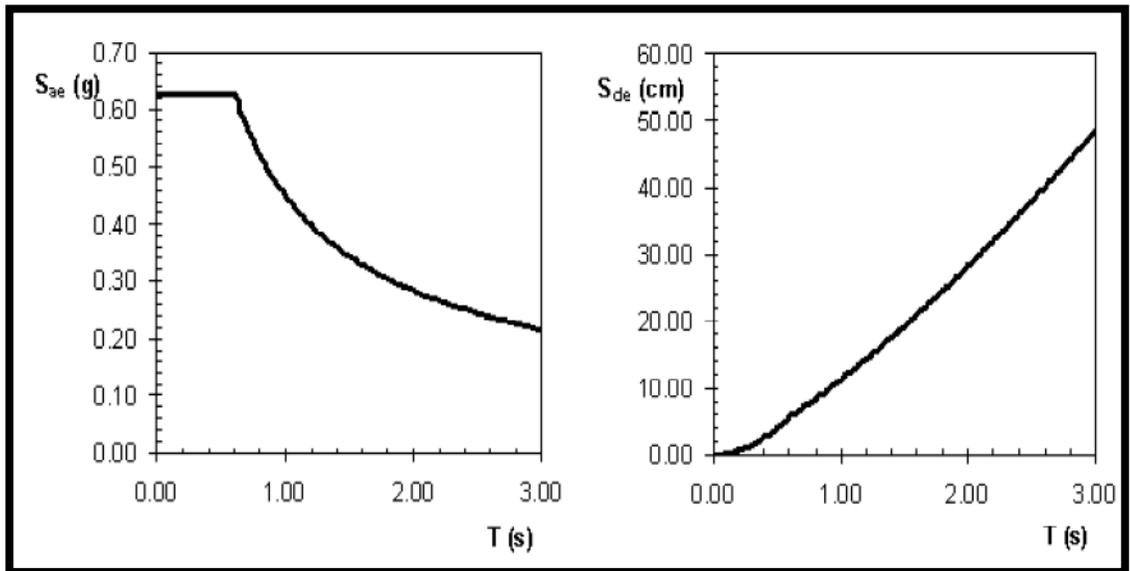
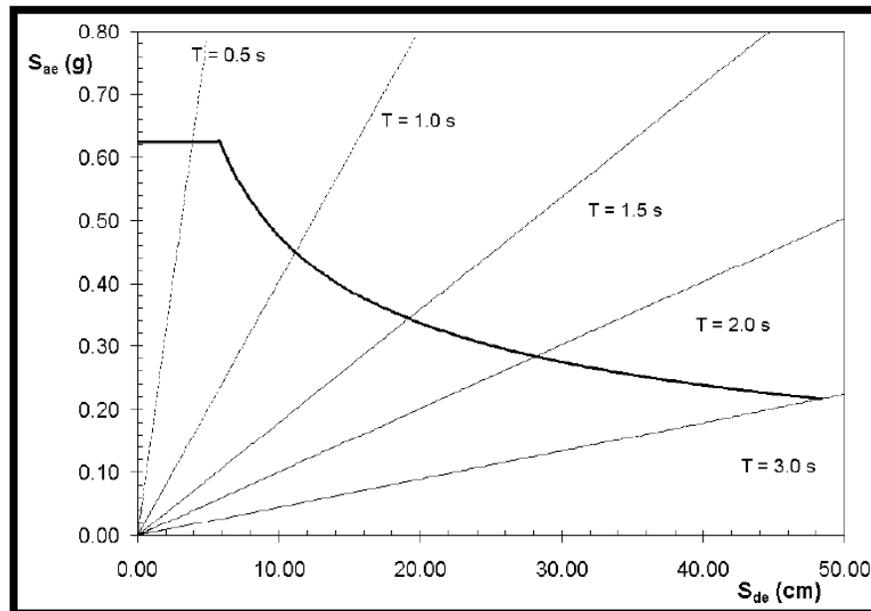


Figura N°23: Espectro elástico de respuesta en formato AD.



## 2.2.10. PUNTO DE DESEMPEÑO

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como *punto de desempeño*, o bien en la literatura inglesa como *performance point*. El punto de desempeño (PD) representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda.

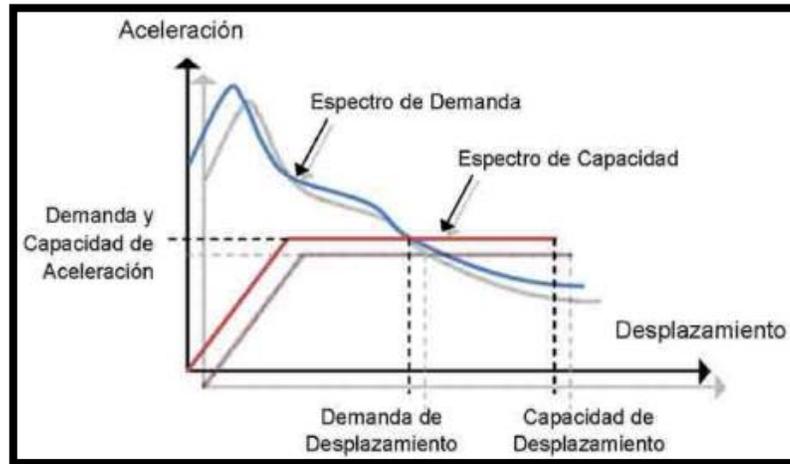
### A. METODOS PARA DETERMINAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

#### - MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD (MEC)

El método del espectro capacidad fue propuesto a un inicio para la evaluación del riesgo sísmico, propuesto en 1975 por Freeman, posteriormente en 1982 el ATC lo utiliza para relacionar movimientos sísmicos con el desempeño de las edificaciones existentes. El gráfico del método del espectro evalúa el desempeño y capacidad de la estructura frente a un evento sísmico, que se representa por una curva fuerza – desplazamiento, que se obtienen mediante el análisis estático no lineal – Pushover. Para ubicar el punto de desempeño consiste en sobreponer los gráficos del espectro de demanda y el de la capacidad sísmica.

Figura N°24: Descripción gráfica del Método del Espectro de capacidad



Esta metodología es desarrollada por el ATC-40 (1996), por lo tanto la representación bilineal del espectro de capacidad debe ser construida siguiendo el procedimiento estipulado por dicho estudio. A su vez, el ATC-40 (1996) establece el uso de un espectro de demanda reducido por un factor de amortiguamiento viscoso afectivo,  $\varepsilon_{eq}$ , el cual toma en consideración el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura,  $\varepsilon$  (generalmente 5%) y un amortiguamiento histerético  $\varepsilon_{eq}$ , el cual está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la curva de capacidad de la estructura. El amortiguamiento histerético  $\varepsilon_{eq}$  se obtiene aplicando el Método de la Rigidez Secante (Jennings, 1968) en el que se compara la energía disipada en un ciclo de vibración inelástico y del sistema lineal equivalente de rigidez secante.

El termino de amortiguamiento histerético,  $\varepsilon_{eq}$ , puede ser calculado como (Chopra A., 1996):

$$\varepsilon_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S}$$

Donde  $E_D$ , es la energía disipada por el sistema inelástico y es igual al área de un ciclo de histéresis; mientras que  $E_S$ , es energía máxima de deformación. Las magnitudes de ambas energías se pueden estimar a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad.

Este método es de directa aplicación; incluye los siguientes pasos.

- Desarrollar un espectro de respuesta de demanda elástico, apropiado para el sitio.
- Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad.
- Superponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta de demanda elástico en el mismo formato ADRS (Sa-Sd).

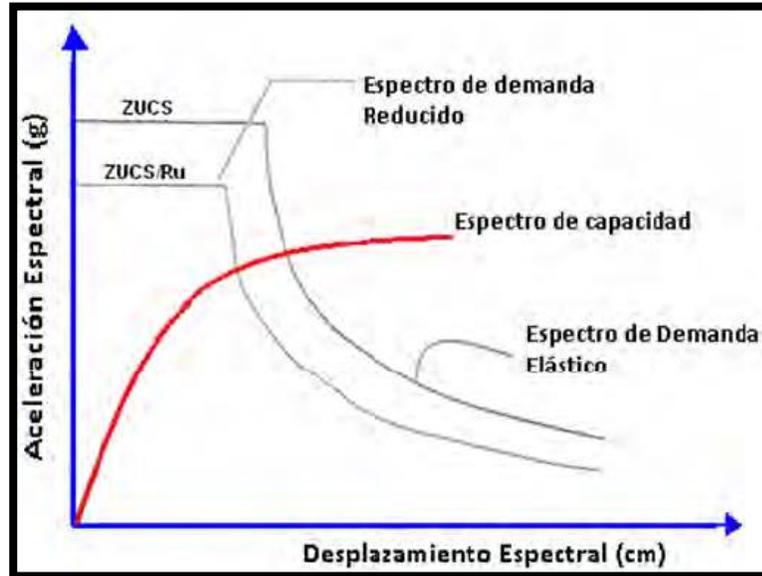
Figura N°25: Procedimiento después del paso 2 (Burgos,2007)



- Se impone una ductilidad del sistema  $\mu$ , y se calcula el factor de reducción  $R\mu$ .

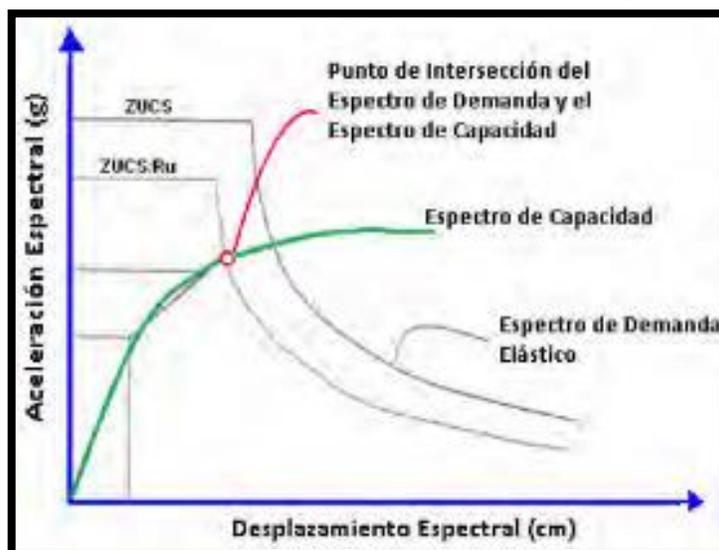
- Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por  $R\mu$ .

Figura N°26: Procedimiento después del paso 5 (Burgos,2007)



- Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva  $\mu_{ef}$ , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.

Figura N°27: Procedimiento después del paso 6 (Burgos,2007)



- Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso 4, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso 2.

El método del espectro capacidad-demanda constituye una herramienta gráfica bastante práctica que nos permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del periodo de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Estudios comparativos entre los resultados de los métodos de análisis estático no lineal simplificado, con los análisis no lineales en el tiempo, demuestran que el método del espectro capacidad - demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya

respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración (Aguar, 2003).

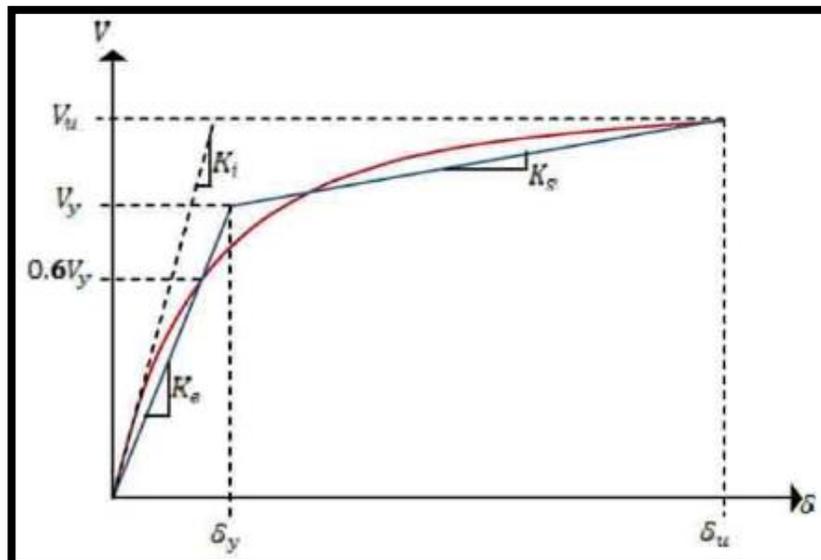
## - MÉTODO DEL COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO (MCD)

El FEMA-273 (1998) recomienda el Método del Coeficiente por Desplazamiento (MCD) para encontrar el desempeño que va a tener una estructura ante una demanda sísmica definida por un espectro. Este método se caracteriza por utilizar una versión modificada de la “aproximación de desplazamientos iguales” para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo.

A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales ( $S_a$  vs  $S_d$ ). La aplicabilidad del mismo se limita a estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos. (Bonnett Díaz, 2003)

### Descripción del Método del Coeficiente de Desplazamiento

Figura N°28: Representación bilineal de la curva de capacidad (MCD)



- Cálculo del período fundamental efectivo  $T_e$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:  $T_i$ , es el período de vibración de la estructura en el rango elástico,  $K_i$ , es la rigidez lateral elástica y  $K_e$ , es la rigidez efectiva de la estructura en la dirección considerada.

- Cálculo del punto de desempeño de la estructura  $\delta_t$  mediante,

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

$S_a$  es el valor de la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo  $T_e$  y  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  son factores modificadores.

$C_0$  relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura.

## - MÉTODO N2 (MN2)

El método N2 ha sido el resultado de un largo trabajo desarrollado por el grupo de investigación de la Universidad de Ljubljana en los últimos 15 años. Las bases de este procedimiento corresponden al modelo Q desarrollado por SAiidi y Sozen (1981). A partir de su primera versión, publicada en 1987, el método ha sido lentamente desarrollado hasta la presente versión, en la cual se utiliza el formato Aceleración – Desplazamiento (AD) y que combina las ventajas de la representación visual del método del espectro de capacidad (Freeman, 1998) con las bases físicas del espectro de demanda inelástico (Fajfar, 1999). De hecho, este

nuevo formato constituye una variante del espectro capacidad (MEC). Las características básicas del método son: el uso de dos modelos matemáticos separados, la aplicación del espectro de respuesta, el análisis estático no lineal (análisis “pushover”) y la elección de un modelo que considera el daño acumulado. Este último aspecto se considera de gran importancia para el caso de estructuras existentes, las cuales frecuentemente no han sido construidas para resistencia sostenida a través de muchos ciclos de respuesta dentro del rango inelástico (Fajfar y Gaspersic, 1996). El método puede ser usado para la evaluación sísmica tanto de estructuras existentes como para el diseño de nuevas estructuras.

### 2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

- **Desempeño sísmico:** El diseño basado en el desempeño se basa en la clasificación de esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento de los detalles estructurales, para que frente a diferentes niveles de movimiento del terreno los daños en la estructura no superaran ciertos estados límite.
- **Niveles de desempeño:** Los niveles de desempeño describen o representa un estado límite de daño, en función de daños físicos en la estructura, seguridad en los ocupantes y la funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico. Definido como la máxima extensión del daño, considerado para los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la edificación.
- **Análisis lineal:** Es el basado en un comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar para el cálculo de solicitaciones la sección bruta de hormigón. El análisis lineal elástico se

considera adecuado para los E.L.S. y E.L.U. cuando los efectos de segundo orden sean despreciables.

La utilización del análisis lineal para la obtención de los esfuerzos en ELU implica aceptar que las secciones críticas tienen una cierta ductilidad que permite la distribución supuesta sin que se produzca la rotura local. (se sugiere dimensionar las secciones críticas con un profundidad de la fibra neutra  $x \leq 0.45d$ )

- **Análisis no lineal:** Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en situación deformada (efectos de segundo orden). El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad contemplado en EHE no es aplicable directamente en el análisis no lineal. (Este método requiere conocer a priori las secciones de hormigón y armaduras)
- **Análisis dinámico:** Las estructuras, cuando están sujetas a cargas o desplazamientos en la base, en realidad actúan dinámicamente, es decir, desarrollan acciones opuestas al movimiento impuesto por tales cargas o desplazamientos. Si éstos son aplicados muy lentamente, las fuerzas de inercia son bastante pequeñas (al ser las aceleraciones muy bajas) y por lo tanto se puede justificar un análisis de tipo estático.
- **Espectro de capacidad:** Una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza para estimar el espectro de demanda reducido denominado también como espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos.

- **Rotulas plásticas:** Al tiempo que transcurre un evento sísmico los elementos estructurales como vigas y columnas padecen daños en la zona adyacente a los nudos en una longitud “L”. El daño se concentra en los nudos como se muestra en la figura. En el sector de daño equivalente se reúne toda la deformación inelástica, donde el daño y la curvatura se pueden asumir constantes. Dicho sector se denomina rótula plástica, que está representada por una longitud equivalente ( $L_p$ ), menor a la del daño total ( $L$ )
- **Análisis Pushover:** Se realiza un análisis estático no lineal, para determinar la capacidad de una estructura, resistencia – deformación, para lo cual se somete a la estructura a fuerzas laterales incrementales para que la estructura alcance su capacidad máxima.
- **Curva de capacidad:** Una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza para estimar el espectro de demanda reducido denominado también como espectro inelástico.
- **Capacidad estructural:** La resistencia y la deformación máxima de los elementos definen la capacidad estructural de la edificación, para la determinación de las capacidades más allá del límite elástico es necesario realizar a la estructura un análisis no lineal, para lo cual se elabora unos cuantos análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse al diagrama curva de capacidad, dicha curva relaciona las fuerzas de la cortante basal ( $V$ ) con los desplazamientos ( $D$ ).
- **Sismo de servicio:** Referido a un sismo frecuente, dado que su ocurrencia es por más de una vez durante la vida de la edificación.
- **Sismo de diseño:** Este movimiento sísmico tiene una intensidad entre moderada y severa, su ocurrencia es al menos una vez durante la vida de la edificación. Por lo general es el que se establece por las normas de diseño de estructuras convencionales.

- **Sismo máximo:** Referido al máximo movimiento del terreno, se toma como referencia entre 1.25 y 1.50 veces el valor de un sismo de diseño, generalmente utilizado para el diseño de edificaciones esenciales.
- **Demanda Sísmica:** En la ingeniería sísmica, se utiliza espectros de respuesta de aceleraciones para análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas ya que representa la demanda sísmica de la estructura. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones.

## **2.4. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS**

### **2.2.1. HIPÓTESIS GENERAL**

El desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, cumplen los niveles de desempeño sísmico.

### **2.2.2. HIPÓTESIS ESPECIFICAS**

- a)** Los niveles de desempeño sísmico apropiados para la evaluación en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo se relacionan con la propuesta del ATC – 40.
- b)** Los resultados del análisis estático no lineal frente al análisis recomendado por la norma E030, se asemeja al comportamiento real de la estructura.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. DISEÑO METODOLÓGICO**

##### **3.1.1. Tipo de Investigación:**

El tipo de investigación de la presente investigación es APLICADA, porque es constructiva o utilitaria.

##### **3.1.2. Nivel de Investigación:**

El nivel de investigación de la presente investigación es DESCRIPTIVO - EXPLICATIVO, porque refiere de las características y cualidades del objeto en estudio.

##### **3.1.3. Diseño de Investigación:**

El diseño de investigación de la presente investigación es NO EXPERIMENTAL-TRANSVERSAL, porque la variable independiente carece de manipulación intencional.

#### **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

##### **3.2.1. POBLACIÓN**

En la presente investigación la población está dada por 05 Instituciones Educativas en el Sector de Azapampa, distrito de Chilca (Plan Urbano – Huancayo - 2016)

### 3.2.2. MUESTRA

Se consideró muestras de TIPO NO PROBABILISTICA, INTENCIONAL o DIRIGIDA, para efectos de la presente investigación se consideró:

- Institución Educativa Fe y Alegría N°66 Buen Socorro
- Institución Educativa N°430 Rosa de los Ángeles

### 3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

#### 3.3.1. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA VARIABLE

##### a) Variable independiente:

**Desempeño Sísmico.** Estado límite de daño, representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. Amenaza sobre la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales.

Forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos. El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio.

##### b) Variable dependiente:

**Estructura de instituciones educativas.** Son elementos construidos para soportar cargas estructurales como fuerzas, momentos, deformaciones y desplazamientos, constituidas por el conjunto de elementos mecánicos resistentes y sus uniones mecánicas considerados como un sistema. Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas muertas y cargas vivas. Sus materiales y dimensiones dependen de su sistema estructural, análisis estructural y diseño estructural.

### 3.3.2. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

Tabla N°8: Operacionalización de la variable

Tipo de Variable	Nombre de la variable	Dimensiones	Indicadores
<b>Variable independiente</b>	Desempeño sísmico	Niveles de desempeño	Operacional
			Ocupación Inmediata
			Seguridad Vital
			Estabilidad Estructural
		Intensidad de Movimiento sísmicos	Niveles de Sismo
		Objetivo de desempeño	Ocupación
Importancia			
Funcionalidad			
<b>Variable dependiente</b>	Estructuras de instituciones educativas	Sistemas Estructurales	Estructuras de concreto armado
			Estructuras de acero
			Estructuras de albañilería
			Estructuras de madera
			Estructuras de tierra
		Análisis Estructural	Análisis estático lineal
			Análisis estático no lineal
		Diseño Estructural	Seguridad
			Funcionalidad
			Economía

### 3.4 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

#### 3.3.2. MEDIANTE EL ANÁLISIS DOCUMENTAL

Documentos que se analizan con las técnicas de recolección de información

- Documentos Escritos: Expediente Técnico e Informes Mensuales de la Ejecución de Obra
- Documentos Gráficos: Planos de los módulos de las edificaciones, pruebas de laboratorio

### 3.5. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Tabla N°9: Técnicas para el procesamiento de la información

<b>A.</b>	Construir el marco teórico y elaborar el instrumento
<b>B.</b>	Validar el instrumento (programa SAP)
<b>C.</b>	Aplicar el instrumento en la muestra de estudio.
<b>D.</b>	Digitalizar los resultados mediante software (Excel 2016)

### 3.6.

En la presente tesis, para la obtención de los principales resultados se ha utilizado el análisis estático no lineal – Pushover; Se realiza para determinar la capacidad de una estructura, resistencia – deformación, para lo cual se somete a la estructura a fuerzas laterales incrementales para que la estructura alcance su capacidad máxima. Por este proceso se dice que este tipo análisis es simple y eficiente para la determinación de la capacidad estructural, además que se conoce la secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los elementos, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes de la estructura. La aplicación de fuerzas laterales en la estructura para el análisis estático no lineal (Pushover) se da en forma constante, lineal y parabólica. De esta distribución dependerá la determinación de la curva de capacidad, se puede recomendar utilizar dos tipos de aplicación de fuerzas y definir la capacidad con la envolvente de los ambos resultados.

## CAPÍTULO IV

### DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

#### INTITUCIÓN EDUCATIVA FE Y ALEGRÍA N°66 BUEN SOCORRO

#### 4.1. ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DEL MÓDULO

##### 4.1.1. DESCRIPCIÓN DEL MÓDULO

La presente tesis realiza el estudio del módulo P1 de dos niveles de la I.E Fe y Alegría Buen Socorro del Anexo de Azapampa, el modulo está estructurado por pórticos y muros estructurales.

Figura N°29: Elevación - arquitectura del módulo P1



El módulo P1, está ubicada en el distrito de Chilca, provincia de Huancayo, departamento Junín. En el terreno de la edificación según el estudio de mecánica de suelos predomina arcillas limosas (CL), en algunos lugares se ubicó napa freática con pequeños estratos de arena limosa. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 4.25 m, en el segundo nivel es de 3.50 m.

### MÓDULO P1

La planta tiene 4 paños de longitud variable en la dirección longitudinal X, 2 paños de 7.25m entre el eje A y B, 2.3 m en el voladizo en la dirección transversal Y. Esto hace un área total de 178 m<sup>2</sup> en planta.

Figura N°30: Modulación de la estructura del módulo P1

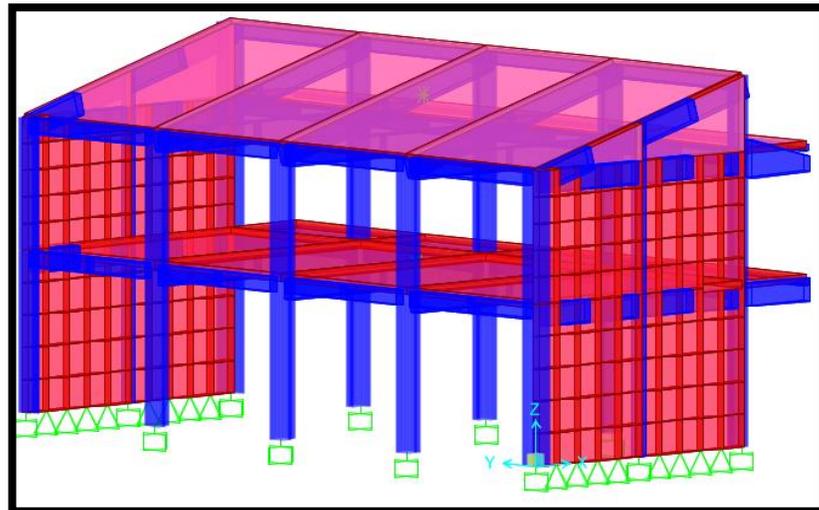


Figura N°31: Planta del módulo P1 (2do piso)

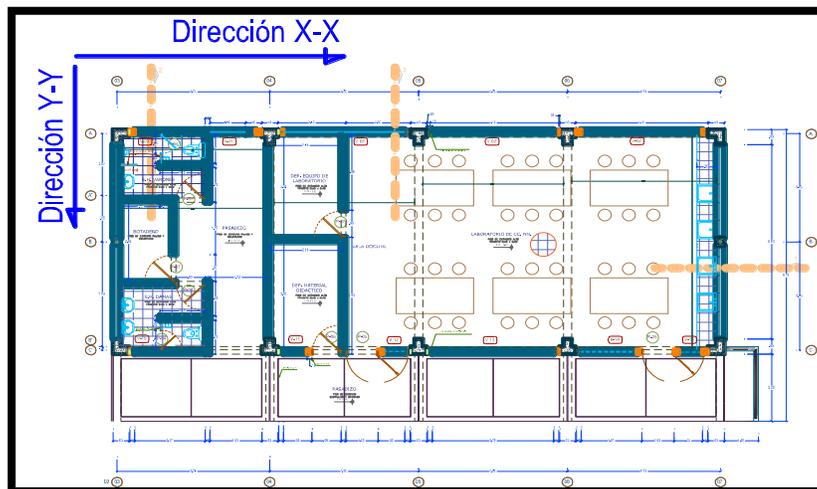


Figura N°32: Planta del módulo P1 (techo)

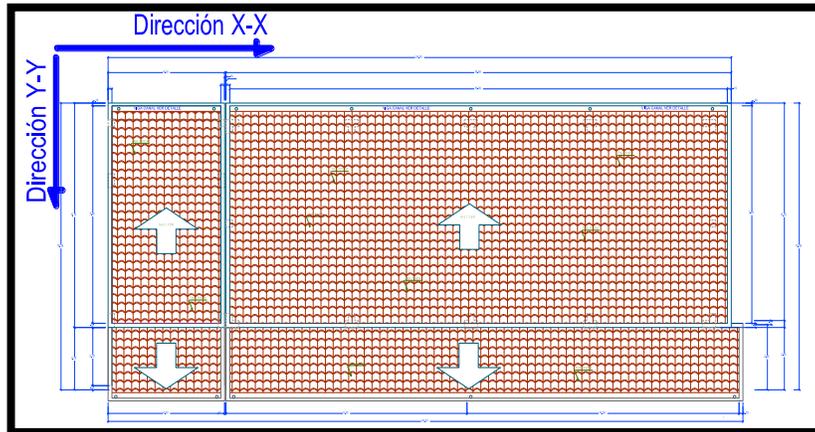
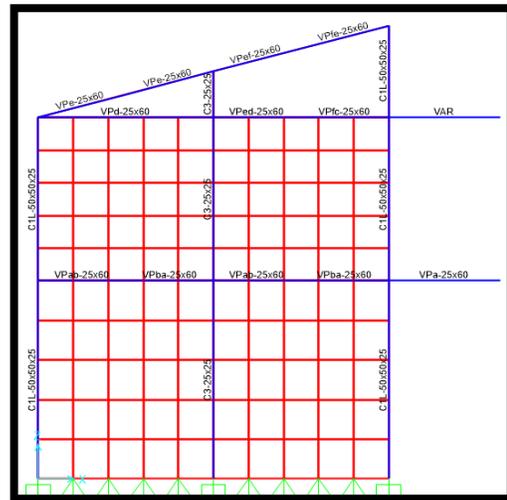


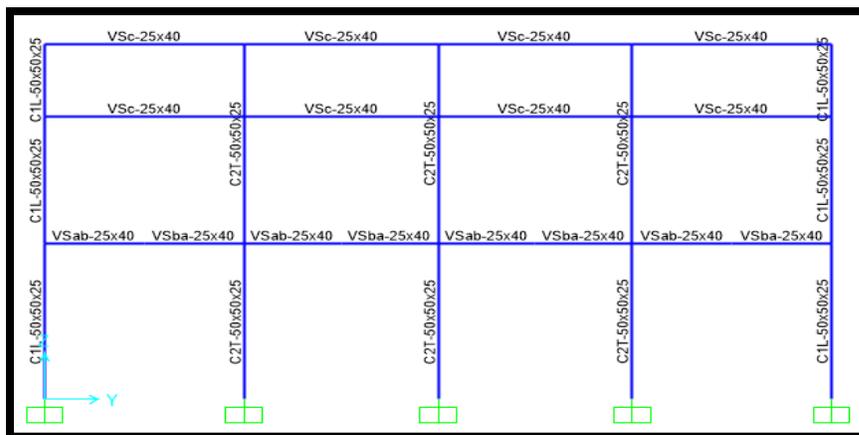
Figura N°33: Elevación del eje y distribución típica de secciones



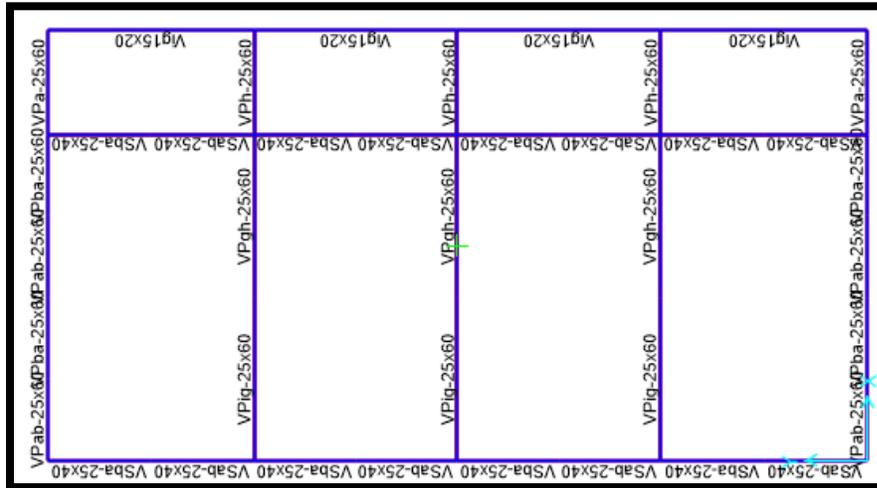
PORTICO 4, 5, 6



PORTICO 3 Y 7



PORTICO A (Vigas Secundarias)



Techo 1 (Vista en Planta)

#### 4.1.2. PROPIEDADES PARA EL MÓDULO P1:

Para el análisis del módulo en análisis se consideró las siguientes propiedades:

Tabla N°10: Propiedades de materiales del módulo P1

Resistencia del concreto	210 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto	$15000\sqrt{f_c} = 217,370.65$ kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson (u)	0.2
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm <sup>2</sup>
Peso por unidad de Volumen	2400 kg/m <sup>3</sup>

Únicamente para los muros de albañilería que interactúan en los ejes 3 y 7 se consideró  $f'_m=135$  kg/cm<sup>2</sup> y  $E=325000$  kg/cm<sup>2</sup>, debido a la regularidad de la estructura por tanto son los ejes más solicitadas a cargas de diseño, también mejorará la resistencia al cortante en la dirección X.

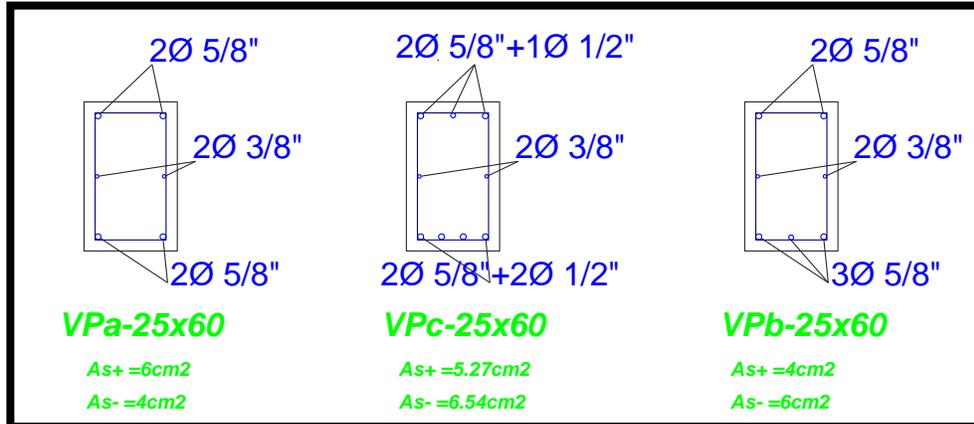
Para elegir las secciones de vigas y columnas que cumplan con la arquitectura planteada y el límite de deriva lateral (0.7%), impuesto por la Norma Técnica Peruana E-30 Art. 15.1., se modeló de acuerdo a las

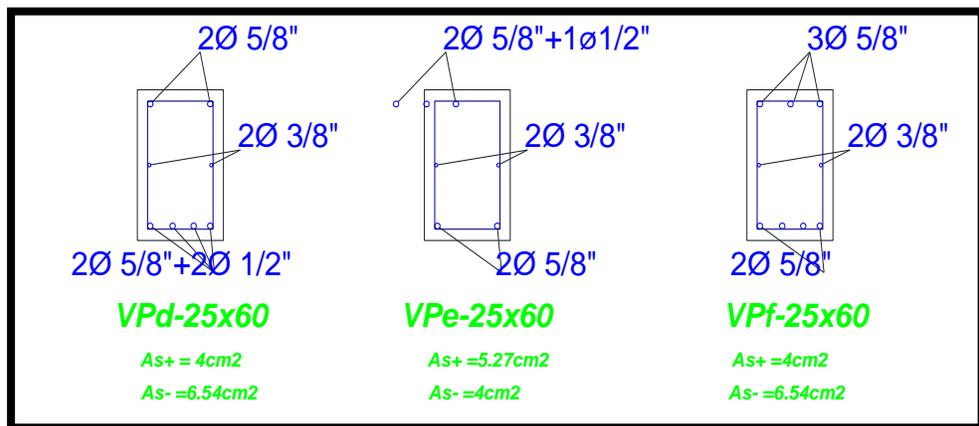
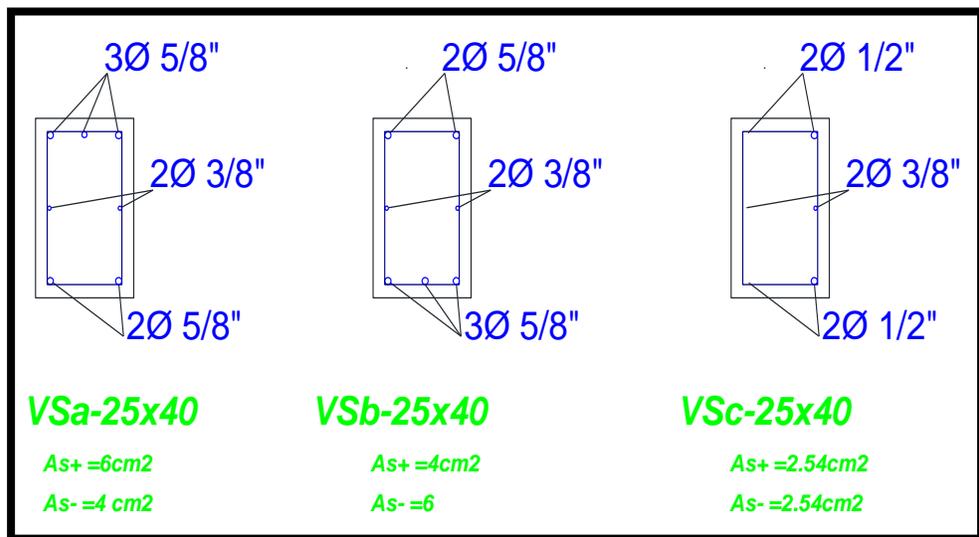
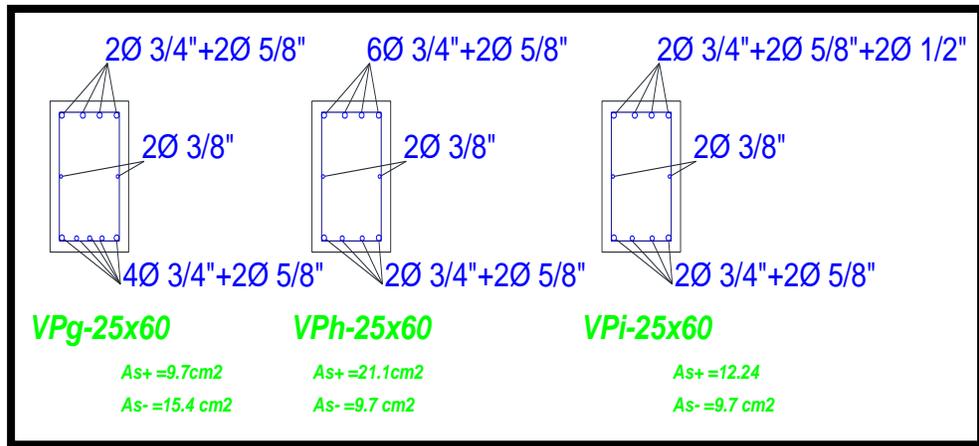
secciones ya construidas y que figuran en el plano estructural. La edificación es de TIPO REGULAR, ya que cumple las condiciones de la Norma E-030 (Ia e Ip)

Figura N°34: Cuadro de columnas del módulo P1

<b>Cuadro de Columnas</b>			
	C - 1	C - 2	C - 3
<b>bx</b>	0.50 X 0.50	0.50 X 0.50	0.25 X 0.25
<b>Acero</b>	4 Ø 5/8" + 8 Ø 3/4"	4 Ø 5/8" + 8 Ø 3/4"	6 Ø 5/8"
<b>Estribos</b>	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.
<b>Gráfico</b>			

Figura N°35: Distribución de vigas para el módulo P1





## 4.2. ANÁLISIS ELÁSTICO PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO

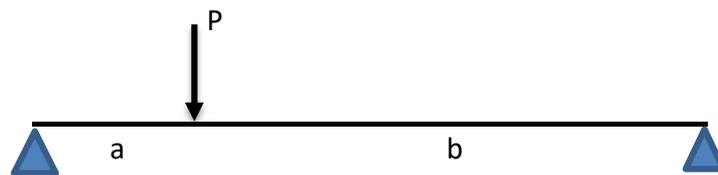
En el desarrollo de la presente tesis se ha utilizado el programa SAP 2000 V18 0.1., para la incorporación de los datos al programa se consideró un diafragma rígido con masas concentradas y de 3 GDL, además que en cada piso se consideró dos elementos ortogonales de traslación horizontal y uno de rotación, se tuvo presente la inercia efectiva de  $0.5 I$  para las secciones en vigas y  $0.7 I$  para las columnas por flexión. No se consideró la reducción de rigidez para la cortante porque las secciones transversales de vigas y columnas son amplias.

### 4.2.1. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Tabla N°11: Metrado de cargas para el módulo P1

carga muerta	C.E. (Kg/m <sup>2</sup> )	A.T (m)	carga (Kg/m)	
losa aligerada e=20	300.00	2.2375	671.25	rectangular
acabados	100.00	2.2375	223.75	rectangular
			895	
carga viva	C.E. (Kg/m <sup>2</sup> )	A.T (m)	carga (Kg/m)	
Corredores y pasadizos	400.00	2.2375	895.0	rectangular
			895.0	

Para el análisis se utilizó losas unidireccionales, se visualiza la carga distribuida en la siguiente imagen.



$$L = a + b$$

$$R_a + R_b = P \quad \dots\dots(1)$$

$$a * P = R_b * (a + b) \quad \dots\dots(2)$$

$$R_a = P - P * a / (a + b) \quad \dots\dots(3)$$

$$R_b = P - R_a$$

Se muestra el resumen de metrado de cargas del módulo P1, en el metrado se contó con el 100% de las cargas muertas, el 50% de las cargas y el 25% de la carga viva del techo.

PESO TOTAL ESTRUCTURA		
1° NIVEL	320.21	tn
2° NIVEL	223.57	tn

#### 4.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO

##### A. ANÁLISIS ESTÁTICO

El módulo P1 está considerado como una estructura de TIPO REGULAR ya que cumple con las condiciones de la norma E-030 (la e lp). Utilizaremos los valores de  $V_x$  y  $V_y$  para el factor escala.

Figura N°36: Análisis Estático del módulo P1

ANÁLISIS ESTÁTICO MÓDULO P1					
Z	0.35	Factor de Zona			
S	1.20	Factor de Suelo			
Tp	0.90	Periodo Definido por la plataforma del Espectro			
Rx	6.00	Dual	Ry	8	Pórticos
U	1.50	Edificaciones esenciales			
Tx	0.28		Ty	0.28	
Cx	2.50	$\leq 2.50$	Cy	2.50	$\leq 2.50$
Cx/Rx	0.417	$\geq 0.125$	Cy/Ry	0.313	$\geq 0.125$
Vx	142.74	ton	Vy	107.06	ton
Peso Total de la Estructura	543.78	ton			

##### B. ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico para el módulo P1 se realizará procedimientos de combinación espectral. El fin de este análisis será determinar la deriva lateral de la edificación.

Figura N°37: Análisis dinámico del módulo P1

<b>ANÁLISIS DINÁMICO MÓDULO P1</b>			
<b>ANÁLISIS DINÁMICO PARA EL SISMO EN EL EJE X</b>			
<b>Factor de zona (Z)</b>			0.35
<b>Factor de Importancia (U)</b>			1.50
<b>Coef. De Reducción (Rx)</b>			6.00
<b>EstructReg(1),Irreg(2)</b>			Regular
<b>Coef. De Reducción (Rx a usar)</b>			6.00
<b>Coefficiente representativo de las características del Suelo (S)</b>			1.20
<b>PARA EL SISMO EN EL EJE Y</b>			
<b>Factor de zona (Z)</b>			0.35
<b>Factor de Importancia (U)</b>			1.50
<b>Coef. De Reducción (Ry)</b>			8.00
<b>EstructReg(1),Irreg(2)</b>			Regular
<b>Coef. De Reducción (Ry a usar)</b>			8.00
<b>Coefficiente representativo de las características del Suelo (S)</b>			1.20

Tabla N°12: Participación de masas en los modos fundamentales de vibración

	Periodo	UX	UY
MODO	Segundos	% Masa	% Masa
1	0.633355	0.00%	88.89%
2	0.490696	0.00%	0.53%
3	0.47965	0.00%	2.88%
4	0.143402	0.02%	5.51%
5	0.140781	91.20%	0.00%
6	0.122001	0.05%	0.01%
7	0.109492	0.00%	0.00%
8	0.097525	0.00%	0.00%
9	0.097458	0.10%	0.00%

### 4.2.3. PROPIEDADES INERCIALES

Para determinar las propiedades inerciales se tendrá en cuenta las masas traslacionales para la dirección longitudinal y transversal, como también se toma en cuenta la inercia rotacional respecto al eje vertical en cada piso.

#### CÁLCULO DE LA MASA TRASLACIONAL (m)

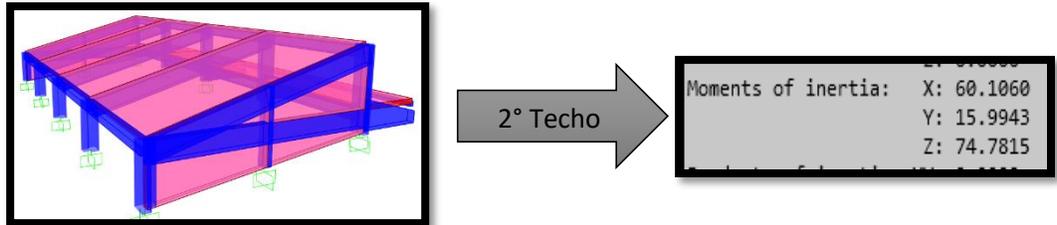
$$m = \frac{\text{peso total de la edificación (ton)}}{\text{aceleración de la gravedad } \left(\frac{m}{s^2}\right)}$$

#### CÁLCULO DE INERCIA ROTACIONAL DE CADA DIAFRAGMA

$$I_{rot} = \frac{Masa * (I_x + I_y)}{Area}$$

La masa traslacional y la inercia rotacional, las utilizaremos para el análisis estático no lineal – Pushover.

Se utilizó el programa Autocad3D para el cálculo de los momentos de inercia, como se muestra.



Nivel	Peso (ton)	Area (m2)	Ix (m4)	Iy (m4)	Mxy (ton-m)	Mrot (ton-m)
1	320.21	178.11	5,162.49	1,353.66	32.64	1,194.19
2	223.57	186.89	6,010.60	1,599.43	22.79	927.97

#### 4.2.4. ESPECTRO DE ANÁLISIS

Según la norma para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudos - aceleraciones dado por:

$$S_a = \frac{(ZUCS) * g}{R}$$

Para expresar este espectro se utilizaron 2 factores Sa vs T, por lo tanto, para el módulo P1 obtenemos el siguiente Pseudo espectro de aceleraciones:

Figura N°38: Espectros de Aceleraciones E030 X-X

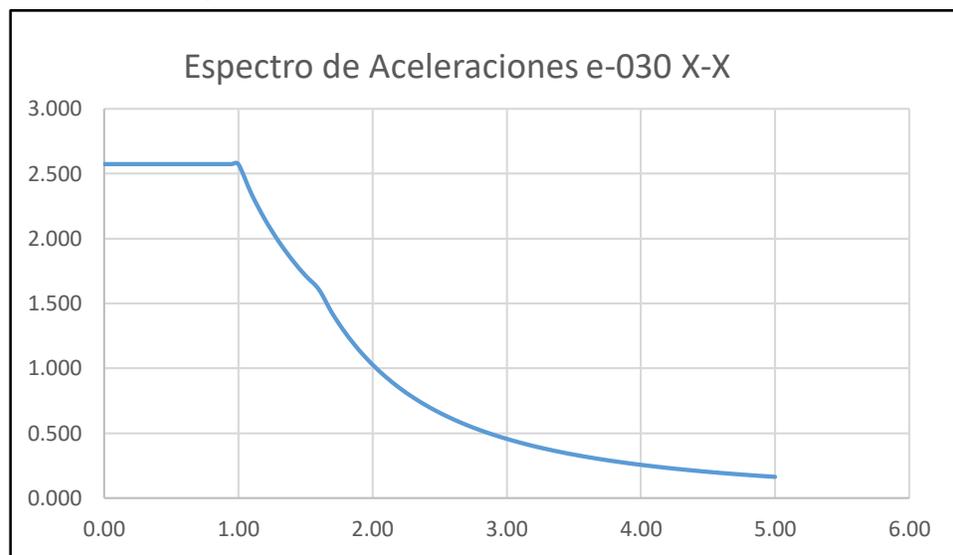
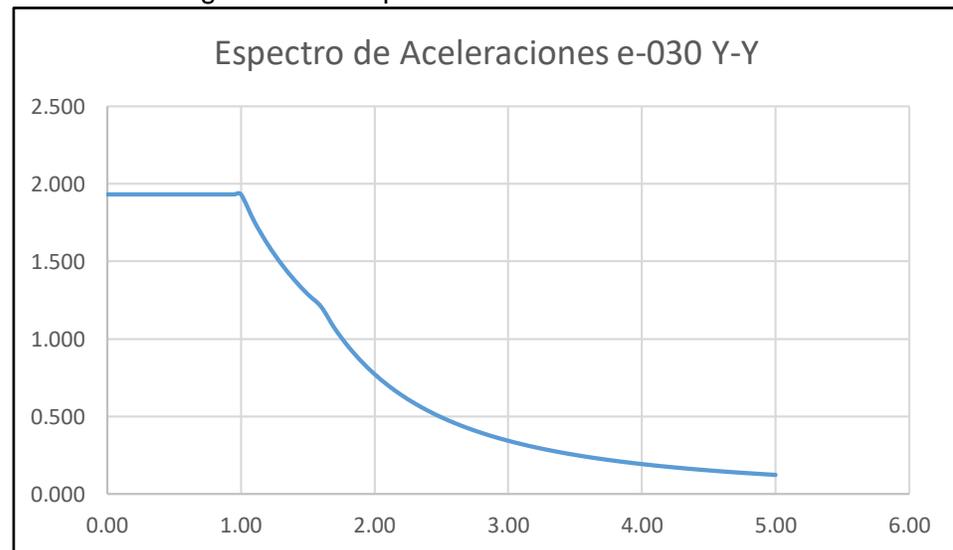


Figura N°39: Espectros de Aceleraciones E030 Y-Y



## 4.2.5. RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Tabla N°13: Desplazamientos del análisis dinámico dirección X-X

RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES - MODULO P1										
PROYECTO:										
NORMA TECNICA DE EDIFICACION : E-030										
SISTEMA ESTRUCTURAL : ALBAÑILERA R= 5.00 DIRECCION X										
: PORTICOS R= 8.00 DIRECCION Y										
Pórtico Eje 7										
DIRECCIÓN X										
Nº	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75x R	H piso	entrepiso (cm)	Distorsion obt	Distorsion Max	observ.
2	0.0015	0.0010	0.0005	5	3.75	4.42	0.188	<b>0.0004</b>	0.005	OK
1	0.0010	<b>0.0000</b>	0.0010	5	3.75	4.25	0.375	<b>0.0009</b>	0.005	OK

Tabla N°14: Desplazamientos del análisis dinámico dirección Y-Y

DIRECCIÓN Y										
Pórtico Eje 3										
0.001										
Nº	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75x R	H piso	entrepiso (cm)	Distorsion obt	Distorsion Max	observ.
2	0.0154	0.0100	0.0054	8	6.00	4.42	3.260	<b>0.0074</b>	0.007	NO
1	0.0100	<b>0.0000</b>	0.0100	8	6.00	4.25	5.980	<b>0.0141</b>	0.007	NO
0.014										
* Despla.obt. : Desplazamiento obtenido según análisis sísmico.										
* Despl.Max.Nor. : Desplazamiento Máximo permisible según Norma E-030.										
Nota: Los desplazamientos obtenidos son menores a los máximos permitidos, por lo que el análisis sísmico no es correcto.										

La máxima deriva lateral se produce en el segundo nivel de la edificación en la dirección longitudinal y su valor es cercano al límite propuesto por la norma (7.40/00).

## 4.2.6. FUERZAS INTERNAS PARA DISEÑO

Finalmente, las cortantes de diseño para el módulo P1.

Cortante Basal para Análisis		
Vx	114.19	tn
Vy	85.65	tn

## 4.3. DISEÑO

### 4.3.1. COMBINACIÓN DE CARGAS

#### A. COMBINACIÓN CONCRETO ARMADO

Cargas para el análisis de la estructura de concreto armado:

CM = Carga Muerta

CV= Carga Viva

CSx= Carga de Sismo en dirección x

CSy= Carga de Sismo en dirección y

CE= Empuje lateral de suelos

Combinaciones de cargas por resistencia:

$$U1 = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$U2 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSx}$$

$$U3 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{CSx}$$

$$U4 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSy}$$

$$U5 = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{CSy}$$

$$U6 = 0,9 \text{ CM} + \text{CSx}$$

$$U7 = 0,9 \text{ CM} - \text{CSx}$$

$$U8 = 0,9 \text{ CM} + \text{CSy}$$

$$U9 = 0,9 \text{ CM} - \text{CSy}$$

$$U10 = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} + 1,7 \text{ CE}$$

$$U11 = 0,9 \text{ CM} + 1,7 \text{ CE}$$

La edificación en estudio contempla con las combinaciones de carga nombradas para el diseño de sus elementos, por lo que con ayuda del programa SAP2000 se introducen los valores de cada elemento con la cantidad de acero de refuerzo respectivo.

## COLUMNA C1 MÓDULO P1

Izquierda ingreso del valor de acero de  $\varnothing 3/4"$ ; derecha ingreso de valor de acero de  $\varnothing 5/8"$ , de acuerdo al plano de estructuras

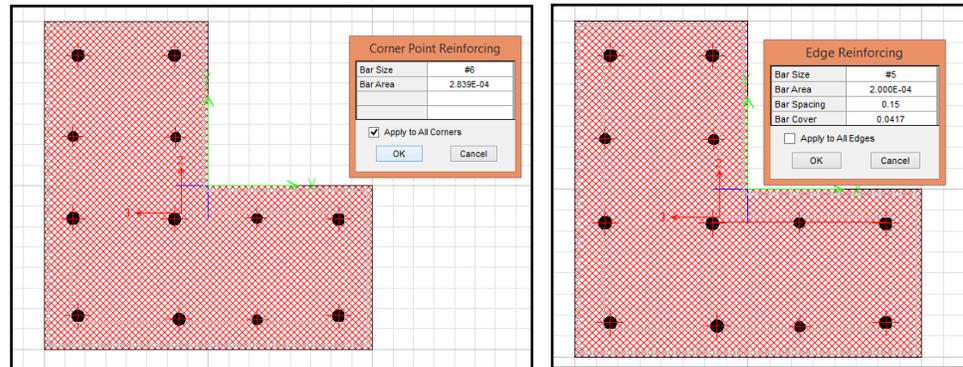
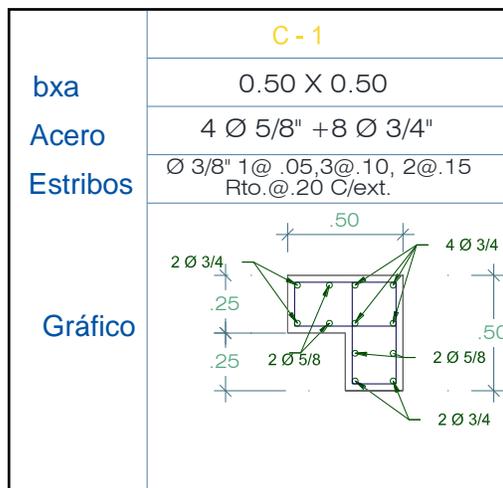


Figura N°40: Sección de la columna C1



### 4.3.2. DISEÑO DE VIGAS

Hallamos las respuestas (Momentos y Cortantes) de la estructura debidas a las combinaciones, con estas se construye la curva envolvente la cual representa los máximos valores de las respuestas, a partir de estos valores se halla el área de acero que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones.

Para definir la cuantía de acero en secciones estructurales del modelo Sap2000, tenemos que dividir las vigas para poder aplicar la cuantía de

acero correspondiente al diseño real de la estructura, como podemos apreciar en el caso de la Viga principal 101, en general poseen 2 varillas de acero  $\varnothing 5/8$ " en la base, pero en la parte superior varían de 2 varillas de  $\varnothing 5/8$ " (en los extremos de la viga) a 3 varillas de  $\varnothing 5/8$ " (parte central de la viga)

Por ende, la viga correspondiente al primer techo del eje 3, la definimos en dos tipos de vigas VP, los cuales poseen 4cm<sup>2</sup> de acero en los extremos y 6 cm<sup>2</sup> de acero en la parte central.

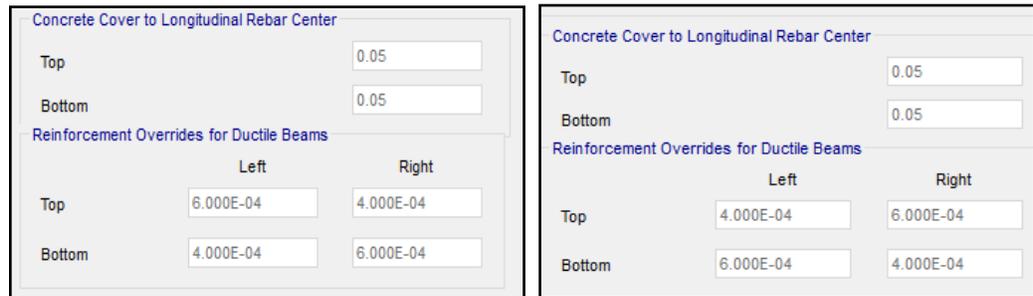
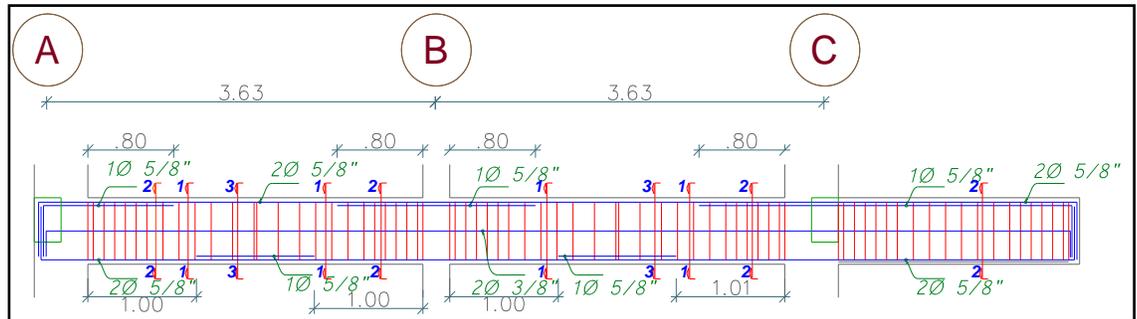


Figura N°41: Viga principal 101 (0.25 X 0.60), módulo P1



En el diseño por Cortante no predominaron las solicitaciones últimas, ni la capacidad relativa por corte y flexión, por lo que el diseño de los estribos estuvo gobernado por los criterios de confinamiento sísmico:

Estribos  $\varnothing 3/8$ "- 1@ .05, 5@ .10, 4@ .15, Rto @ .20 - Cada Extremo

### 4.3.3. DISEÑO DE COLUMNAS

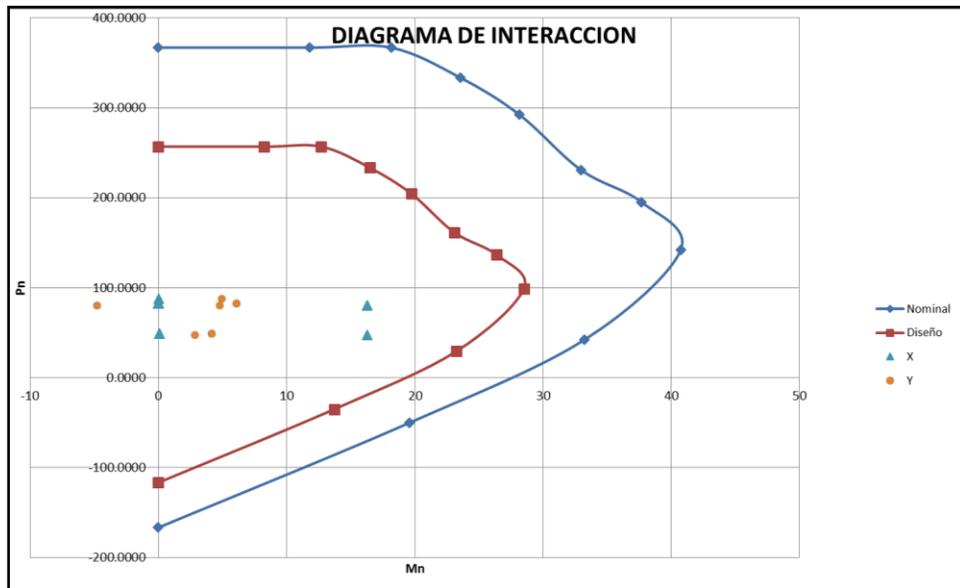
Se utilizó los diagramas de iteración para la verificación del acero en columnas, la norma peruana nos recomienda que la cuantía mínima de

acero en columnas sea de 1%, para librarse del congestionamiento de acero de refuerzo.

Tabla N°15: Valores de carga y momento resistentes de columna, extraídos de las combinaciones del SAP 2000

Combo	Columna C2-50x50x25-Modulo P1 (eje 4,5,6)			
	X		Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1°	88.05	0.019	88.05	4.967
2°	82.487	0.0495	82.487	6.095
3°	82.487	-0.0495	82.487	6.095
4°	80.527	16.272	80.527	-4.787
5°	80.527	16.272	80.527	4.787
6°	49.192	0.0815	49.192	4.176
7°	49.192	0.0815	49.192	4.176
8°	47.233	16.304	47.233	2.868
9°	47.233	16.304	47.233	2.868
10°	88.107	0.0019	88.107	4.967
11°	41.715	0.037	41.715	2.295
12°	88.107	0.0199	88.107	4.967

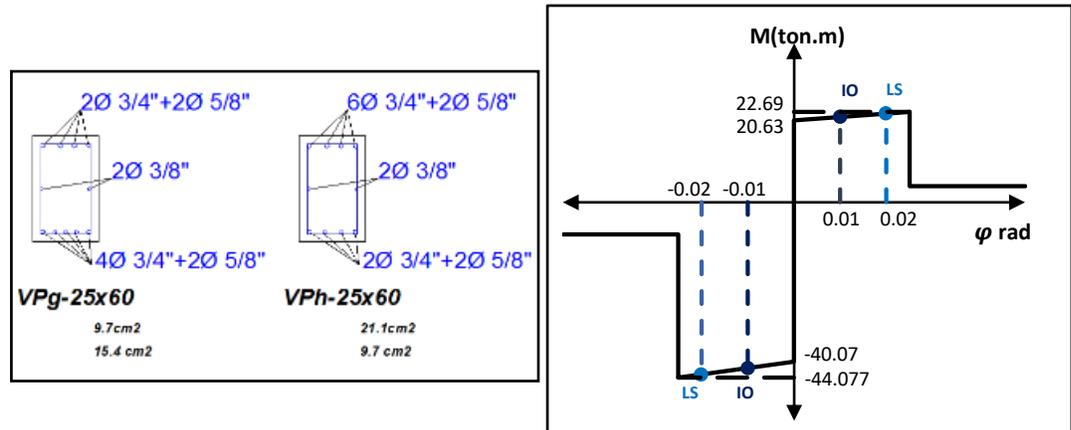
Figura N°42: Diagrama de interacción del 1er piso columna C2T



## 4.4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

### 4.4.1. MODELO INELÁSTICO - VIGAS

Figura N°43: Momento curvatura de la sección de viga VPgh

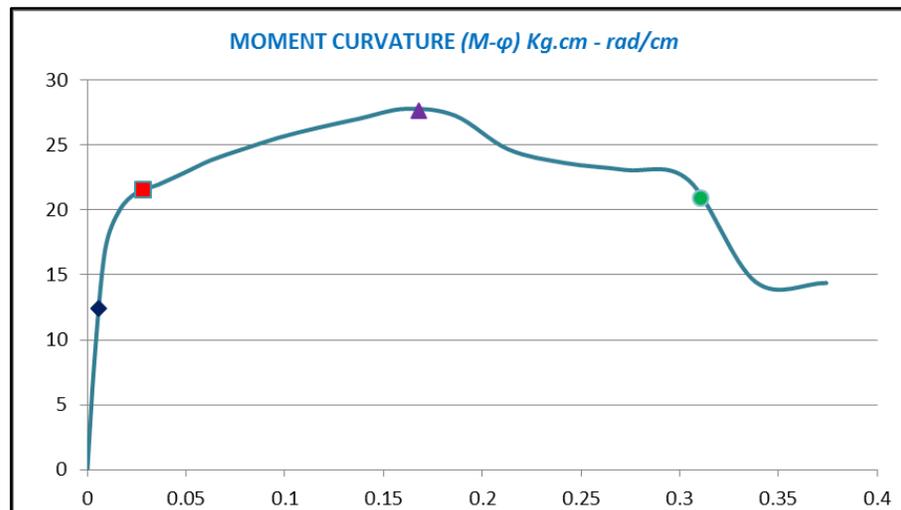


Para las columnas se usa un procedimiento similar, como ejemplo la columna C2T-Modulo P1.

Tabla N°16: Puntos del Diagrama momento - curvatura

Puntos del Diagrama Col C2T-50x50x25							
Fluencia		Servicio		Control de Daño		Último	
$\phi y'$	6.10E-03	$\phi y'$	2.81E-02	$\phi y'$	0.168	$\phi y'$	0.3104
My	12.3793	My	21.53	My	27.63	My	20.9231

Figura N°44: Diagrama momento – curvatura C2T



#### 4.4.2. MODELO INELÁSTICO ELEMENTOS BARRA (VIGA – COLUMNA)

La longitud relativa del nodo (intersección viga-columna) a cara de columnas ya que las rótulas plásticas se asignarán a cara de columnas en el programa SAP2000.

Figura N°45: Formación de rótulas plásticas

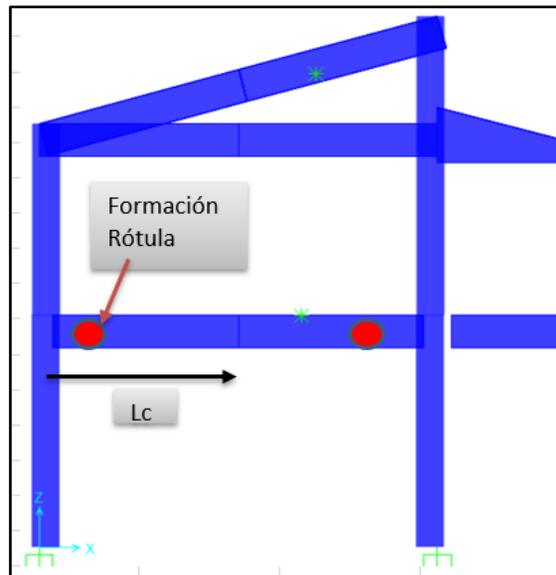


Tabla N°17: Longitudes de rotulas plásticas Primer Techo

LONGITUDES DE RÓTULA PLÁSTICA "Lp" (PRIMER TECHO)											
EJES	EJE A	EJE B	EJE C	Vol	Dist. Rel.	Lp (1)	Lc	fy	dbl	Lsp	Lp (2)
3	0.293	0.293	0.293		0.162	0.292	1.8125	420	ø5/8"	0.1467	0.293
4	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
5	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
6	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
7	0.293	0.293	0.293		0.162	0.292	1.8125	420	ø5/8"	0.1467	0.293
3 y 7				0.331	0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
4, 5, 6				0.360	0.157	0.360	2.3	420	ø3/4"	0.1760	0.352
EJE 3,4    EJE 4,5    EJE 5,6    EJE 6,7				VIGAS SECUNDARIAS							
A	0.336				0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A		0.331			0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A			0.331		0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A				0.336	0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C	0.336				0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C		0.331			0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C			0.331		0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C				0.336	0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293

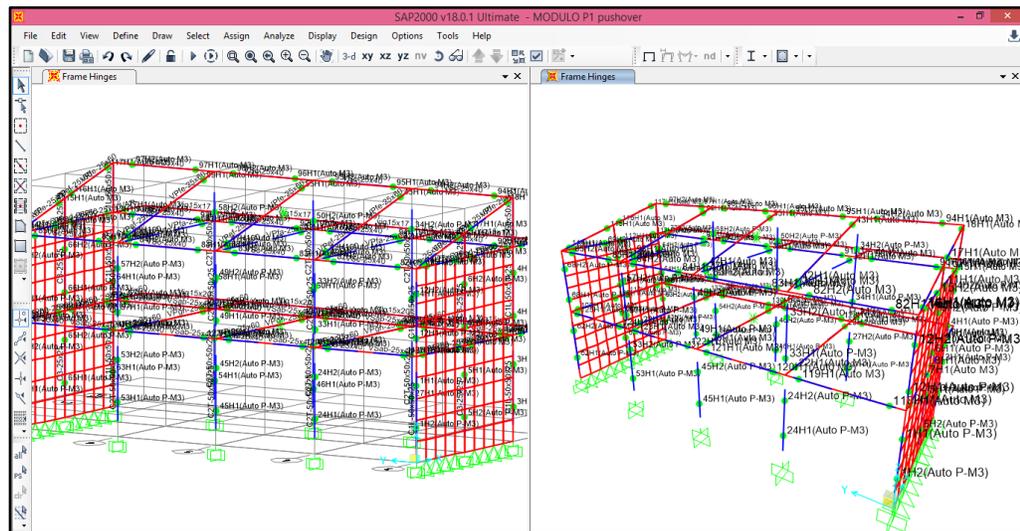
Tabla N°18: Longitudes de rótulas plásticas Segundo Techo

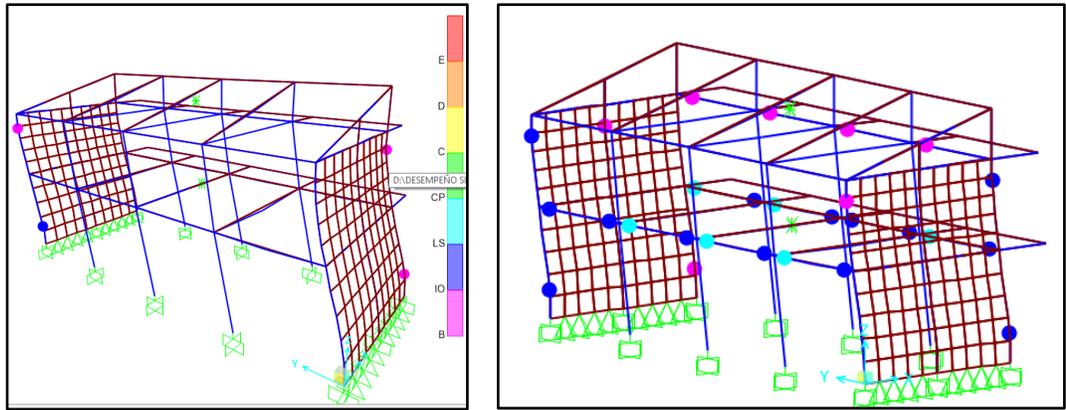
LONGITUDES DE RÓTULA PLÁSTICA "Lp" (SEGUNDO TECHO VIGAS PRINCIPALES)											
EJES	EJE A	EJE B	EJE C	Vol	Dist. Rel.	Lp (1)	Lc	fy	dbl	Lsp	Lp (2)
3	0.293	0.293	0.293		0.162	0.292	1.8125	420	ø5/8"	0.1467	0.293
4	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
5	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
6	0.466		0.466		0.129	0.466	3.625	420	ø3/4"	0.1760	0.352
7	0.293	0.293	0.293		0.162	0.292	1.8125	420	ø5/8"	0.1467	0.293
3 y 7				0.331	0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
4, 5, 6				0.360	0.157	0.360	2.3	420	ø3/4"	0.1760	0.352
EJE 3,4				EJE 4,5	EJE 5,6	EJE 6,7	VIGAS SECUNDARIAS				
A	0.336				0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A		0.301			0.131	0.301	2.3	420	ø1/2"	0.1173	0.235
A			0.331		0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A				0.336	0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C	0.336				0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C		0.331			0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C			0.331		0.144	0.331	2.3	420	ø5/8"	0.1467	0.293
C				0.336	0.142	0.336	2.3625	420	ø5/8"	0.1467	0.293
A				B	C	VOL	VIGAS INCLINADAS				
3 Y 7	0.297				0.158	0.297	1.8789	420	ø5/8"	0.1467	0.293
4,5,6,7		0.447			0.119	0.447	3.7578	420	ø5/8"	0.1467	0.293

Tabla N°19: Longitudes de rotulas plásticas en columnas de primer y segundo piso

columnas 1° nivel			columnas 2° nivel		
Lc	2.125	h=	Lc	1.75	h=
Lsp superior	0.6	4.25	Lsp superior	0.6	3.5
0.08*Lc	0.17		0.08*Lc	0.14	
Lp superior	0.77		Lp superior	0.74	
Dist. Rel.Sup	0.82		Dist. Rel.Sup	0.79	
Lc	2.125	h=	Lc	1.75	h=
Lsp inferior	0.9	4.25	Lsp inferior	0.1	3.5
0.08*Lc	0.17		0.08*Lc	0.14	
Lp inferior	1.07		Lp inferior	0.24	
Dist. Rel.Inf	0.25		Dist. Rel.Inf	0.07	

Figura N°46: Rótulas plásticas en el módulo P1





Cantidad de rotulas asignadas:

Número de rotulas P1	
Vigas	56
Columnas	48
<b>Total</b>	<b>104</b>

#### 4.5. ANÁLISIS PUSHOVER

Para el análisis estático no lineal – Pushover es importante conocer la curva de capacidad, para lo cual se utilizó el programa SAP2000. Se tuvo en cuenta la participación de cargas gravitacionales para el análisis, como también el patrón de cargas que corresponden a la forma de los modos en cada uno de las direcciones. Para realizar el análisis es necesario definir adecuadamente cada uno de los elementos de la estructura tales como: características geométricas, los materiales del concreto armado y los refuerzos.

Tabla N°20: Factores de participación modal

Factores de participacion modal Dir XX					
Nivel	Masa	$\phi_{i,j}$	Amplitud $\phi$ Modo 1		$\alpha$
piso 1	32.641	0.642	$\phi_1=$	0.1241	1
piso 2	22.790	1.000	$\phi_2=$	0.1934	<b>0.952</b>
	PFj=	0.629	Tj=	0.1408	
Factores de participacion modal Dir YY					
Nivel	Masa	$\phi_{i,j}$	Amplitud $\phi$ Modo 5		$\alpha$
piso 1	32.641	0.636	$\phi_1=$	0.12	1
piso 2	22.790	1.000	$\phi_2=$	0.1887	<b>0.951</b>
	PFj=	0.633	Tj=	0.6334	

PUSH Dir X	
F1	54.69 tn
F2	59.51 tn
	114.19

PUSH Dir Y	
F1	40.82 tn
F2	44.82 tn
	85.65

Adicionalmente se realizó el cálculo de las coordenadas X1, Y1, Z, donde se aplicarán las cargas Fx y Fy de los cuadros anteriores.

**EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL:**

Distancia		Excentricidad				
x	y	ex	ey	x1	y1	Z
4.775	9.325	0.9325	0.4777	5.7075	8.8473	4.25
5.0349	9.325	0.9325	0.4777	5.9674	8.8473	8.67

Figura N°47: Izquierda: distribución de Fx en dirección longitudinal, derecha: distribución de Fy en dirección transversal

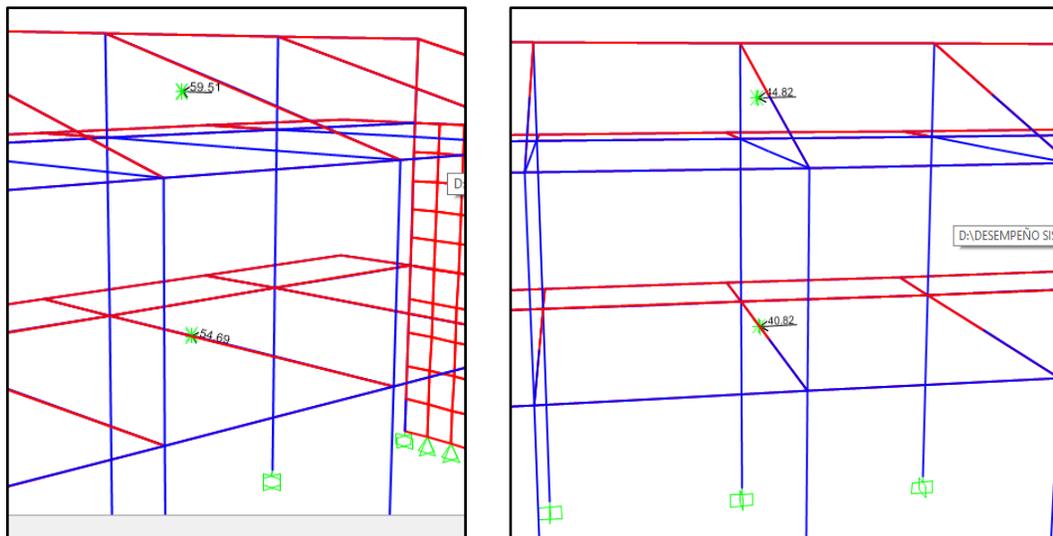


Figura N°48: Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección X-X

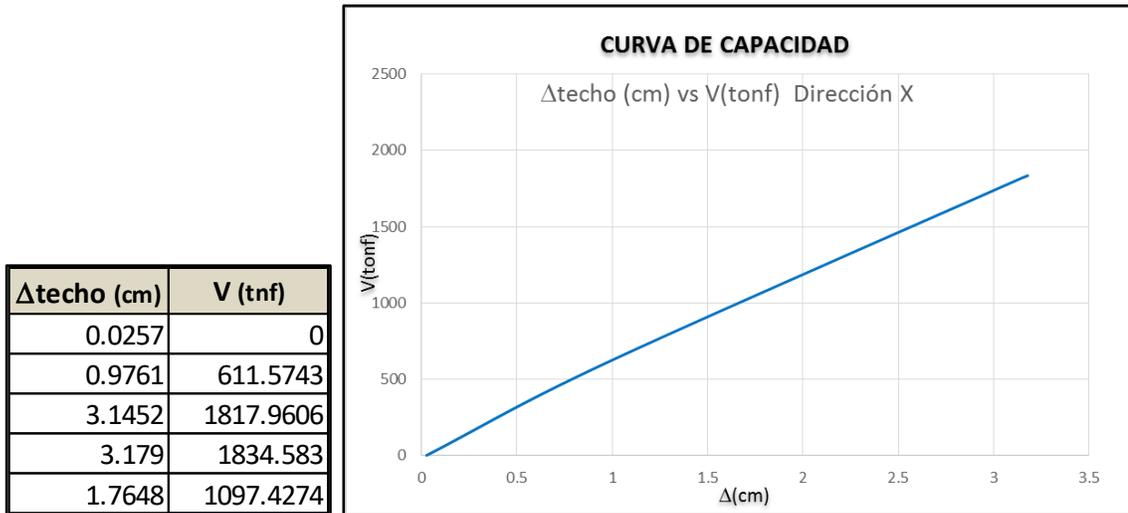
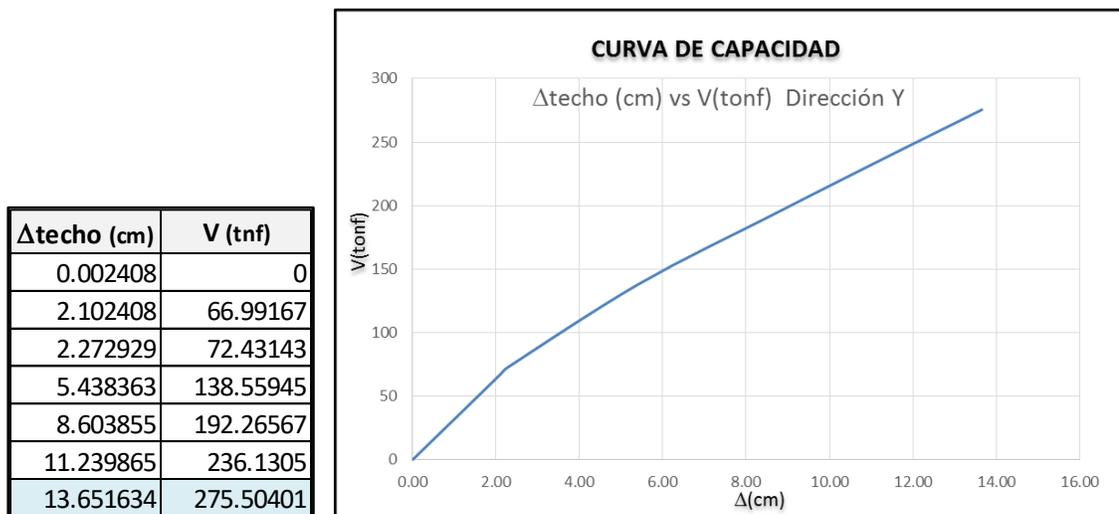


Figura N°49: Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección Y-Y



#### 4.5.1. ESPECTRO DE DEMANDA

Para la construcción de los Espectros de Capacidad, en cada una de las direcciones de interés, se han elaborado los siguientes cuadros que muestran las transformaciones hechas:

Tabla N°21: Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección X-X

<b>Dirección X-X</b>				<b>Dirección X-X</b>	
$\Delta_{techo}$ (cm)	V (tnf)	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$		Sd (cm)	Sa
0.0257	0	$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$	PF1= 0.629 α1= 0.952 W= 543.78 tonf	0.04085602	0
0.9761	611.5743			1.55173382	1.18083276
3.1452	1817.9606			5.00001353	3.51013348
3.179	1834.583			5.05374634	3.54222815
1.7648	1097.4274			2.80555255	2.11892197

Tabla N°22: Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección Y-Y

<b>Dirección eje Y-Y</b>				<b>Dirección eje Y-Y</b>	
$\Delta_{techo}$ (cm)	V (tnf)	$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$		Sd (cm)	Sa
0.002408	0	$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$	PF1= 0.6334 α1= 0.951 W= 543.78 tonf	0.00382807	0
2.102408	66.99167			3.34225755	0.12934807
2.272929	72.43143			3.61333961	0.13985121
5.438363	138.55945			8.6455197	0.26753174
8.603855	192.26567			13.677792	0.37122816
11.239865	236.1305			17.8683318	0.45592274
13.651634	275.50401			21.7023892	0.53194544

Figura N°50: Espectro de Capacidad X-X

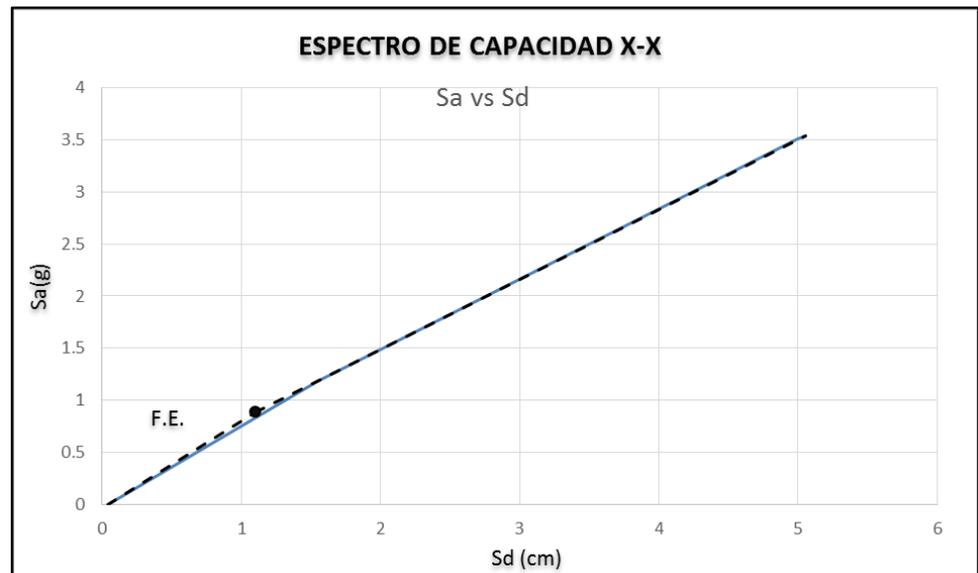
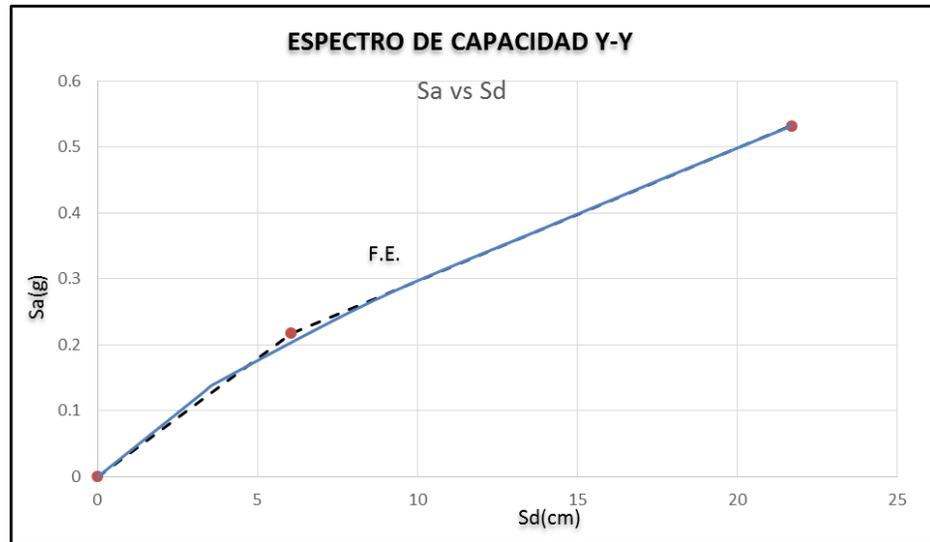


Figura N°51: Espectro de Capacidad Y-Y



De los Gráficos N°47 y N°48, los cuales representan los espectros de capacidad en las direcciones X e Y, los cuales muestra que la estructura en la dirección X manifiesta mayor rigidez al inicio y después del periodo elástico la rigidez declina más rápido a comparación de la dirección Y.

En los gráficos de los espectros de capacidad se muestra los PUNTOS DE FLUENCIA que limita el rango elástico del inelástico para cada dirección de la estructura.

#### 4.5.2. ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda fue obtenido con base a los requerimientos de norma E-030, y fueron determinados tanto para la dirección X-X y la dirección Y-Y.

Figura N°52: Espectro de demanda elástico con  $\beta=5.00\%$  (Formato: Aceleración espectral-Periodo)

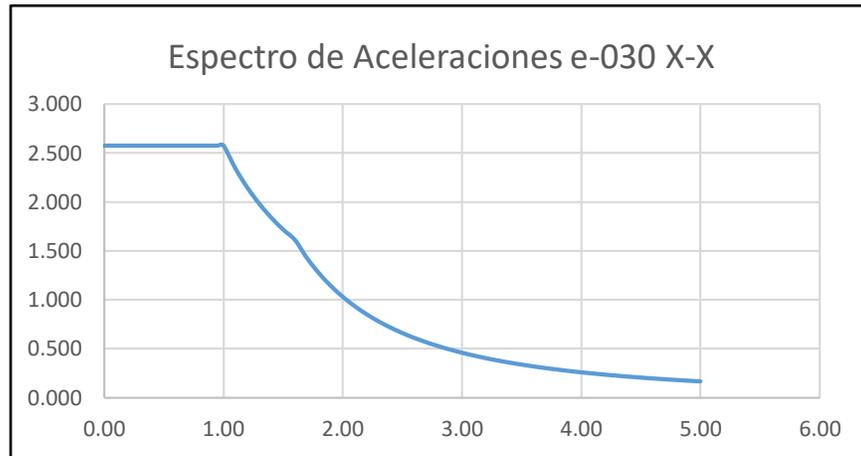
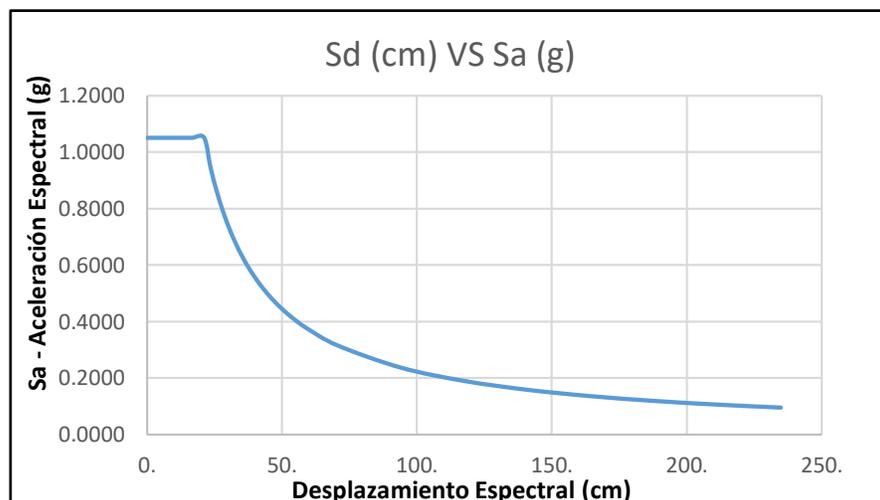


Figura N°53: Espectro de demanda elástico con  $\beta=5.00\%$  (Formato: Aceleración espectral-Desplazamiento espectral)



Para la determinación del espectro de demanda se tuvo en cuenta los siguientes parámetros:

<b>Z</b>	0.35	Factor zona 3.
<b>U</b>	1	Factor de uso, se consideró la unidad por tratarse de una evaluación mas no de un diseño.
<b>S</b>	1.2	Tipo de suelo.

No se consideró el factor "R", porque el proceso de reducción del espectro elástico se hará en la determinación del punto de desempeño.

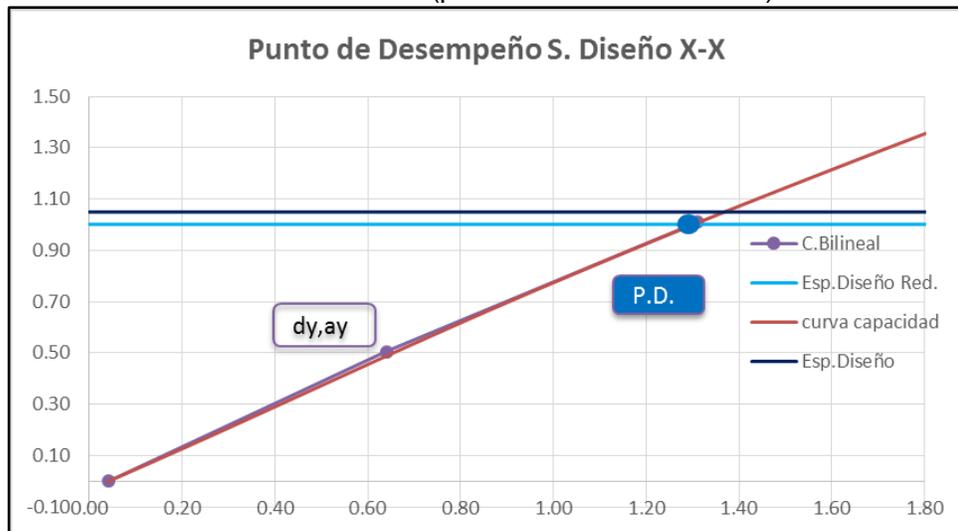
### 4.5.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

#### MÓDULO P1 (SISMO DE DISEÑO)

Se utilizó el método propuesto por el ATC-40 para la evaluación del desempeño sísmico, a continuación, se muestran los resultados del análisis de la estructura que se realizó en la dirección X e Y. La estructura del módulo P1 se catalogó de tipo B, ya que se no presenta daños importantes para un sismo de larga duración. Se consideró factores de reducción  $R_a=0.95$  y  $R_v=0.97$  para la dirección X, y para la dirección Y se tiene  $R_a=0.33$  y  $R_v=0.50$ , en el proceso iterativo.

#### EN LA DIRECCIÓN X:

Figura N°54: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).

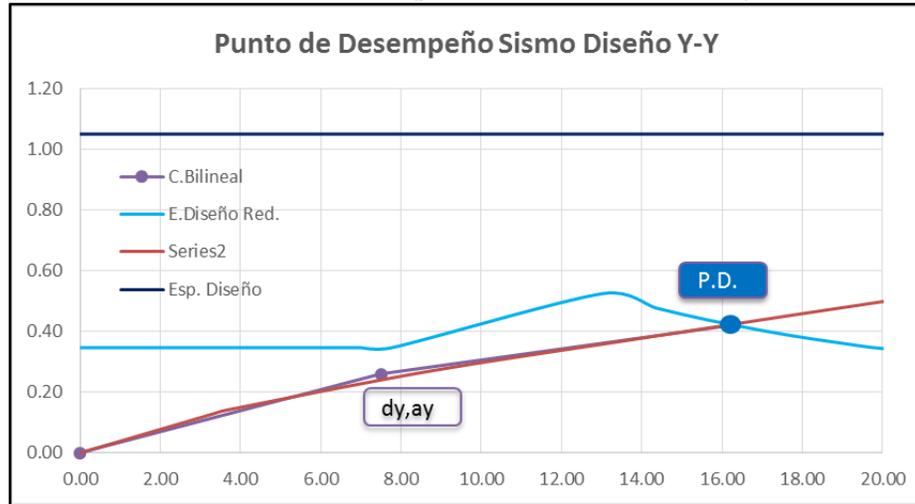


Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Diseño para la dirección X-X.

S. Diseño X	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0409	0
$(d_y, a_y)$	0.640	0.505
Pto. Desep.	1.310	1.010

## EN LA DIRECCIÓN Y:

Figura N°55: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)



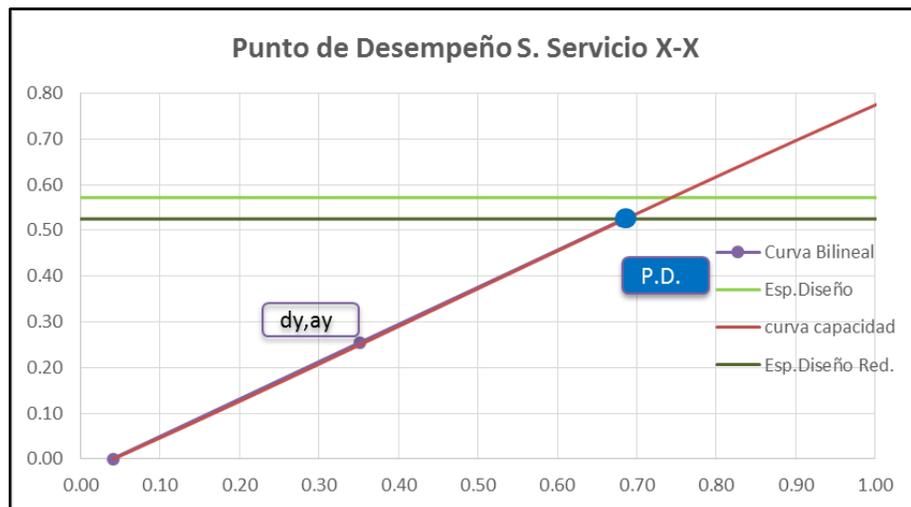
Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Diseño para la dirección Y-Y.

S. Diseño Y-Y	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.003828	0
(dy, ay)	7.50	0.25910
Pto. Desep.	16.31	0.4230

## MÓDULO P1 (SISMO DE SERVICIO)

### EN LA DIRECCIÓN X:

Figura N°56: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).

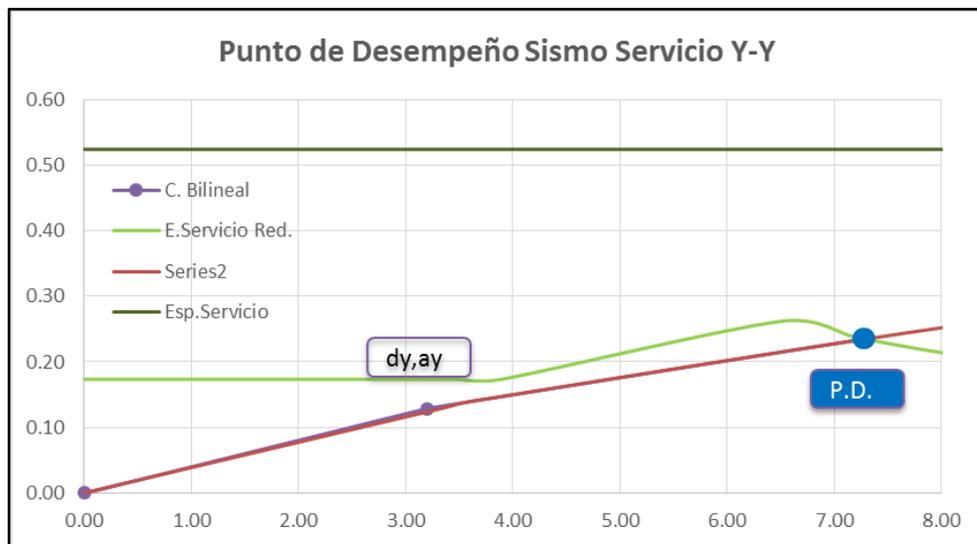


Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección X-X.

S. Servicio	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.040856	0
(dy,ay)	0.352	0.255
Pto. Desep.	0.680	0.521

**EN LA DIRECCIÓN Y:**

Figura N°57: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40).



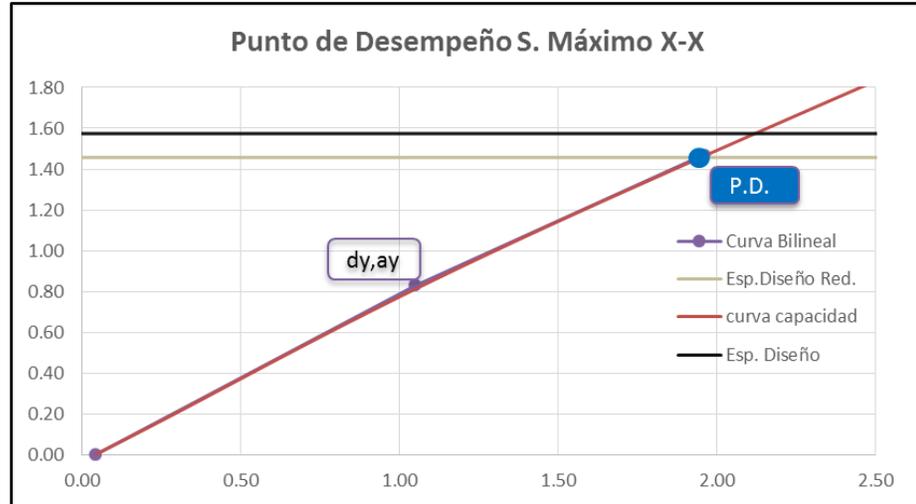
Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección Y-Y.

S. Servicio	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.003828	0
(dy,ay)	3.20	0.12850
Pto. Desep.	7.30	0.2350

## MÓDULO P1 (SISMO MÁXIMO)

### EN LA DIRECCIÓN X:

Figura N°58: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).



Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección X-X.

S. Máximo	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0409	0
(dy,ay)	1.050	0.831
Pto. Desep.	1.960	1.470

### EN LA DIRECCIÓN Y:

Figura N°59: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal Y-Y (por el método del ATC40).



Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección X-X.

S. Máximo	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.00	0
(dy,ay)	7.67	0.26200
Pto. Desep.	21.00	0.51980

## INTITUCIÓN EDUCATIVA N°430 ROSA DE LOS ÁNGELES

### 4.6. ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DEL MÓDULO

#### 4.6.1. DESCRIPCIÓN DEL MÓDULO

La presente tesis realiza el estudio del módulo A1 de dos niveles de la I.E Rosa de los Ángeles del Anexo de Azapampa, el modulo está estructurado por pórticos y muros estructurales.

Figura N°60: Elevación - arquitectura del módulo A1



El módulo A1, está ubicada en el distrito de Chilca, provincia de Huancayo, departamento Junín. En el terreno de la edificación según el estudio de mecánica de suelos predomina arcillas limosas (CL),. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 4.72 m.

#### MÓDULO P1

La planta tiene 5 paños de longitud 3.55m en la dirección longitudinal X, 3 paños de longitud variable en la dirección transversal Y, siendo 3.5 m entre

el eje 4 y 3.55m entre los ejes 2 y 1. Esto hace un área total de 197 m<sup>2</sup> en planta.

Figura N°61: Modulación de la estructura del módulo A1

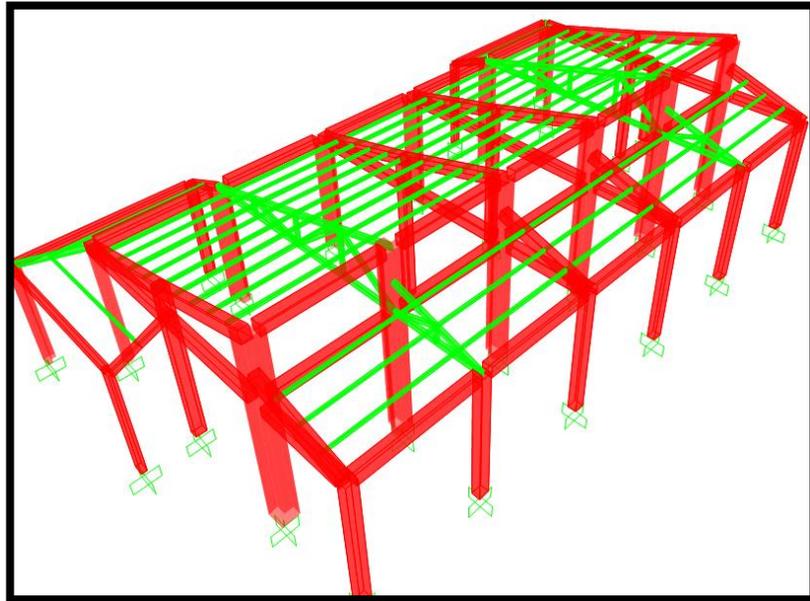


Figura N°62: Planta del módulo A1 (1er piso)

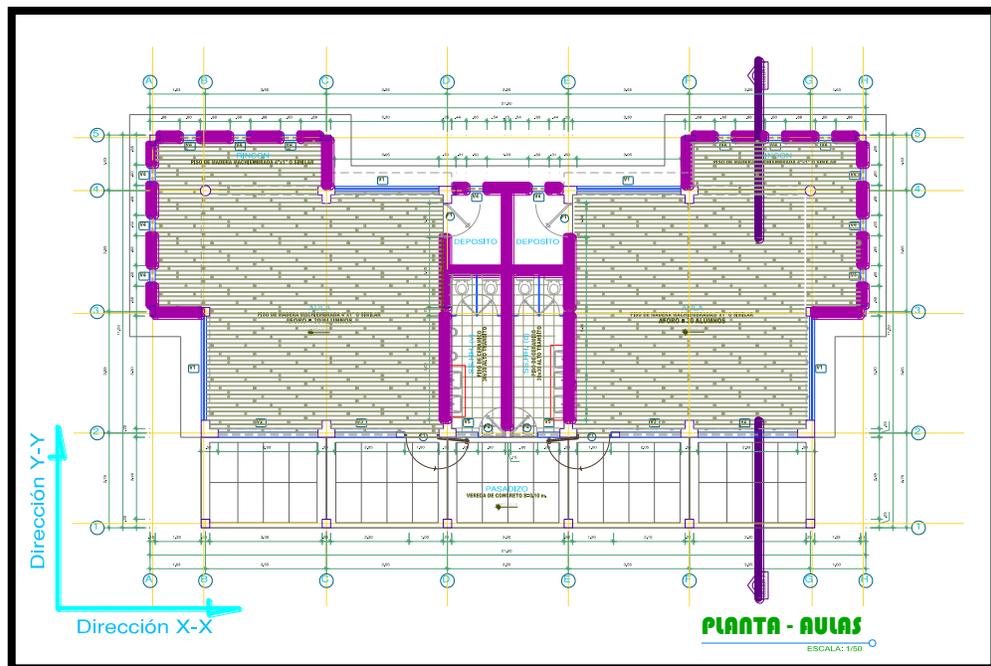
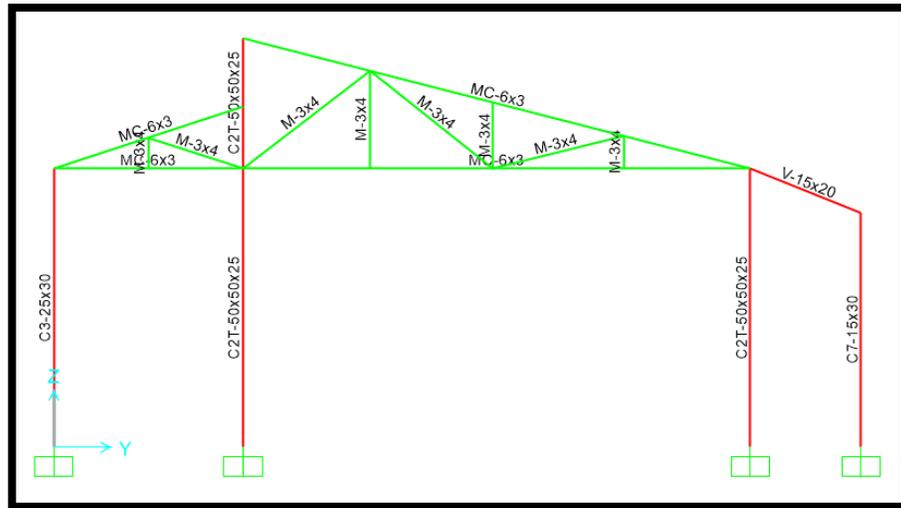
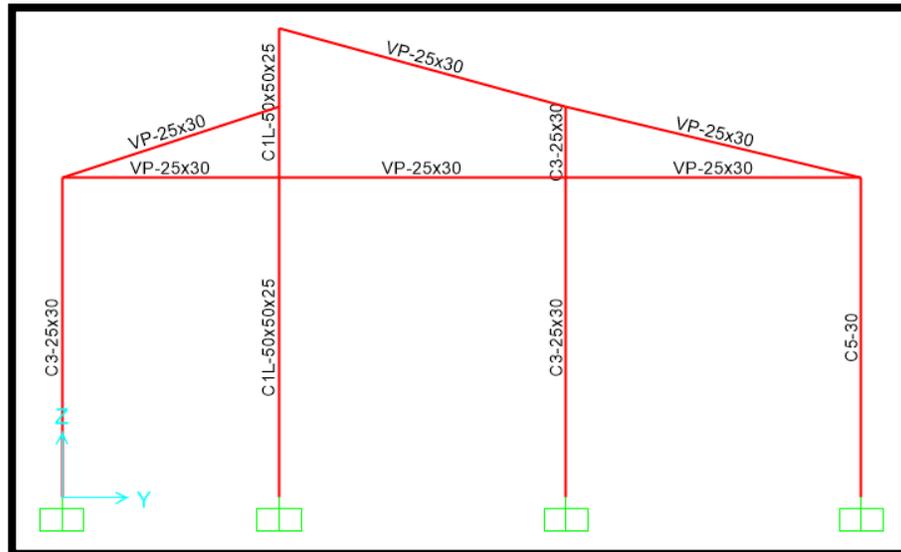


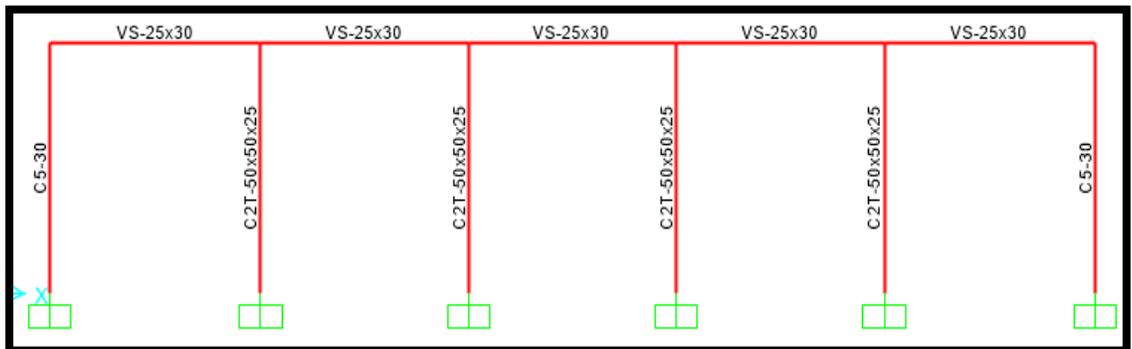
Figura N°63: Elevación de ejes y distribución típica de secciones



PORTICO F Y C



PORTICO B, H, D y E

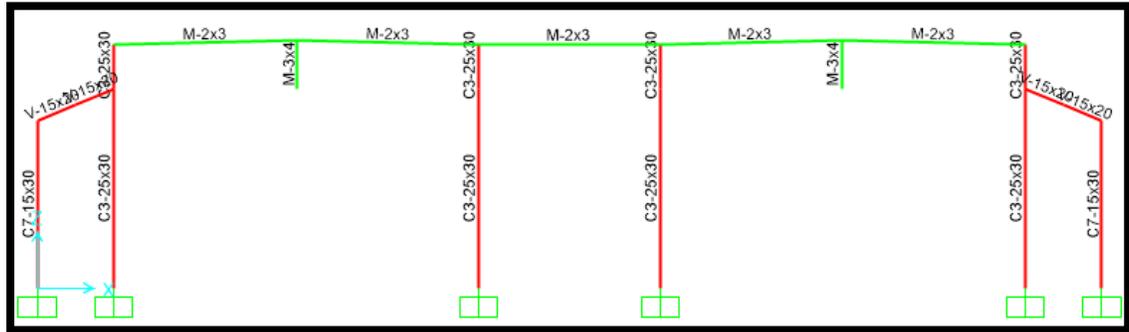


PORTICO 4 (Vigas Secundarias)

### PORTICO 4 (Vigas Secundarias)



PORTICO 2 (Vigas Secundarias)



PORTICO 3 (Vigas Secundarias)

#### 4.6.2. PROPIEDADES PARA EL MÓDULO P1:

Para el análisis del módulo en análisis se consideró las siguientes propiedades:

Tabla N°23: Propiedades de materiales del módulo A1

Resistencia del concreto	210 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto	$15000\sqrt{f_c} = 217,370.65$ kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson (u)	0.2
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm <sup>2</sup>
Peso por unidad de Volumen	2400 kg/m <sup>3</sup>

Para elegir las secciones de vigas y columnas que cumplan con la arquitectura planteada y el límite de deriva lateral (0.7%), impuesto por la Norma Técnica Peruana E-30 Art. 15.1., se modeló de acuerdo a las secciones ya construidas y que figuran en el plano estructural.

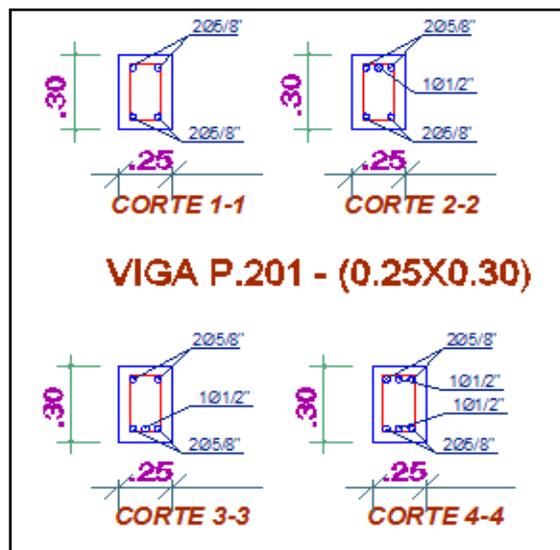
Figura N°64: Cuadro de columnas del módulo A1

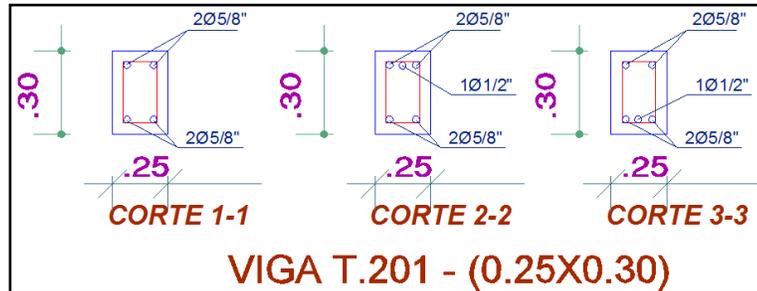
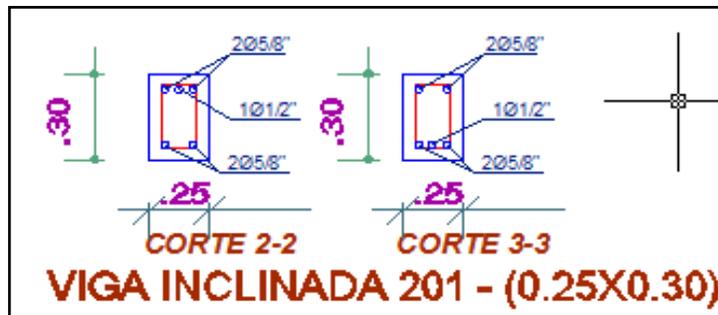
	C-1	C-2	C-3	C-4
<b>bx</b>	0.50 X 0.50	0.50 X 0.50	0.25 X 0.30	0.15 X 0.15
<b>Acero</b>	4 Ø 5/8" + 8 Ø 3/4"	4 Ø 5/8" + 8 Ø 3/4"	6 Ø 5/8"	4 Ø 3/8"
<b>Estribos</b>	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 1/4" 1@ .10, Rto. @ .20 C/ext.
<b>Gráfico</b>				

C-5	C-6	C-7
R=0.15	0.30 X 0.30	0.15 X 0.30
6 Ø 1/2"	8 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"
Ø 3/8" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 1/4" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.	Ø 1/4" 1@ .05, 3@ .10, 2@ .15 Rto. @ .20 C/ext.

Figura N°65: Distribución de vigas para el módulo A1





#### 4.7. ANÁLISIS ELÁSTICO PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO

En el desarrollo de la presente tesis se ha utilizado el programa SAP 2000 V18 0.1., para la incorporación de los datos al programa se consideró un diafragma rígido con masas concentradas y de 3 GDL, además que en cada piso se consideró dos elementos ortogonales de traslación horizontal y uno de rotación, se tuvo presente la inercia efectiva de  $0.5 I$  para las secciones en vigas y  $0.7 I$  para las columnas por flexión. No se consideró la reducción de rigidez para la cortante porque las secciones transversales de vigas y columnas son amplias.

#### 4.7.1. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

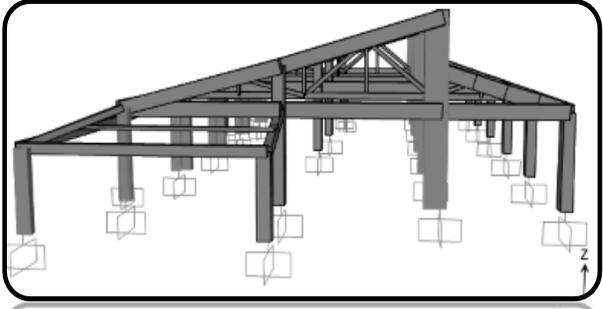
Tabla N°24: Metrado de cargas para el módulo A1

Tabiquería Eje B entre 1 y 2		Triangular			
ESPESOR MURO	ALTURA	PESO x m3	Largo	C. Punt. (Kg)	C. Dist. (Kg/m)
0.15	0.54	1800	2.35		145.8
Tabiquería Eje B entre 2 y 3		rectangular			
ESPESOR MURO	ALTURA	PESO x m3	Largo	C. Punt. (Kg)	C. Dist. (Kg/m)
0.15	0.76	1800	3.3		205.2
Tabiquería Eje B entre 2 y 3		Triangular			
ESPESOR MURO	ALTURA	PESO x m3	Largo	C. Punt. (Kg)	C. Dist. (Kg/m)
0.15	0.75	1800	3.3		202.5
Tabiquería Eje B entre 2 y 3		Triangular			
ESPESOR MURO	ALTURA	PESO x m3	Largo	C. Punt. (Kg)	C. Dist. (Kg/m)
0.15	0.74	1800	3.1		199.8
Tabiquería Eje 2		entre B y G			
ESPESOR MURO	ALTURA	PESO x m3	Largo	C. Punt. (Kg)	C. Dist. (Kg/m)
0.15	0.86	1800	15.25		232.2

En este caso observamos el tipo de distribución de cargas ya que los muros de albañilería son únicamente para tabiquería móvil (rectangular o triangular)

Del metrado de cargas podemos obtener el siguiente cuadro resumen para el módulo aulas, en el cual se considera 100% cargas muertas más el 50% cargas vivas y el 25% de la carga viva de techo.

Resumen - CARGAS		
Carga	Peso (ton)	
CM	67.67	se considero + 1/2 entrepiso superior
CVT	18.18	
PESO TOTAL ESTRUCTURA +25%CVT		
1° NIVEL	72.22	tn



## 4.7.2. ANÁLISIS SÍSMICO

### A. ANÁLISIS ESTÁTICO

Figura N°66: Análisis Estático del módulo A1

ANÁLISIS ESTÁTICO AULAS - ROSA DE LOS ANGELES					
Z	0.35	Factor de Zona			
S	1.20	Factor de Suelo			
Tp	0.90	Periodo Definido por la plataforma del Espectro			
Rx	8.00	Pórticos	Ry	8	Pórticos
U	1.50	Edificaciones esenciales			
Tx	0.28		Ty	0.28	
Cx	2.50	≤2.50	Cy	2.50	≤2.50
Cx/Rx	0.313	≥0.125	Cy/Ry	0.313	≥0.125
Vx	14.22	ton	Vy	14.22	ton
Peso Total de la Estructura	72.22	ton			

### B. ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico para el módulo A1 se realizará procedimientos de combinación espectral. El fin de este análisis será determinar la deriva lateral de la edificación.

Figura N°67: Análisis dinámico del módulo A1

ANÁLISIS DINÁMICO AULAS - ROSA DE LOS ANGELES	
<b>ANÁLISIS DINÁMICO PARA EL SISMO EN EL EJE X</b>	
Factor de zona (Z)	0.35
Factor de Importancia (U)	1.50
Coef. De Reducción (Rx)	8.00
EstructReg(1),Irreg(2)	Regular
Coef. De Reducción (Rx a usar)	8.00
Coeficiente representativo de las características del Suelo (S)	1.20
<b>PARA EL SISMO EN EL EJE Y</b>	
Factor de zona (Z)	0.35
Factor de Importancia (U)	1.50
Coef. De Reducción (Ry)	8.00
EstructReg(1),Irreg(2)	Regular
Coef. De Reducción (Ry a usar)	8.00
Coeficiente representativo de las características del Suelo (S)	1.20

Tabla N°25: Participación de masas en los modos fundamentales de vibración

Valores Obtenidos del SAP2000			
MODO	Segundos	% Masa	% Masa
1	0.31985	0.73%	0.00%
2	0.319573	0.00%	0.00%
3	0.181567	60.97%	0.01%
4	0.17438	0.02%	99.83%
5	0.16334	37.74%	0.01%
6	0.132342	0.00%	0.02%
7	0.129727	0.44%	0.00%
8	0.110775	0.00%	0.00%
9	0.110756	0.00%	0.00%
10	0.105507	0.00%	0.00%

#### 4.7.3. PROPIEDADES INERCIALES

Para determinar las propiedades inerciales se tendrá en cuenta las masas traslacionales para la dirección longitudinal y transversal, como también se toma en cuenta la inercia rotacional respecto al eje vertical en cada piso.

##### CÁLCULO DE LA MASA TRASLACIONAL (m)

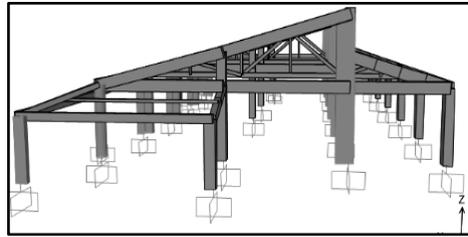
$$m = \frac{\text{peso total de la edificación (ton)}}{\text{aceleración de la gravedad } \left(\frac{m}{s^2}\right)}$$

##### CÁLCULO DE INERCIA ROTACIONAL DE CADA DIAFRAGMA

$$I_{rot} = \frac{Masa * (I_x + I_y)}{Area}$$

La masa traslacional y la inercia rotacional, las utilizaremos para el análisis estático no lineal – Pushover.

Se utilizó el programa Autocad3D para el cálculo de los momentos de inercia, como se muestra.



1° Techo

Moments of inertia: X: 15.6583  
Y: 53.1049  
Z: 67.6802

MASAS:

Nivel	Peso (ton)	Area (m2)	Ix (m4)	Iy (m4)	Mxy (ton-m)	Mrot (ton-m)
1	72.22	197.00	1,565.83	5,310.49	7.36	256.97

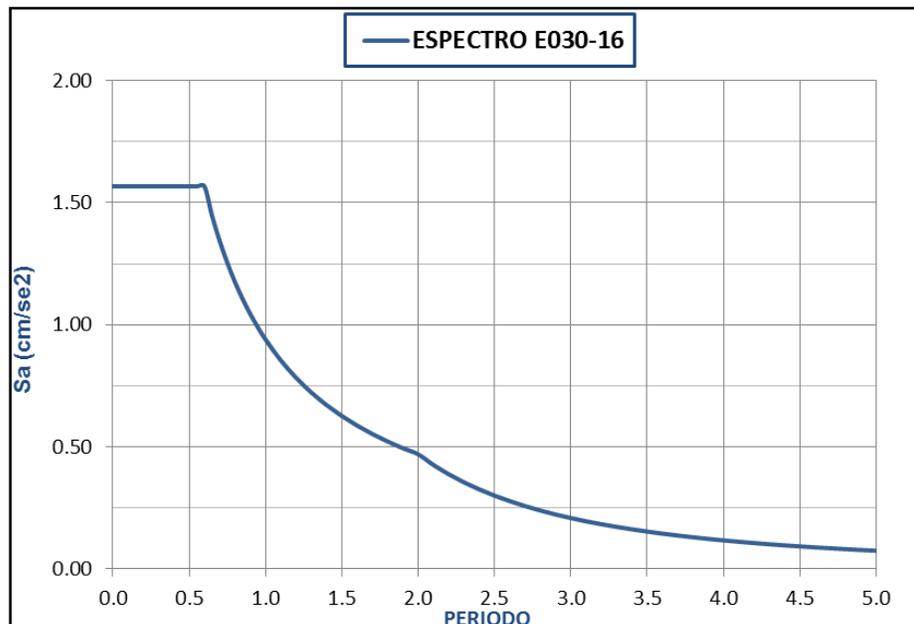
#### 4.7.4. ESPECTRO DE ANÁLISIS

Según la norma para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudos - aceleraciones dado por:

$$S_a = \frac{(ZUCS) * g}{R}$$

Para expresar este espectro se utilizaron 2 factores Sa vs T, por lo tanto, para el módulo P1 obtenemos el siguiente pseudo espectro de aceleraciones:

Figura N°68: Espectros de Aceleraciones E030



#### 4.7.5. RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Figura N°69: Desplazamientos del análisis dinámico X-X

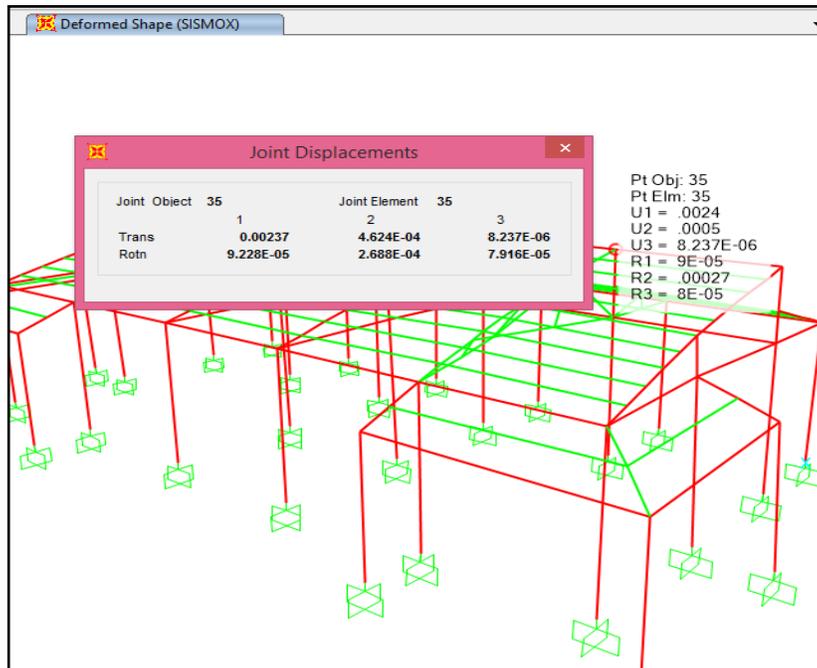


Figura N°70: Desplazamientos del análisis dinámico Y-Y

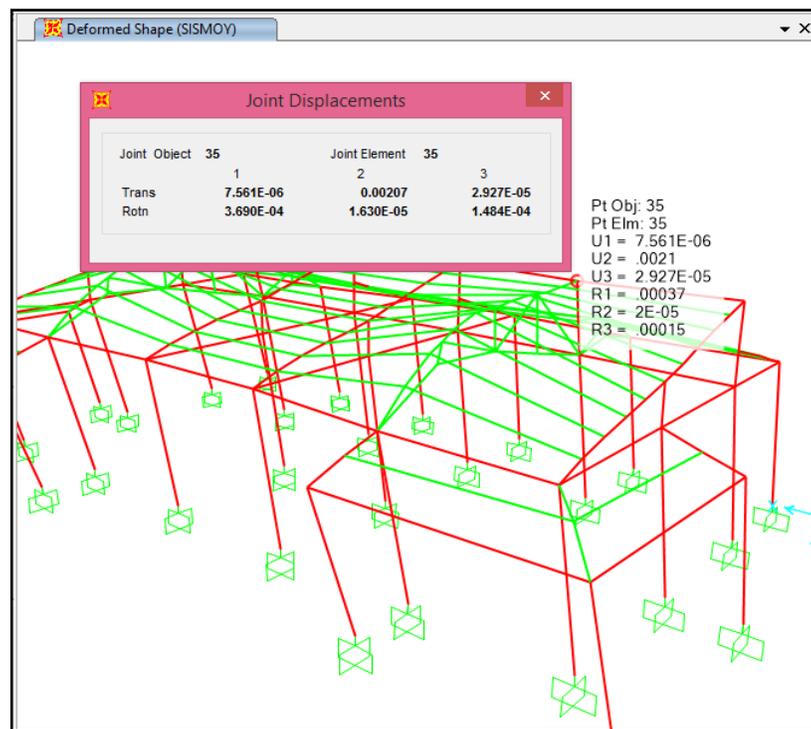


Tabla N°26: Resumen de desplazamientos laterales A1

NORMA TECNICA DE EDIFICACION		: E-030								
SISTEMA ESTRUCTURAL		: PORTICOS R = 8.00 DIRECCION X								
		: PORTICOS R = 8.00 DIRECCION Y								
<b>NODO 35</b>										
<b>DIRECCIÓN X</b>										
Nº	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75x R	H piso	entrepiso (cm)	Distorsion obt	Distorsion Max	observ.
1	0.0024	0.0000	0.0024	8	6.00	4.72	1.422	0.0030	0.005	OK
								<b>0.003</b>		
<b>NODO 35</b>										
<b>DIRECCIÓN Y</b>										
Nº	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75x R	H piso	entrepiso (cm)	Distorsion obt	Distorsion Max	observ.
1	0.0021	0.0000	0.0021	8	6.00	4.72	1.242	0.0026	0.007	OK
								<b>0.003</b>		
* Despla.obt.		: Desplazamiento obtenido según análisis sísmico.								
* Despl.Max.Nor.		: Desplazamiento Máximo permisible según Norma E-030.								
Nota: Los desplazamientos obtenidos son menores a los máximos permitidos, por lo que el análisis sísmico es correcto.										

La máxima deriva lateral se produce en la dirección X-X y su valor 3.00‰ está lejos del límite propuesto en la norma (7.00‰).

#### 4.7.6. FUERZAS INTERNAS PARA DISEÑO

Finalmente, las cortantes de diseño para el módulo A1.

Cortante Basal para Análisis		
Vx	12.17	tn
Vy	14.20	tn

#### 4.8. DISEÑO

##### 4.8.1. COMBINACIÓN DE CARGAS

###### A. COMBINACIÓN CONCRETO ARMADO

Cargas para el análisis de la estructura de concreto armado:

CM = Carga Muerta

CV= Carga Viva

CSx= Carga de Sismo en dirección x

CSy= Carga de Sismo en dirección y

CE= Empuje lateral de suelos

Combinaciones de cargas por resistencia:

$$\begin{aligned}U1 &= 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} \\U2 &= 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSx} \\U3 &= 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{CSx} \\U4 &= 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSy} \\U5 &= 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{CSy} \\U6 &= 0,9 \text{ CM} + \text{CSx} \\U7 &= 0,9 \text{ CM} - \text{CSx} \\U8 &= 0,9 \text{ CM} + \text{CSy} \\U9 &= 0,9 \text{ CM} - \text{CSy} \\U10 &= 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} + 1,7 \text{ CE} \\U11 &= 0,9 \text{ CM} + 1,7 \text{ CE}\end{aligned}$$

La edificación en estudio contempla con las combinaciones de carga nombradas para el diseño de sus elementos, por lo que con ayuda del programa SAP2000 se introducen los valores de cada elemento con la cantidad de acero de refuerzo respectivo.

### COLUMNA C1 MÓDULO A1

Izquierda ingreso del valor de acero de  $\varnothing 3/4"$ ; derecha ingreso de valor de acero de  $\varnothing 5/8"$ , de acuerdo al plano de estructuras

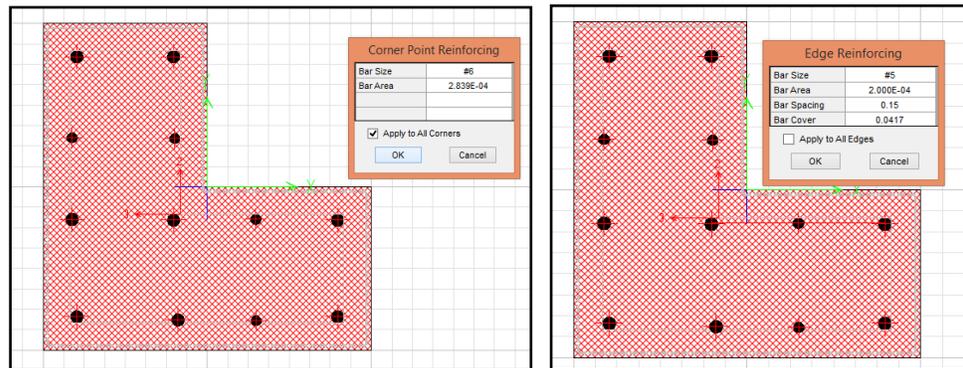
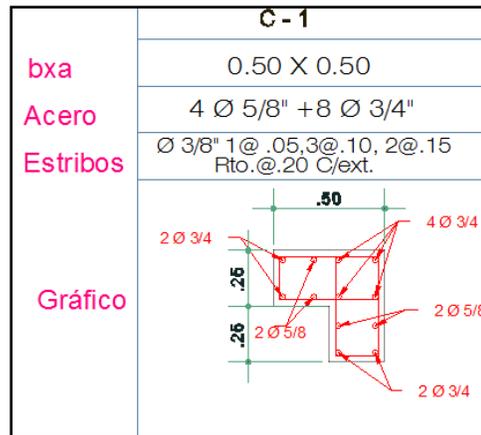


Figura N°71: Sección de la columna C1, módulo A1



#### 4.8.2. DISEÑO DE VIGAS

Hallamos las respuestas (Momentos y Cortantes) de la estructura debidas a las combinaciones, con estas se construye la curva envolvente la cual representa los máximos valores de las respuestas, a partir de estos valores se halla el área de acero que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones.

Para definir la cuantía de acero en secciones estructurales del modelo Sap2000, tenemos que hallar el acero real en las vigas para poder aplicar la cuantía de acero correspondiente al diseño real de la estructura, como podemos apreciar en el caso de la Viga principal 201, en general poseen 2 varillas de acero  $\varnothing 5/8"$  en la base, pero en la parte superior varían de 2 varillas de  $\varnothing 5/8"$  más 1 varilla de  $\varnothing 1/2"$  (parte central de la viga y extremos) Por ende, la viga principal 201, la definimos con cuantía de 5.7 cm<sup>2</sup> de acero en la parte superior y 4 cm<sup>2</sup> de acero en la inferior.

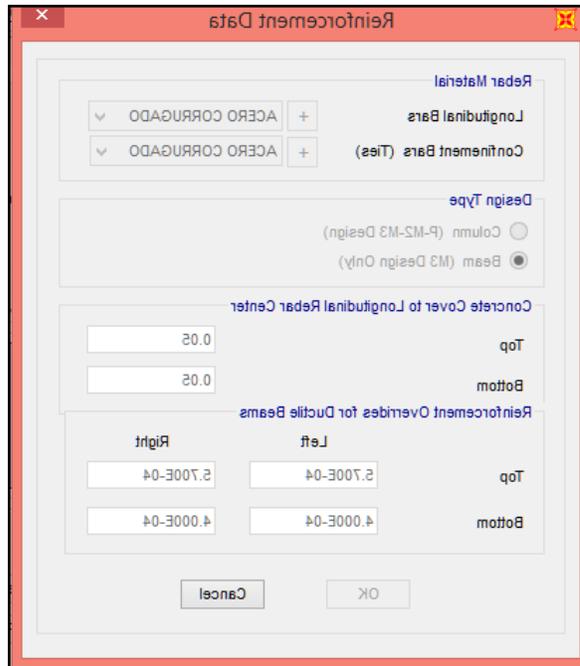
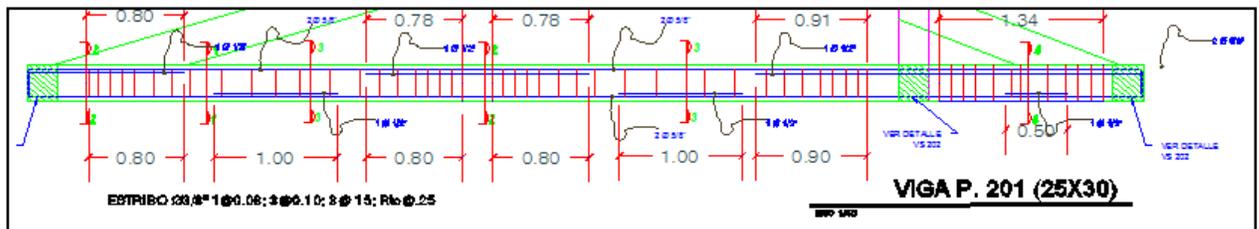


Figura N°72: Viga principal 201, módulo A1



En el diseño por Cortante no predominaron las solicitaciones últimas, ni la capacidad relativa por corte y flexión, por lo que el diseño de los estribos estuvo gobernado por los criterios de confinamiento sísmico:

Estribos  $\varnothing 3/8"$  - 1@ .05, 5@ .10, 4@ .15, Rto @ .20 - Cada Extremo

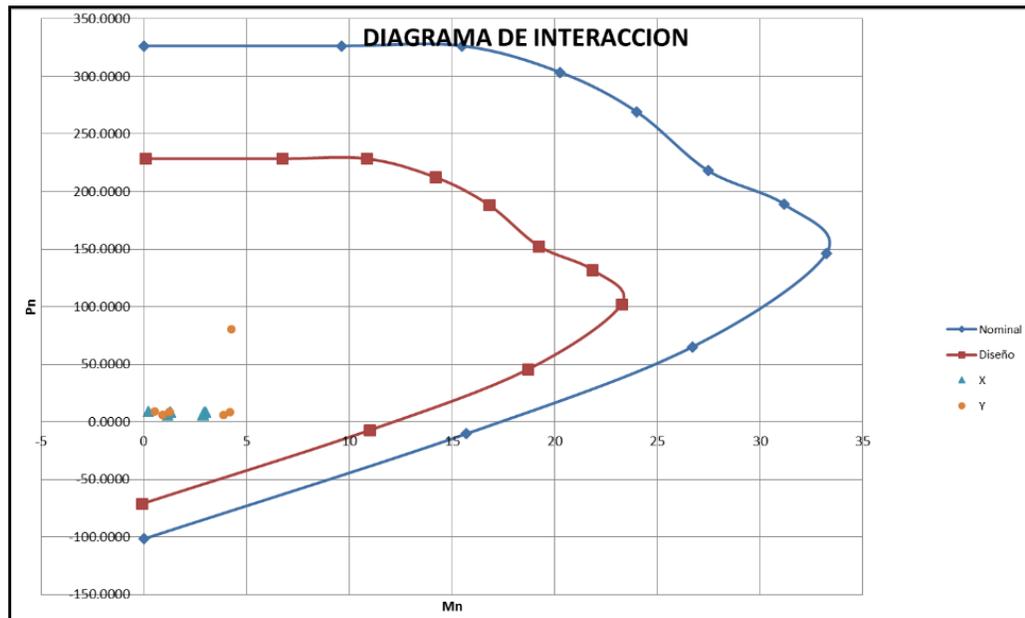
#### 4.8.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Se utilizó los diagramas de iteración para la verificación del acero en columnas, la norma peruana nos recomienda que la cuantía mínima de acero en columnas sea de 1%, para librarse del congestionamiento de acero de refuerzo.

Tabla N°27: Valores de carga y momento resistentes de columna, extraídos de las combinaciones del SAP 2000

Combo	Columna C1L-50x50x25-Aulas (Eje G)			
	X		Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1°	9.028	0.23	9.028	0.53
2°	8.66	3.01	8.66	1.24
3°	8.66	2.94	8.66	1.25
4°	8.73	1.286	8.73	4.18
5°	8.72	1.277	80.527	4.247
6°	5.99	2.897	5.99	0.935
7°	5.989	2.872	5.989	0.935
8°	6.05	1.179	6.05	3.87
9°	6.05	1.177	6.05	3.889
10°	9.01	0.232	9.01	0.5437
11°	5.262	0.0835	5.262	0.0979
12°	9.08	0.23	9.08	0.54

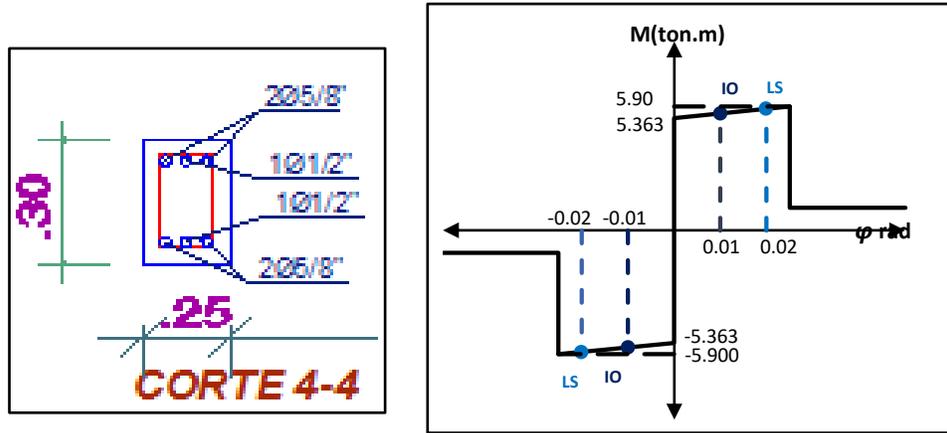
Figura N°73: Diagrama de interacción del 1er piso columna C1L



## 4.9. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

### 4.9.1. MODELO INELÁSTICO - VIGAS

Figura N°74: Momento curvatura de la sección de viga VP 25x30

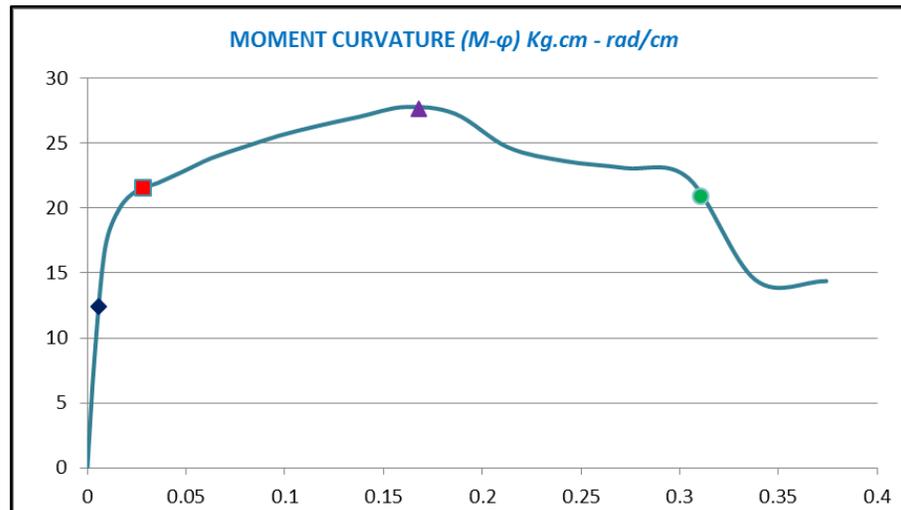


Para las columnas se usa un procedimiento similar, como ejemplo la columna C2T-Modulo A1.

Tabla N°28: Puntos del Diagrama momento – curvatura

Puntos del Diagrama Col C2T-50x50x25							
Fluencia		Servicio		Control de Daño		Último	
$\phi y'$	6.10E-03	$\phi y'$	2.81E-02	$\phi y'$	0.168	$\phi y'$	0.3104
My	12.3793	My	21.53	My	27.63	My	20.9231

Figura N°75: Diagrama momento – curvatura C2T



#### 4.9.2. MODELO INELÁSTICO ELEMENTOS BARRA (VIGA – COLUMNA)

La longitud relativa del nodo (intersección viga-columna) a cara de columnas ya que las rótulas plásticas se asignarán a cara de columnas en el programa SAP2000. A modo de ejemplo calcularemos la longitud de la rótula plástica de la viga VP201 – 25x30, del Módulo Aulas (primer nivel), ubicado en el eje G (entre ejes 2 y 3)

Figura N°76: Formación de rótulas plásticas

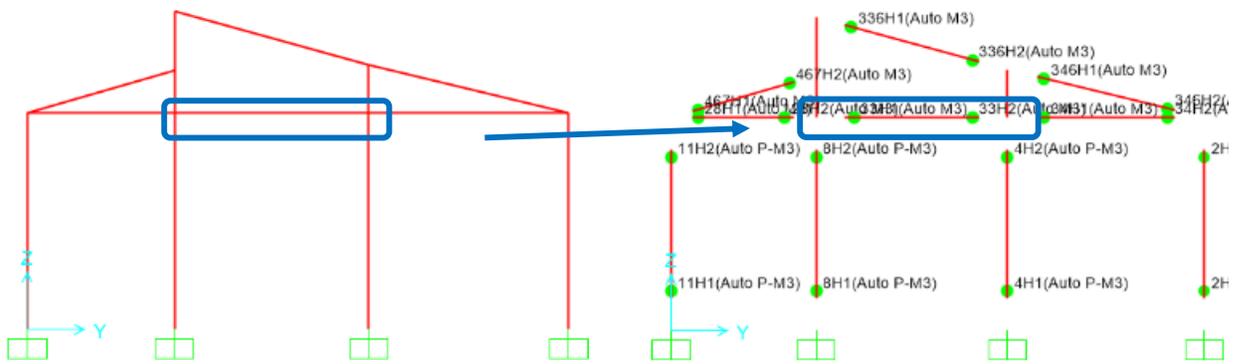


Figura N°77: Longitud relativa a la base 0.27 y respecto al eje superior 0.81

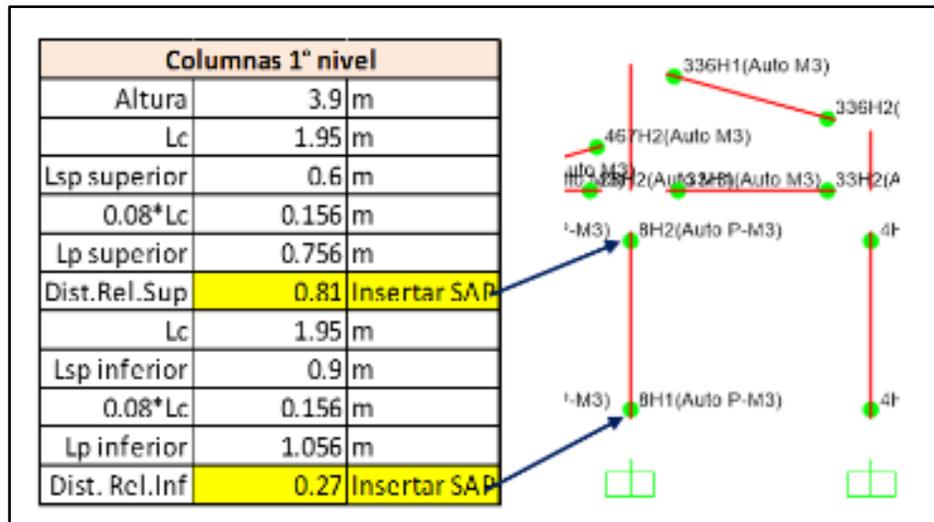
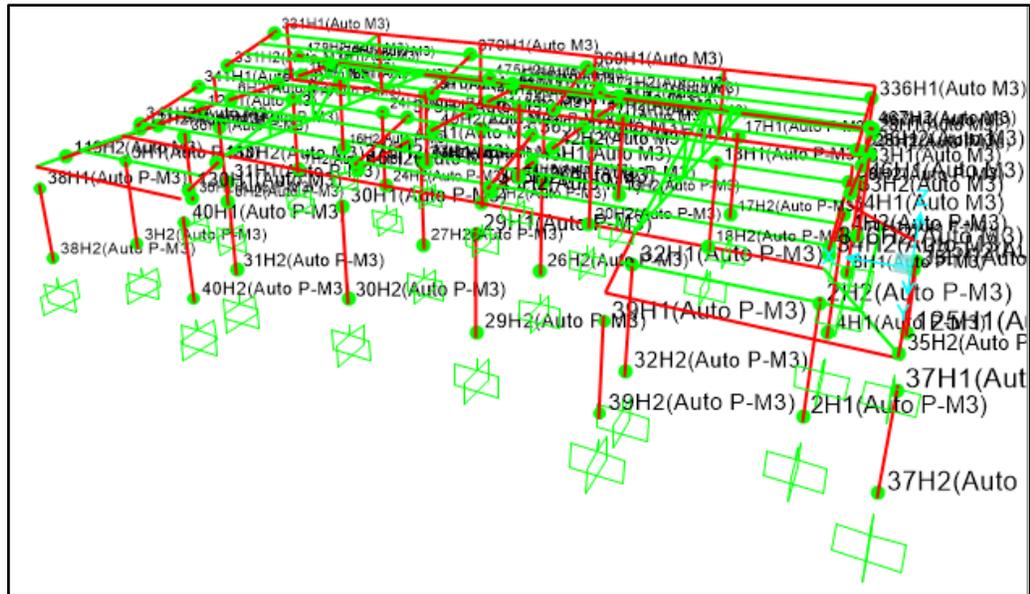


Figura N°78: Rótulas plásticas en el módulo A1



Cantidad de rotulas asignadas:

Número de rotulas P1	
Vigas	56
Columnas	56
<b>Total</b>	<b>112</b>

#### 4.10. ANÁLISIS PUSHOVER

Para el análisis estático no lineal – Pushover es importante conocer la curva de capacidad, para lo cual se utilizó el programa SAP2000. Se tuvo en cuenta la participación de cargas gravitacionales para el análisis, como también el patrón de cargas que corresponden a la forma de los modos en cada uno de las direcciones. Para realizar el análisis es necesario definir adecuadamente cada uno de los elementos de la estructura tales como: características geométricas, los materiales del concreto armado y los refuerzos.

Tabla N°29: Factores de participación modal

Factores de participacion modal Dir XX				
Nivel	Masa	$\phi_{i,j}$	Amplitud $\phi$ Modo 1	$\alpha$
piso 1	7.362	1.000	$\phi_1=$	0.2196
piso 2				
	PFj=	1.00	Tj=	0.1815

Factores de participacion modal Dir YY				
Nivel	Masa	$\phi_{i,j}$	Amplitud $\phi$ Modo 5	$\alpha$
piso 1	7.362	1.000	$\phi_1=$	0.3662
piso 2				
	PFj=	1.00	Tj=	0.1743

Fuerzas a usarse en el análisis Pushover

PUSH Dir X (ton)	
F1	12.17
F2	0.00
	12.17

PUSH Dir Y (ton)	
F1	14.20
F2	0.00
	14.20

De las definiciones previas hechas a nuestro módulo no podremos aplicar estas fuerzas directamente a la estructura (al no poseer un diafragma rígido), por este motivo se tuvo de distribuir las fuerzas en función a su área tributaria (área de influencia de fuerzas) y aplicarlas directamente a todos los pórticos en análisis, con lo que pudimos obtener las siguientes fuerzas.

- 6 porticos en la direccion Y
- 3 porticos en la direccion X

Distribucion de fuerzas en función al área tributaria	
Fxx (ton)	Pórtico
2.130	1
6.085	2
3.955	4
<b>12.170</b>	<b>TOTAL</b>

Fyy (ton)	Pórtico
2.485	B
0.710	C
3.905	D
3.905	E
0.710	F
2.485	G
<b>14.20</b>	<b>TOTAL</b>

Figura N°79: Distribución de fuerzas en la dirección X-X

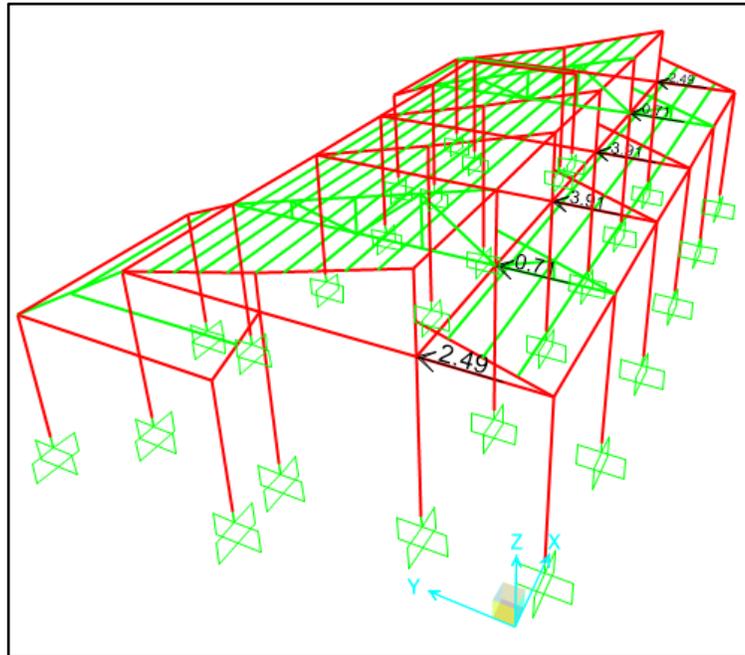
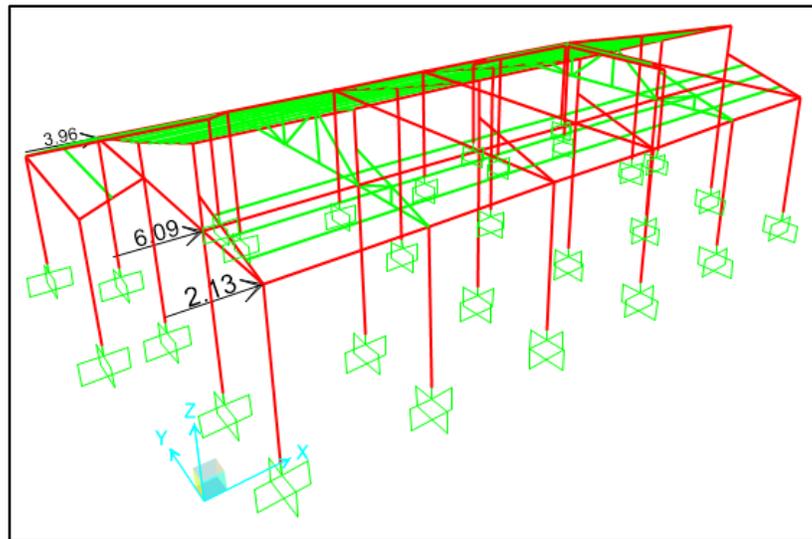


Tabla N°80: Distribución de fuerzas en la dirección Y-Y



Adicionalmente se realizó el cálculo de las coordenadas X1, Y1, Z, donde se aplicarán las cargas Fx y Fy de los cuadros anteriores.

**EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL:**

Distancia		Excentricidad				
x	y	ex	ey	x1	y1	Z
10.4114	4.6638	0.9325	0.4777	11.3439	4.1861	4.72

Figura N°81: Izquierda: distribución de Fx en dirección longitudinal, derecha: distribución de Fy en dirección transversal

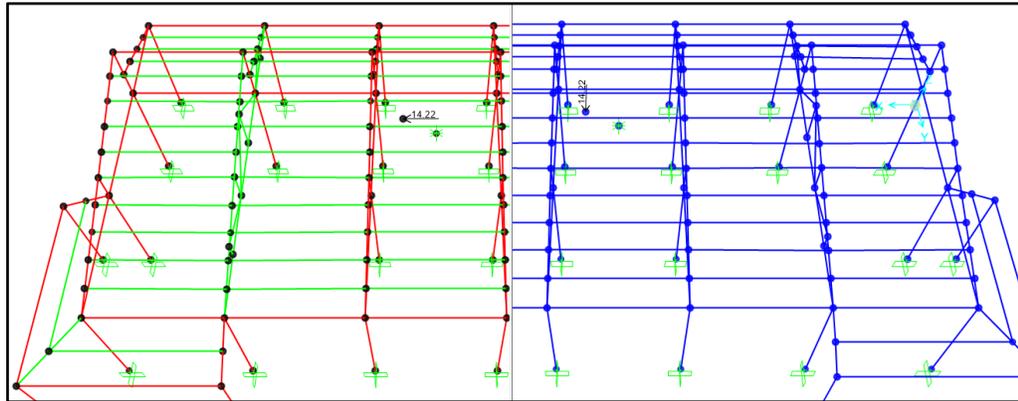


Figura N°82: Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección X-X.

$\Delta$ techo (cm)	V (tnf)
0.0004	0
1.7663	89.0136
2.5859	119.0328
5.3699	165.0314
8.2113	205.0905
9.6095	224.4876
9.6097	211.1755

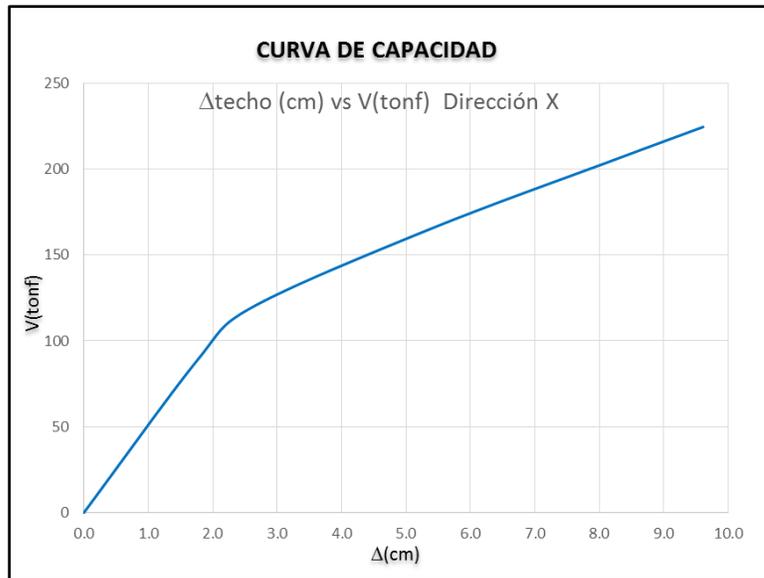
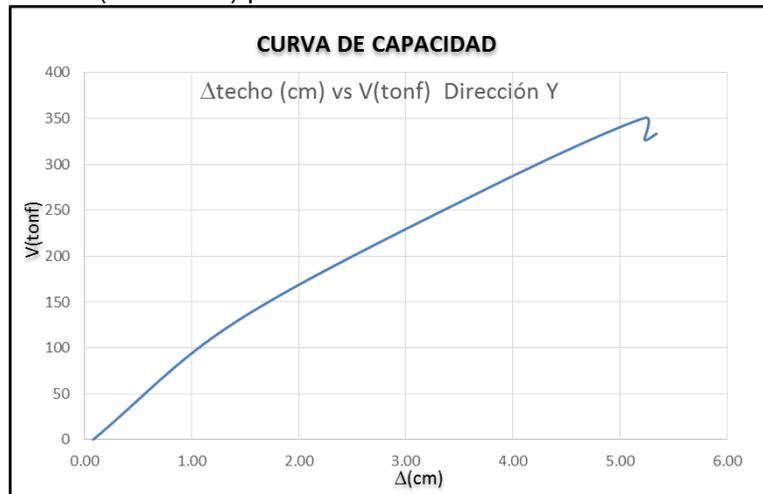


Figura N°83: Curva de Capacidad (Pushover) para el análisis en la dirección Y-Y.

$\Delta$ techo (cm)	V (tnf)
0.0808	0
1.4274	129.5254
3.6986	270.1959
5.2271	350.6161
5.2273	327.1455
5.3394	333.4112
5.3397	304.1997



#### 4.10.1. ESPECTRO DE DEMANDA

Para la construcción de los Espectros de Capacidad, en cada una de las direcciones de interés, se han elaborado los siguientes cuadros que muestran las transformaciones hechas:

Tabla N°30: Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección X-X

<b>Δtecho (cm)</b>		<b>V (tnf)</b>		<b>Dirección X-X</b>		<b>Sd (cm)</b>		<b>Sa</b>	
0.0004		0		$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$		0.0004		0	
1.7663		89.0136		$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$		1.7663		1.23253392	
2.5859		119.0328		PF1= 0.629		2.5859		1.64819718	
5.3699		165.0314		α1= 0.952		5.3699		2.28512047	
8.2113		205.0905		W= 543.78 tonf		8.2113		2.83980199	
9.6095		224.4876				9.6095		3.10838549	
9.6097		211.1755				9.6097		2.92405843	

Tabla N°31: Datos de la transformación de coordenadas para obtener el espectro de capacidad en la dirección Y-Y

<b>Δtecho (cm)</b>		<b>V (tnf)</b>		<b>Dirección eje Y-Y</b>		<b>Sd (cm)</b>		<b>Sa</b>	
0.0808		0		$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$		0.0808		0	
1.4274		129.5254		$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$		1.4274		1.7934838	
3.6986		270.1959		PF1= 0.6334		3.6986		3.74128912	
5.2271		350.6161		α1= 0.951		5.2271		4.85483384	
5.2273		327.1455		W= 543.78 tonf		5.2273		4.5298463	
5.3394		333.4112				5.3394		4.61660482	
5.3397		304.1997				5.3397		4.21212545	

Figura N°84: Espectro de Capacidad X-X

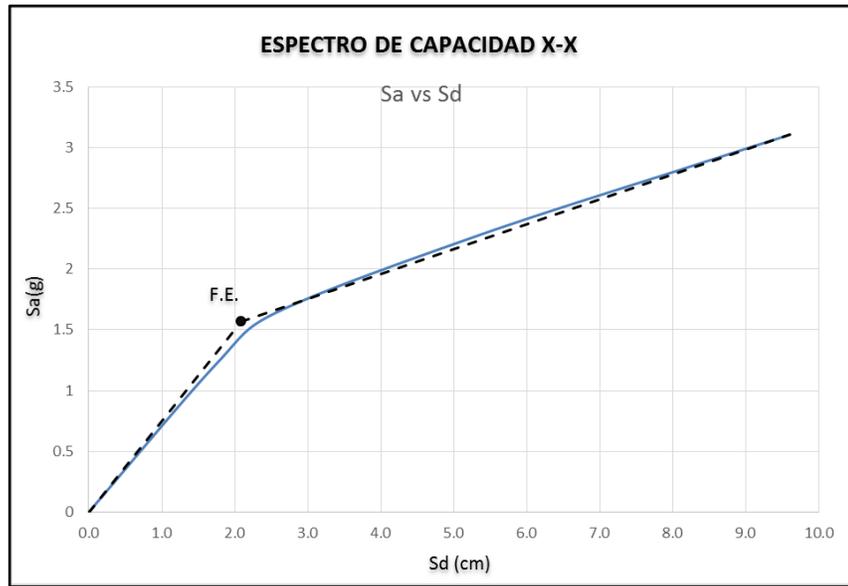
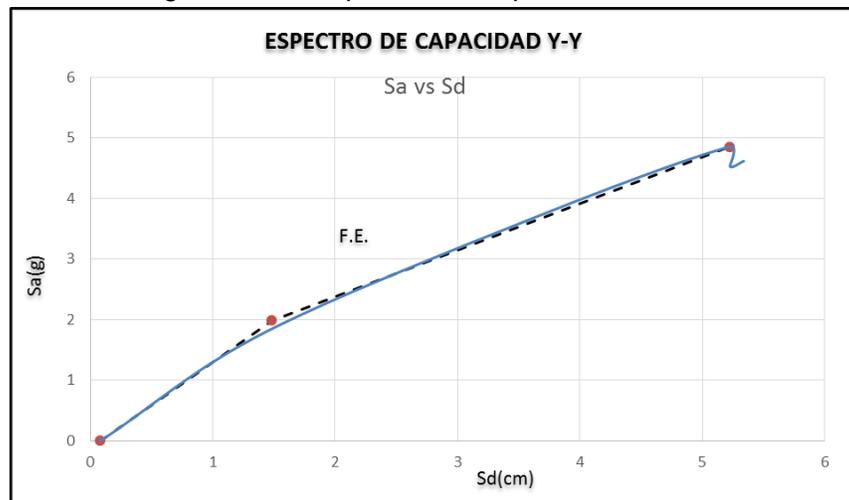


Figura N°85: Espectro de Capacidad Y-Y



De los Gráficos N°74 y N°75, los cuales representan los espectros de capacidad en las direcciones X e Y, los cuales muestra que la estructura en la dirección X manifiesta mayor rigidez al inicio y después del periodo elástico la rigidez declina más rápido a comparación de la dirección Y.

En los gráficos de los espectros de capacidad se muestra los PUNTOS DE FLUENCIA que limita el rango elástico del inelástico para cada dirección de la estructura.

#### 4.10.2. ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda fue obtenido con base a los requerimientos de norma E-030, y fueron determinados tanto para la dirección X-X y la dirección Y-Y.

Figura N°86: Espectro de demanda elástico con  $\beta=5.00\%$  (Formato: Aceleración espectral-Periodo)

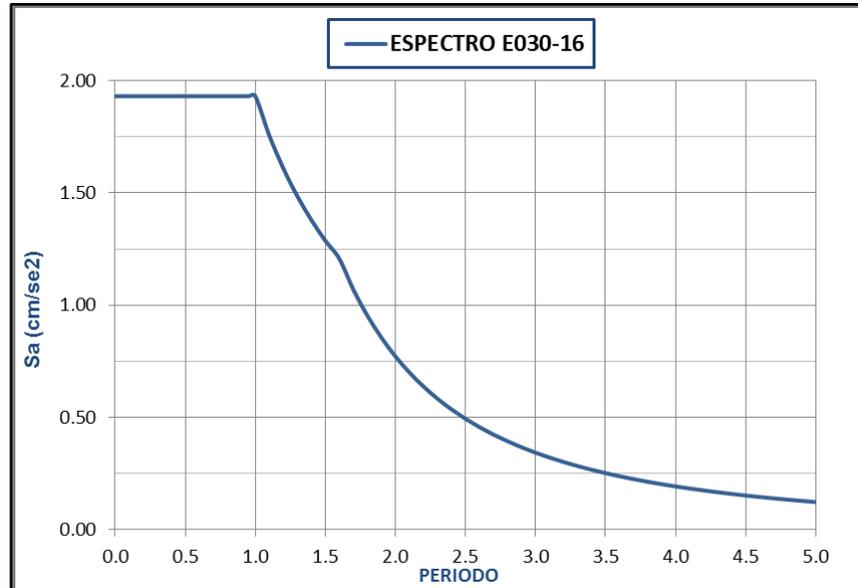
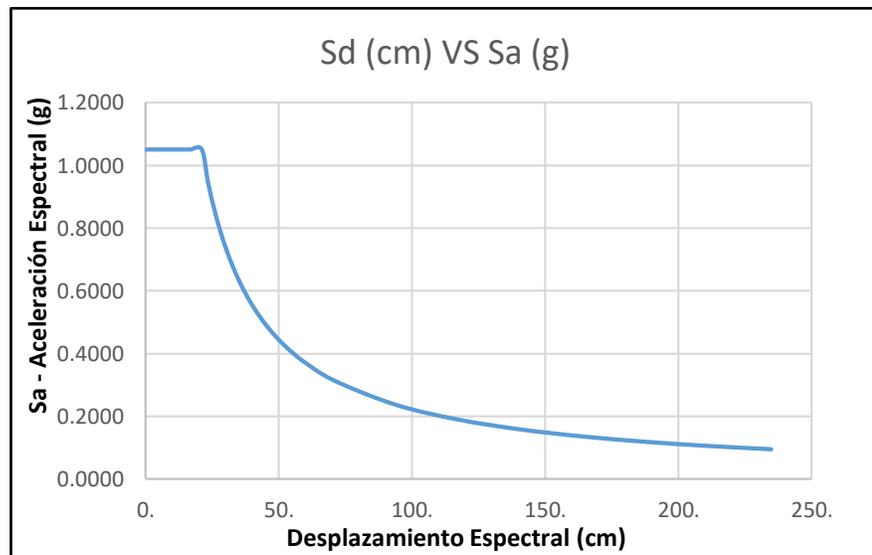


Figura N°87: Espectro de demanda elástico con  $\beta=5.00\%$  (Formato: Aceleración espectral-Desplazamiento espectral)



Para la determinación del espectro de demanda se tuvo en cuenta los siguientes parámetros:

<b>Z</b>	0.35	Factor zona 3.
<b>U</b>	1	Factor de uso, se consideró la unidad por tratarse de una evaluación mas no de un diseño.
<b>S</b>	1.2	Tipo de suelo.

No se consideró el factor “R”, porque el proceso de reducción del espectro elástico se hará en la determinación del punto de desempeño.

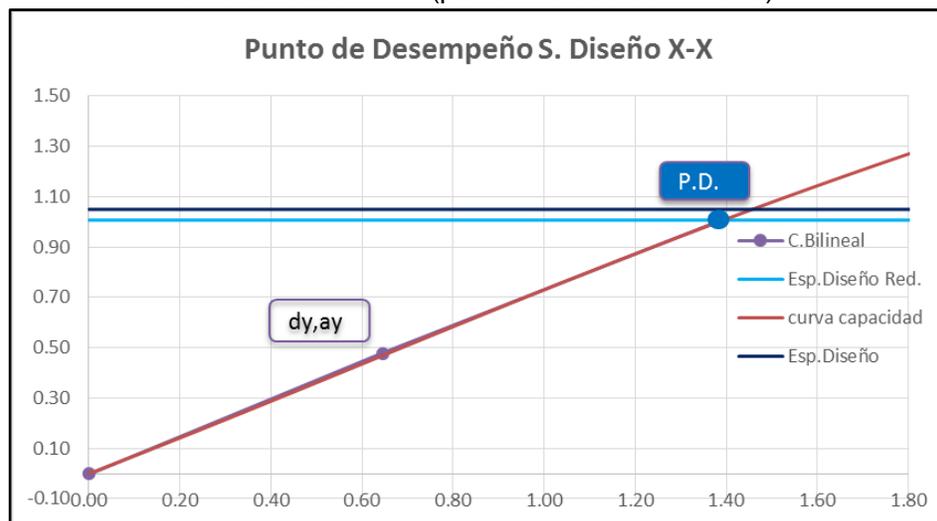
#### 4.10.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

##### MÓDULO A1 (SISMO DE DISEÑO)

Se utilizó el método propuesto por el ATC-40 para la evaluación del desempeño sísmico, a continuación, se muestran los resultados del análisis de la estructura que se realizó en la dirección X e Y. La estructura del módulo P1 se catalogó de tipo B, ya que se no presenta daños importantes para un sismo de larga duración. Se consideró factores de reducción  $R_a=0.96$  y  $R_v=0.97$  para la dirección X, en el proceso iterativo.

##### EN LA DIRECCIÓN X:

Figura N°88: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).



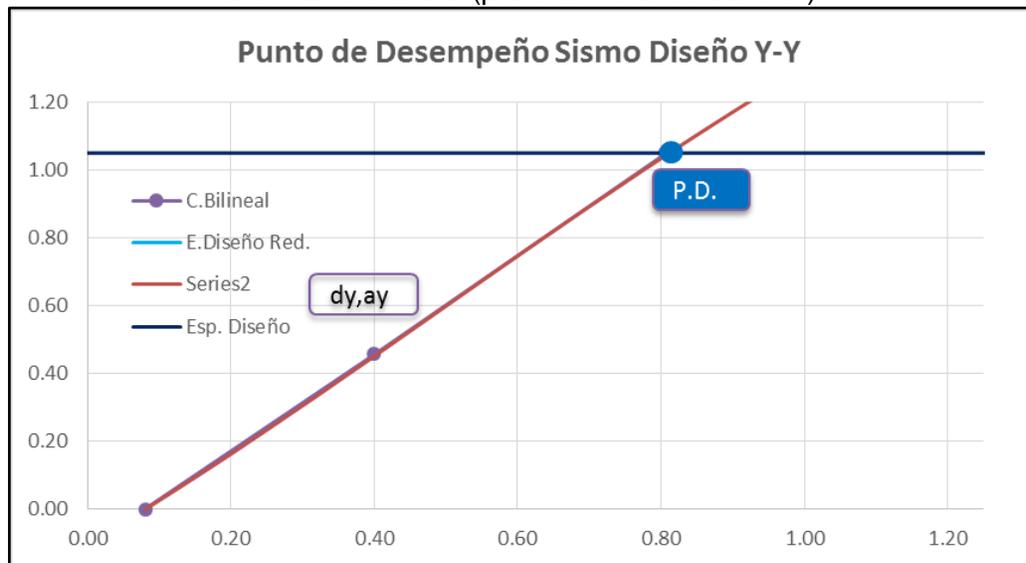
Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Diseño para la dirección X-X.

S. Diseño X	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.000390	0
(dy,ay)	0.661	0.478
Pto. Desep.	1.450	1.024

### EN LA DIRECCIÓN Y:

Se consideró factores de reducción  $R_a=1$  y  $R_v=1$  para la dirección Y, en el proceso iterativo.

Figura N°89: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40)



Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Diseño para la dirección Y-Y.

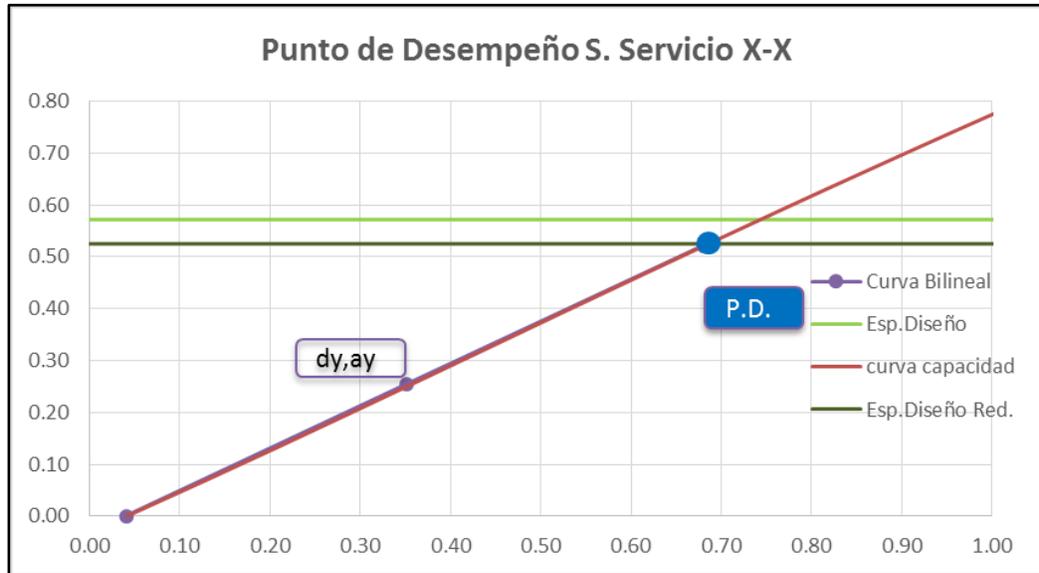
S. Diseño	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.080800	0
(dy,ay)	0.40	0.45700
Pto. Desep.	0.81	1.0500

## MÓDULO A1 (SISMO DE SERVICIO)

### EN LA DIRECCIÓN X:

Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de  $R_a=1$  y  $R_v = 1$ , y para las direcciones X e Y respectivamente, en el proceso iterativo.

Figura N°90: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección X-X (por el método del ATC40).

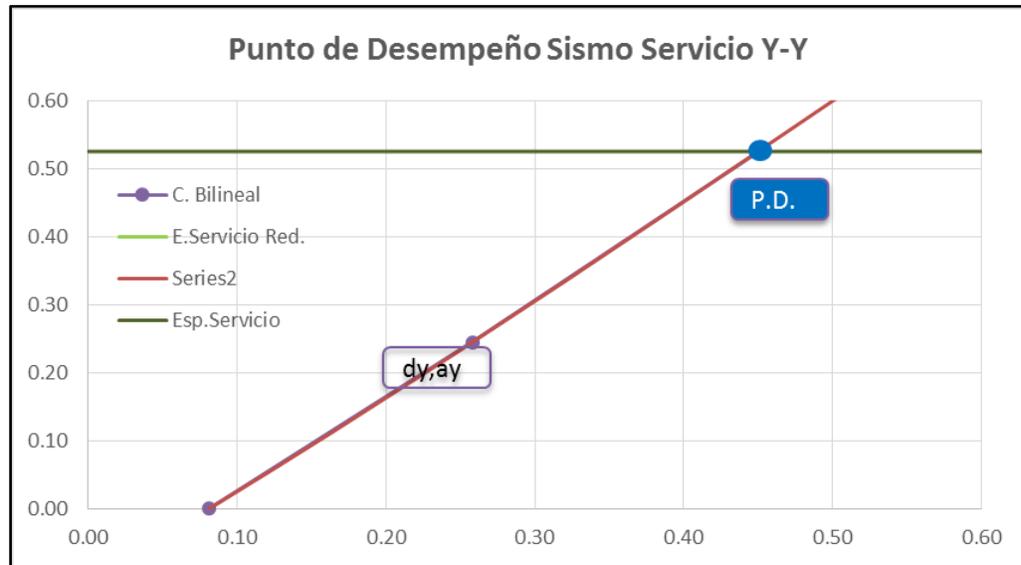


Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección X-X.

S. Servicio	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0004	0
(dy,ay)	0.352	0.255
Pto. Desep.	0.727	0.514

## EN LA DIRECCIÓN Y:

Figura N°91: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y-Y (por el método del ATC40).



Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección Y-Y.

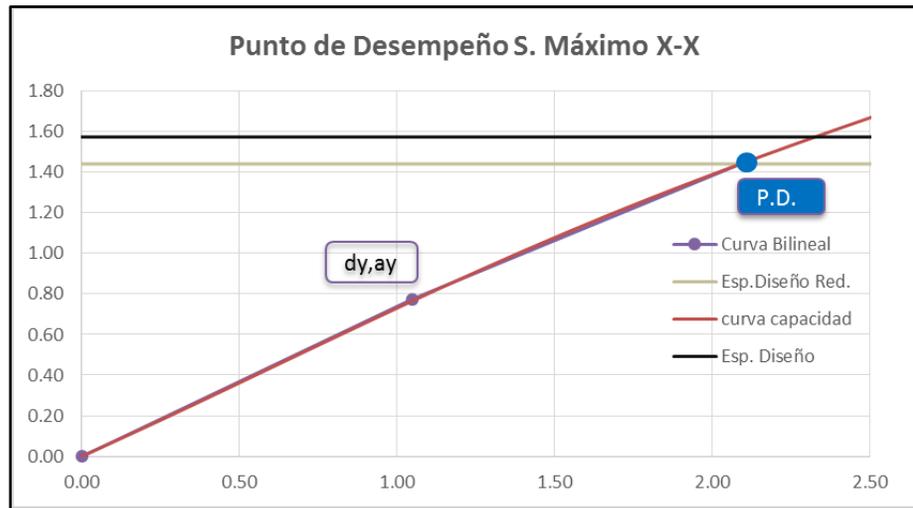
S. Servicio	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.0808	0
(dy,ay)	0.26	0.24500
Pto. Desep.	0.45	0.5250

## MÓDULO A1 (SISMO MÁXIMO)

Así se obtiene valores de reducción de  $R_a=0.92$  y  $R_v=0.94$  para la dirección X, y  $R_a=1$  y  $R_v=1$  para la dirección Y, en el proceso de iteración.

**EN LA DIRECCIÓN X:**

Figura N°92: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal X-X (por el método del ATC40).

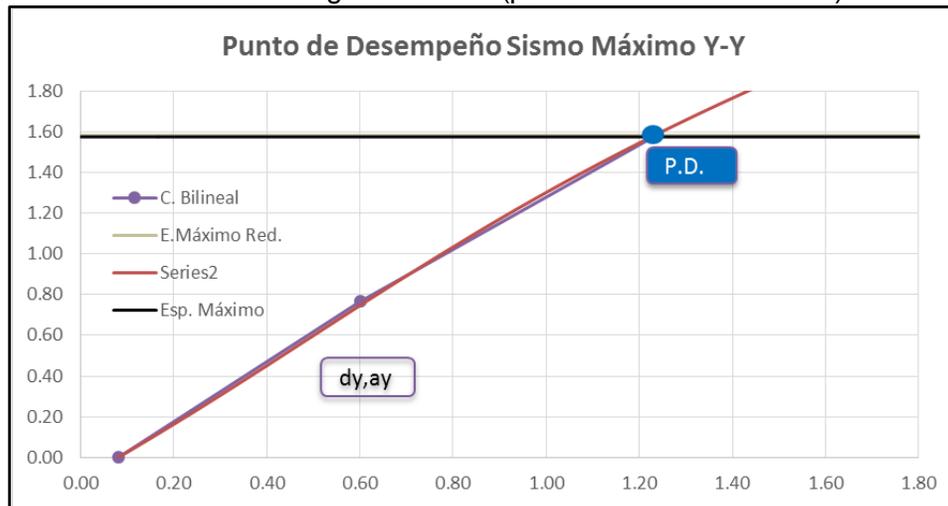


Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección X-X.

S. Máximo	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0004	0
(dy,ay)	1.050	0.775
Pto. Desep.	2.100	1.450

**EN LA DIRECCIÓN Y:**

Figura N°93: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal Y-Y (por el método del ATC40).



Coordenadas del Punto de Desempeño y Fluencia Efectiva para los niveles de sismo de Servicio para la dirección Y-Y.

S. Máximo	CURVA BILINEAL	
Inicio	0.08	0
(dy,ay)	0.60	0.76500
Pto. Desep.	1.23	1.57500

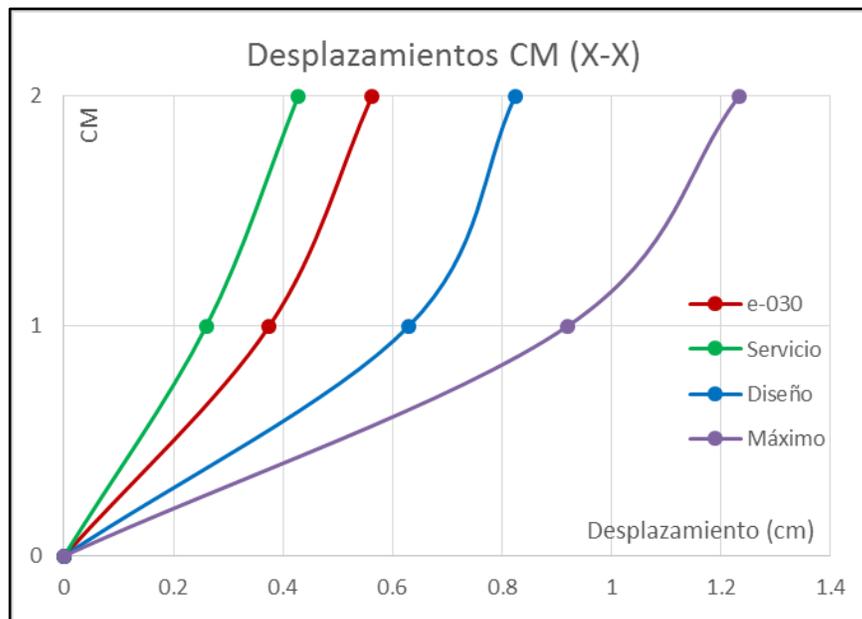
## CAPÍTULO V

### RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

#### INSTITUCIÓN EDUCATIVA FE Y ALEGRÍA N°66 BUEN SOCORRO

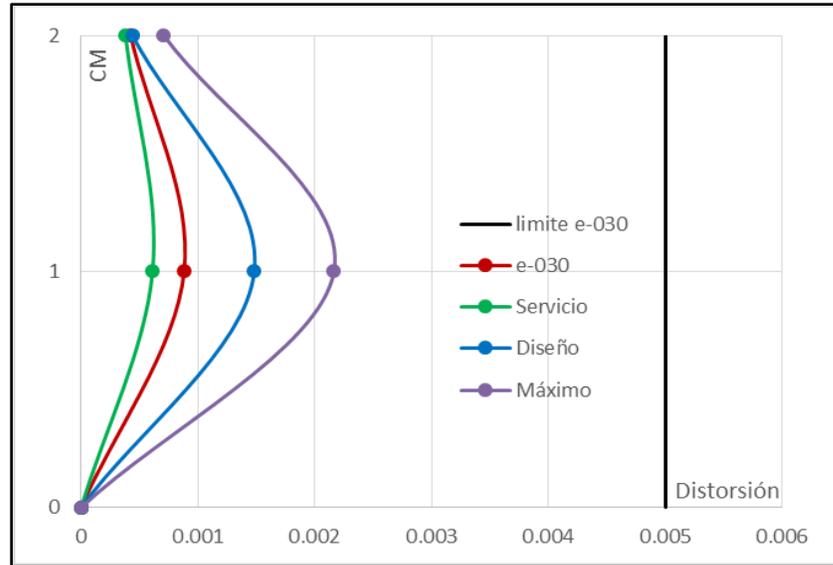
##### 5.1. DESPLAZAMIENTOS MÓDULO P1 X-X

Figura N°94: Desplazamientos en el eje X-X, módulo P1



La figura N°96, muestra los desplazamientos (cm) en la dirección X del módulo P1 por cada piso de la estructura, además por cada nivel de sismo que se sometió a la estructura.

Figura N°95: Distorsión en el eje X-X, módulo P1

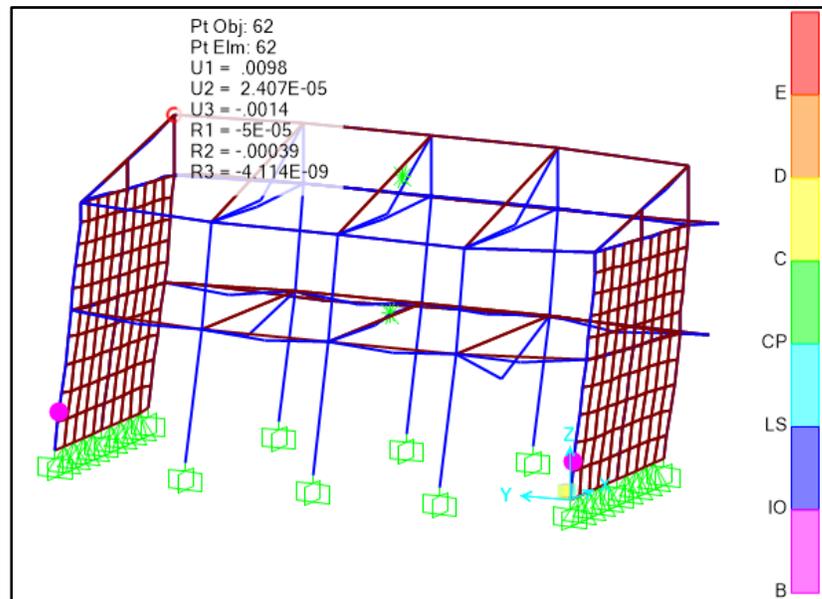


La figura N°97, muestra las distorsiones en la dirección X del módulo P1 por cada piso de la estructura, además por cada nivel de sismo que se sometió a la estructura, se puede notar también que la distorsión máxima no supera a la permitida en la norma peruana.

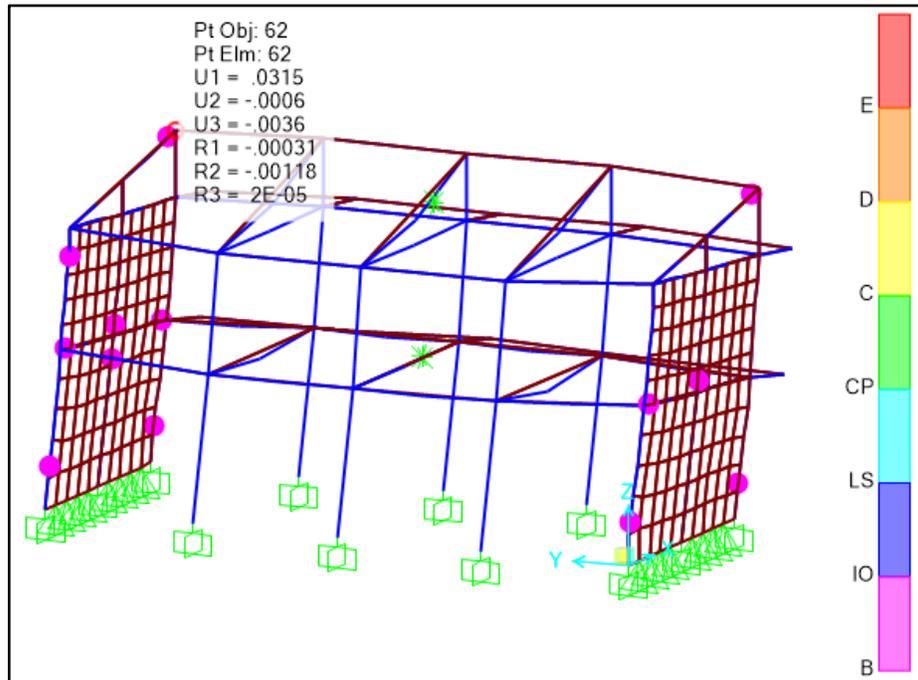
### 5.1.1. SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento en el nudo de control 62

PASO 1:



PASO 2:



PASO 3:

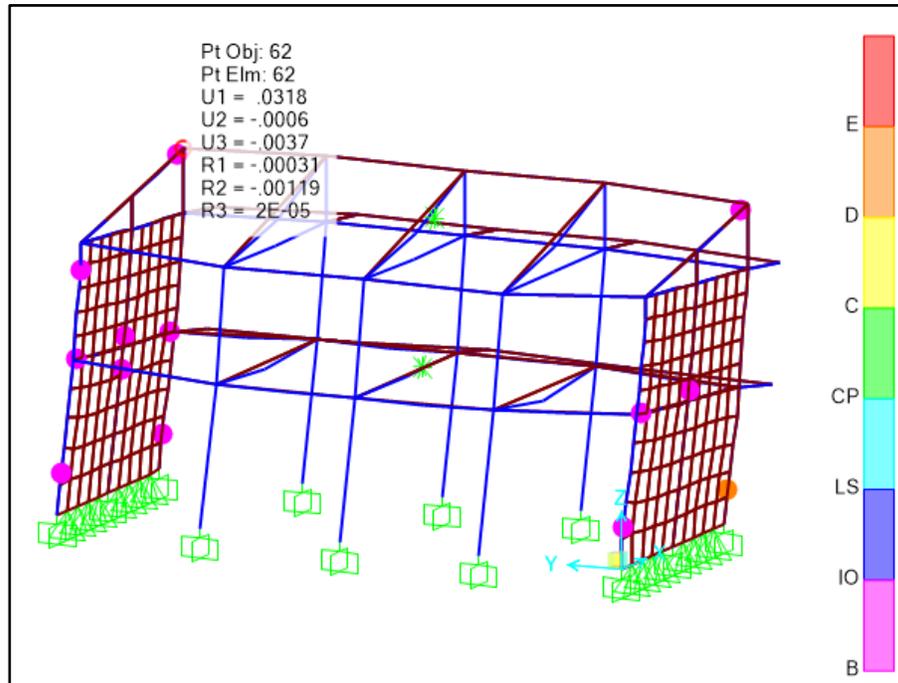


Tabla N°32: Niveles de Desempeño para el módulo P1, dirección X-X

P1	Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	X			
Sismo de Diseño	X			
Sismo Maximo		X		



## 5.2. DESPLAZAMIENTOS MÓDULO P1 Y-Y

Figura N°96: Desplazamientos en el eje Y-Y, módulo P1

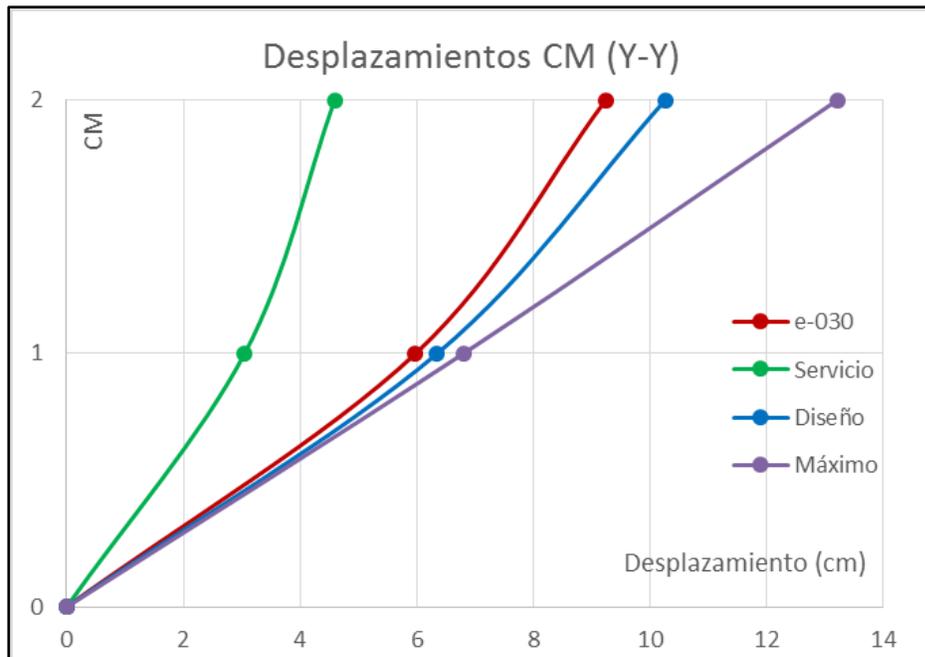
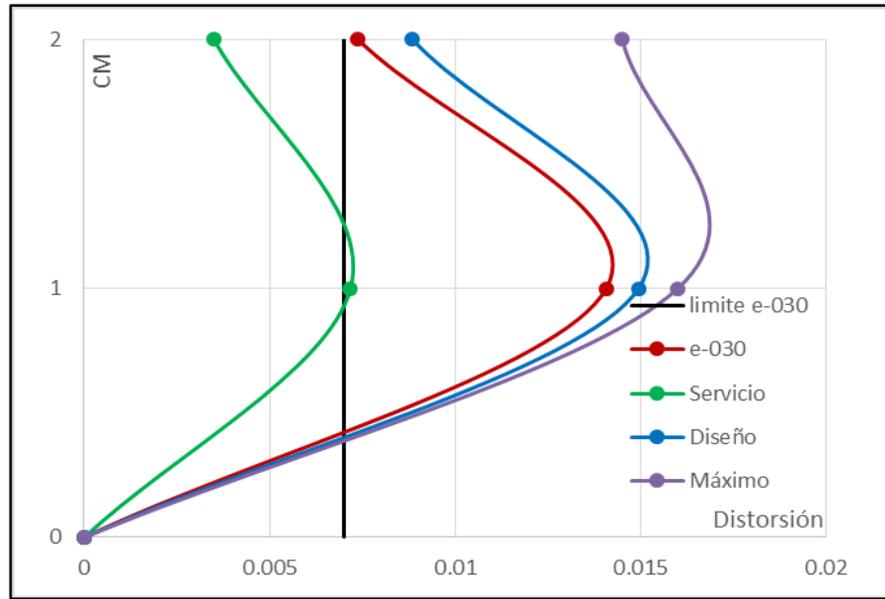


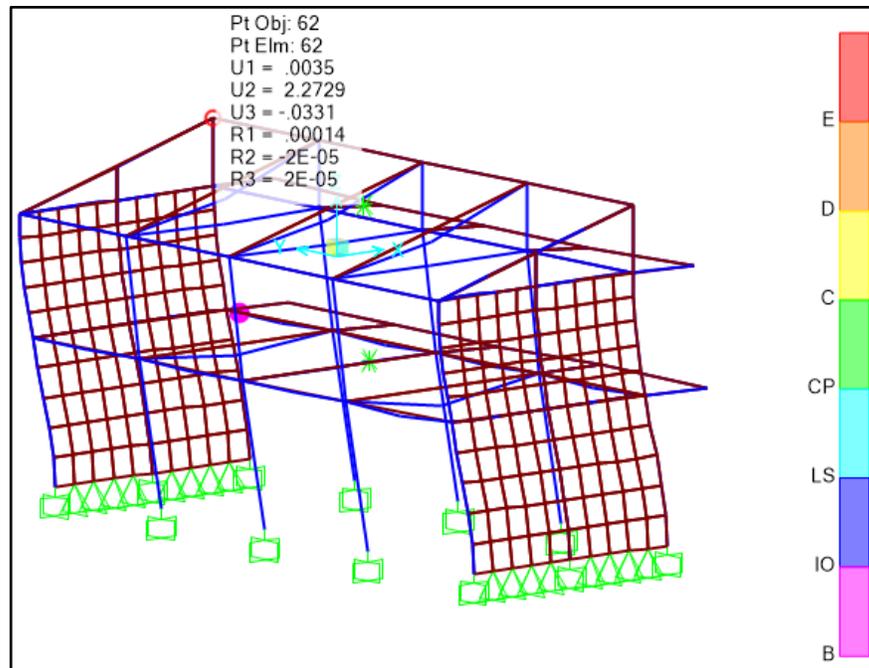
Figura N°97: Distorsiones en el eje Y-Y, módulo P1



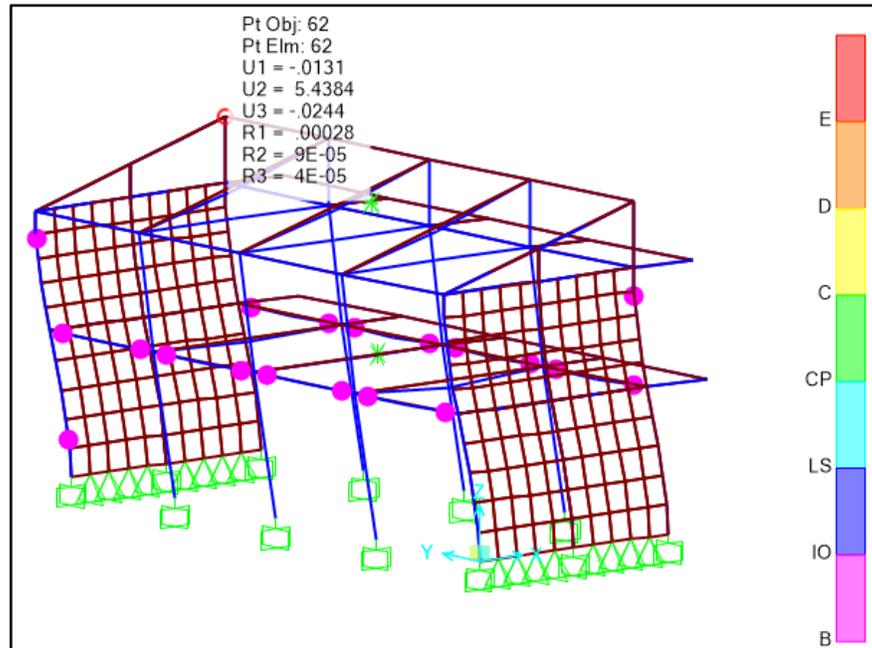
### 5.2.1. SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento en el nudo de control 62

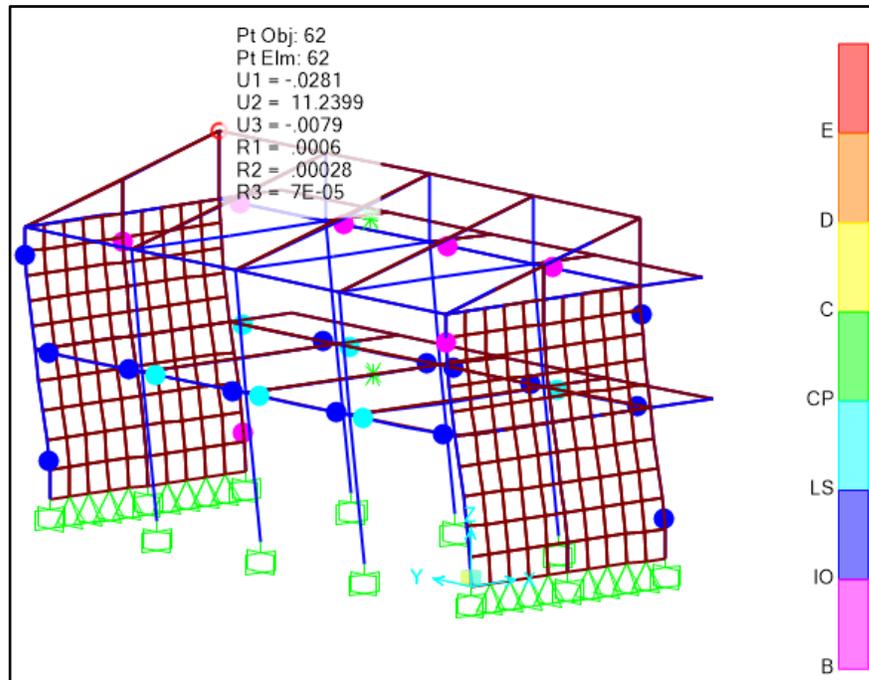
PASO1:



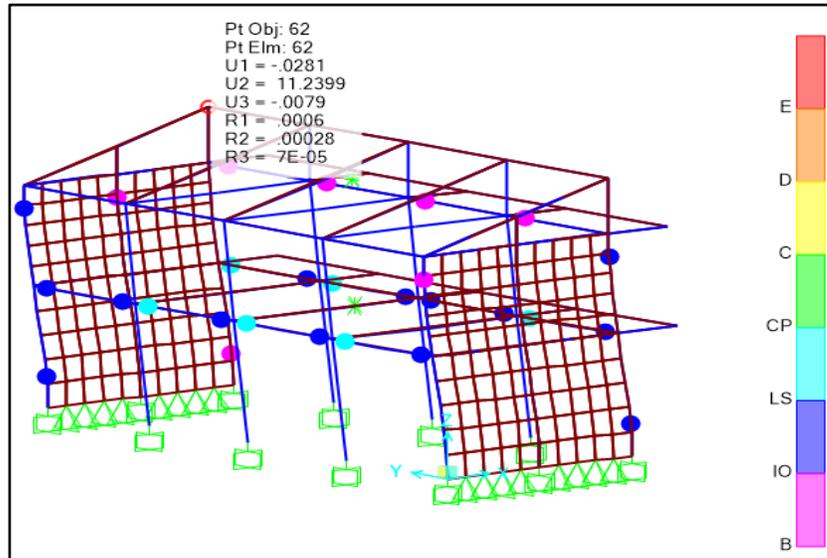
PASO 2:



PASO 3:



PASO 4:



PASO 5:

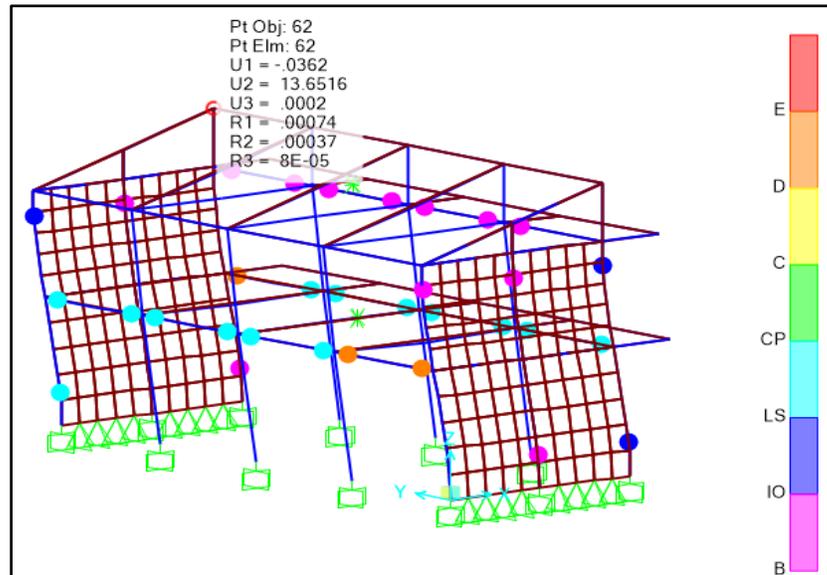


Tabla N°33: Niveles de Desempeño para el módulo P1, dirección Y-Y

P1	Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	<b>X</b>			
Sismo de Diseño		<b>X</b>		
Sismo Máximo			<b>X</b>	



## 5.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### 5.3.1. DESPLAZAMIENTOS DEL MÓDULO P1

Figura N°98: Desplazamientos del módulo P1 eje X-X

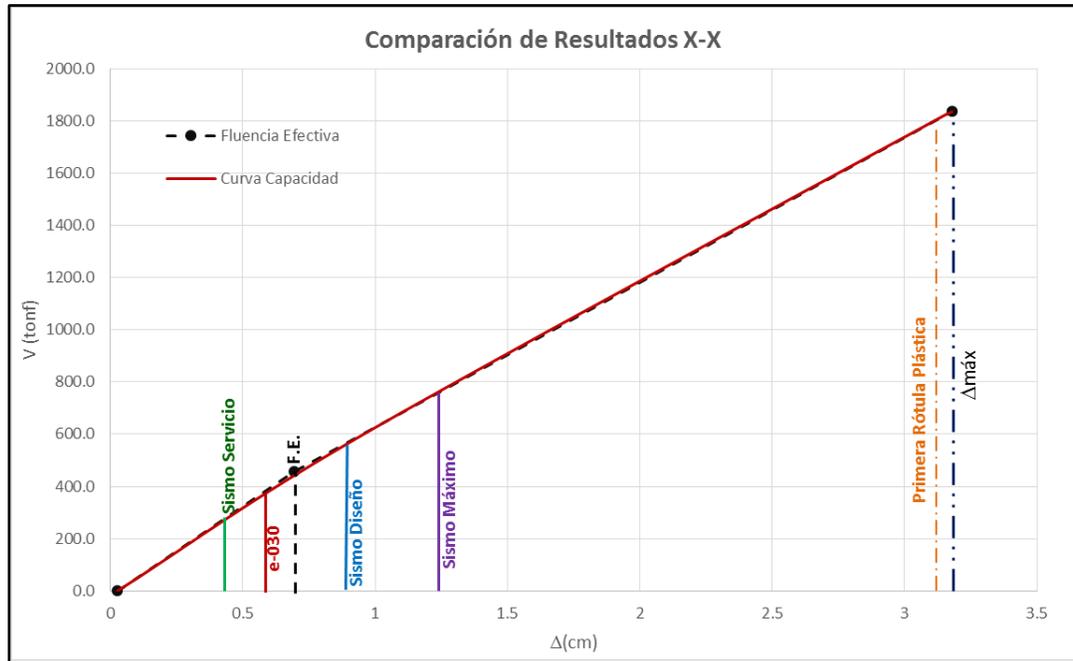
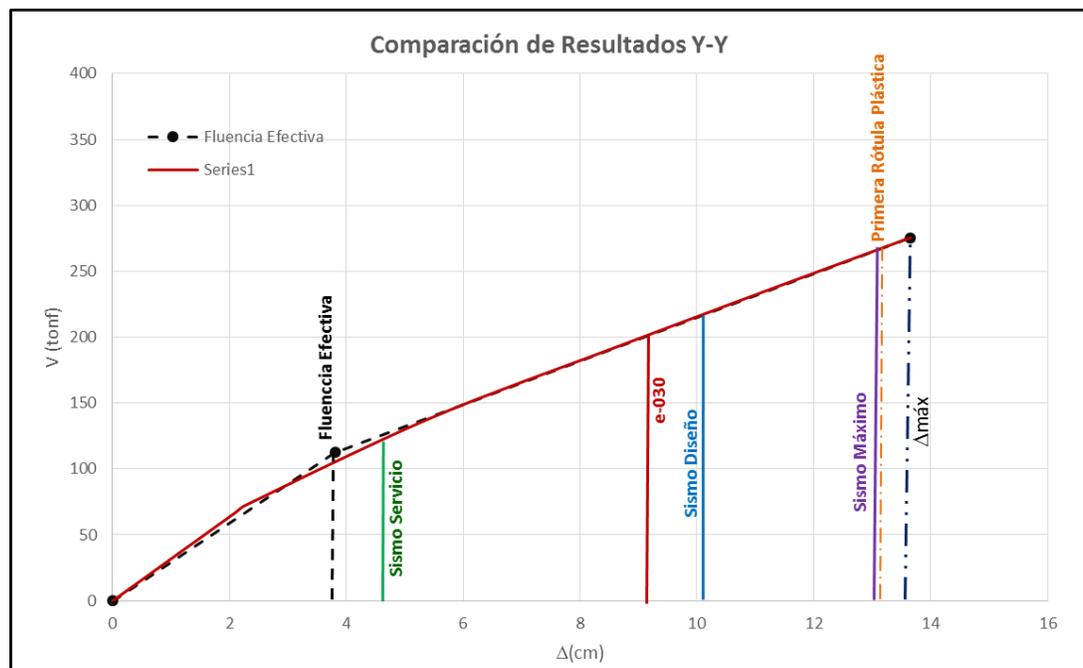


Figura N°99: Desplazamientos del módulo P1 eje Y-Y



### 5.3.2. DUCTILIDAD DISPONIBLE

Tabla N°34: Ductilidad disponible en la dirección X-X

<b>Ductilidad Disponible (1° Rótula)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_{1^{\circ}\text{rot}}}$	<u>3.18</u>	Total	R. Elástico	R. Inelástico
		3.17	99.72%	100%	99.6%
$\mu\Delta =$	1.003		0.28%		
<b>Ductilidad Disponible (Normativa)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_u}$	<u>3.18</u>			
		0.56	17.62%	81%	0%
$\mu\Delta =$	5.677		82.38%		
<b>Ductilidad Disponible (FE)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_{FE}}$	<u>3.18</u>			
		0.69	21.77%		
$\mu\Delta =$	4.594		78.23%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Diseño)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_D}$	<u>3.18</u>			
		0.824	25.92%	100%	5%
$\mu\Delta =$	3.858		74.08%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Servicio)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_s}$	<u>3.18</u>			
		0.43	13.46%	62%	0%
$\mu\Delta =$	7.432		86.54%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Máximo)</b>					
$\mu\Delta =$	$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_m}$	<u>3.18</u>			
		1.23	38.78%	100%	22%
$\mu\Delta =$	2.578		61.22%		

Tabla N°35: Ductilidad disponible en la dirección Y-Y

<b>Ductilidad Disponible (1° Rótula)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>	Total	R. Elástico	R. Inelástico
	$\Delta_{1^{\circ}\text{rot}}$	13.6516	100.00%	100%	100.0%
$\mu\Delta =$	1.000		0.00%		
<b>Ductilidad Disponible (Normativa)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>			
	$\Delta_u =$	9.24	67.68%	100%	55%
$\mu\Delta =$	1.477		32.32%		
<b>Ductilidad Disponible (FE)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>			
	$\Delta_{FE}$	3.81	27.88%		
$\mu\Delta =$	3.587		72.12%		
<b>Ductilidad Disponible (S.Diseño)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>			
	$\Delta_D$	10.260	75.15%	100%	66%
$\mu\Delta =$	1.331		24.85%		
<b>Ductilidad Disponible (S.Servicio)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>			
	$\Delta_s$	4.59	33.64%	100%	23%
$\mu\Delta =$	2.973		66.36%		
<b>Ductilidad Disponible (S.Máximo)</b>					
$\mu\Delta =$	$\underline{\Delta_{\text{máx}}} =$	<u>13.65</u>			
	$\Delta_m$	13.21	96.76%	100%	96%
$\mu\Delta =$	1.033		3.24%		

### 5.3.3. SOBRERESISTENCIA

Tabla N°36: Sobrerresistencia en la dirección X-X

<b>Sobrerresistencia (1° Rótula)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{1^{\circ}\text{rot}}} = \frac{1834.58}{1830.00}$			Total	R. Elástico	R. Inelástico
R= 1.003			99.75%	100%	99.7%
			0.25%		
<b>Sobrerresistencia (Normativa)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_u} = \frac{1834.58}{385.00}$			20.99%	84%	0%
R= 4.765			79.01%		
<b>Sobrerresistencia (F.E.)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{FE}} = \frac{1834.58}{456.80}$			24.90%		
R= 4.016			75.10%		
<b>Sobrerresistencia (S.Diseño)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_D} = \frac{1834.58}{523.10}$			28.51%	100%	5%
R= 3.507			71.49%		
<b>Sobrerresistencia (S.Servicio)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_s} = \frac{1834.58}{269.84}$			14.71%	59%	0%
R= 6.799			85.29%		
<b>Sobrerresistencia (S.Máximo)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_m} = \frac{1834.58}{761.34}$			41.50%	100%	22%
R= 2.410			58.50%		

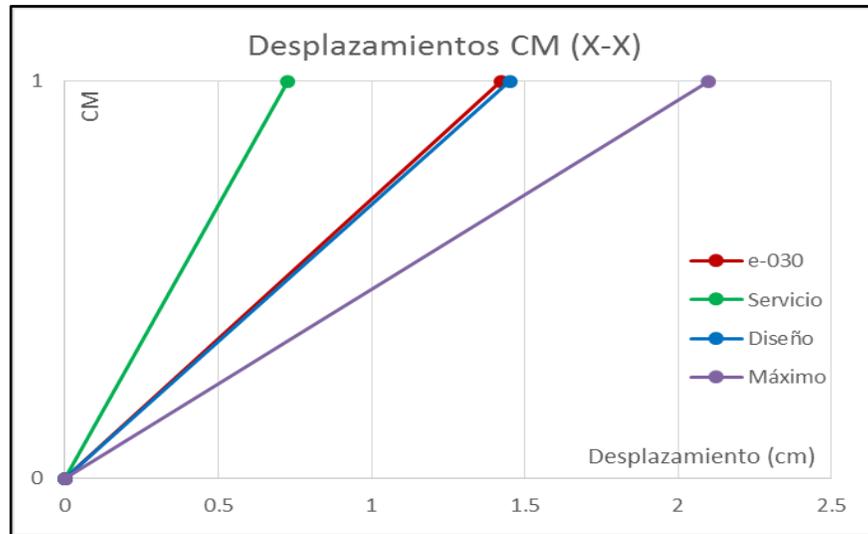
Tabla N°37 Sobrerresistencia en la dirección Y-Y

<b>Sobrerresistencia (1° Rótula)</b>			Total	R. Elástico	R. Inelastico
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{1^{\circ}\text{rot}}}$	<u>275.50</u>	393.95	142.99%	100%	172.7%
R= 0.699			-42.99%		
<b>Sobrerresistencia (Normativa)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_u}$	<u>275.50</u>	275.50	100.00%	100%	100%
R= 1.000			0.00%		
<b>Sobrerresistencia (F.E.)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{FE}}$	<u>275.50</u>	112.49	40.83%		
R= 2.449			59.17%		
<b>Sobrerresistencia (S.Diseño)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_D}$	<u>275.50</u>	219.08	79.52%	100%	65%
R= 1.258			20.48%		
<b>Sobrerresistencia (S.Servicio)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_s}$	<u>275.50</u>	121.71	44.18%	100%	6%
R= 2.264			55.82%		
<b>Sobrerresistencia (S.Máximo)</b>					
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_m}$	<u>275.50</u>	269.21	97.72%	100%	96%
R= 1.023			2.28%		

# INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°430 ROSA DE LOS ANGELES

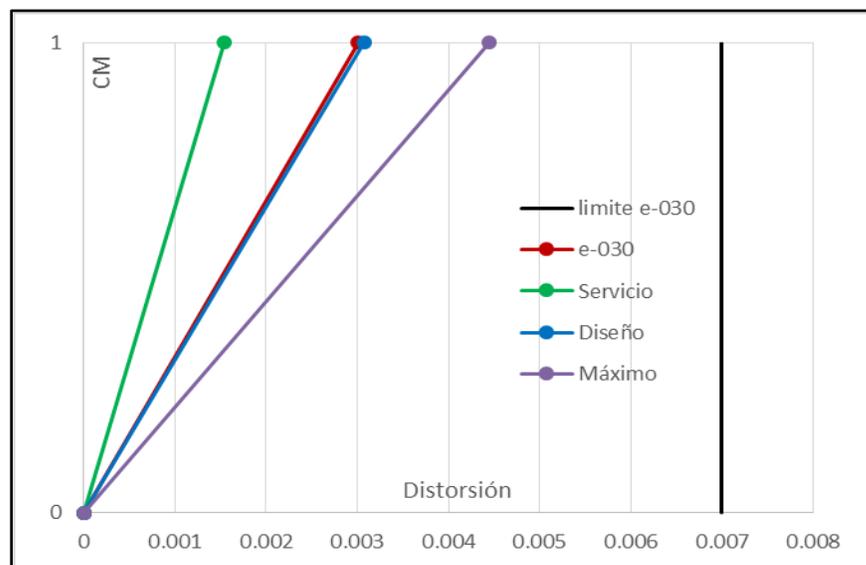
## 5.4. DESPLAZAMIENTOS MÓDULO P1 X-X

Figura N°100: Desplazamientos en el eje X-X, módulo A1



La figura N°102, muestra los desplazamientos (cm) en la dirección X del módulo A1 en el primer nivel de la estructura, además por cada nivel de sismo que se sometió a la estructura.

Figura N°101: Distorsión en el eje X-X, módulo A1

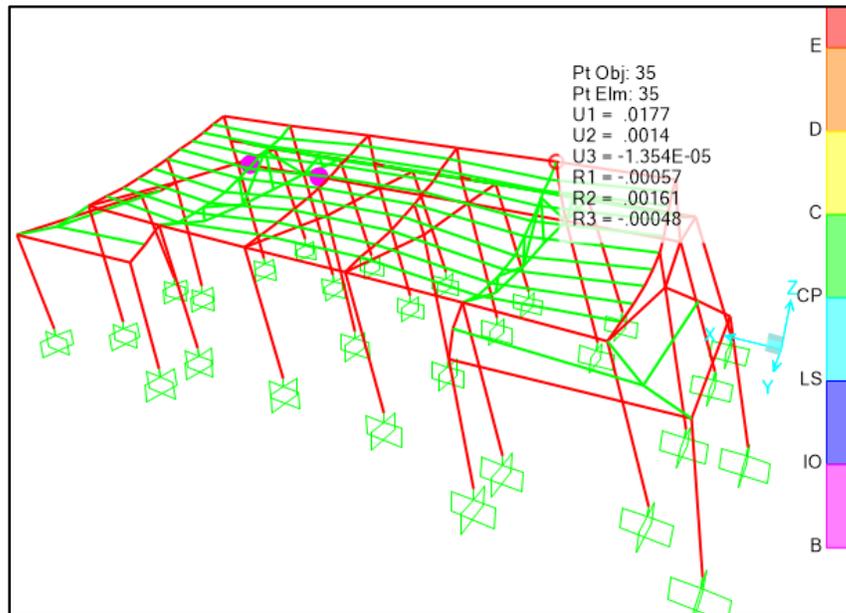


La figura N°103, muestra las distorsiones en la dirección X del módulo A1 por el primer nivel de la estructura, además por cada nivel de sismo que se sometió a la estructura, se puede notar también que la distorsión máxima no supera a la permitida en la norma peruana.

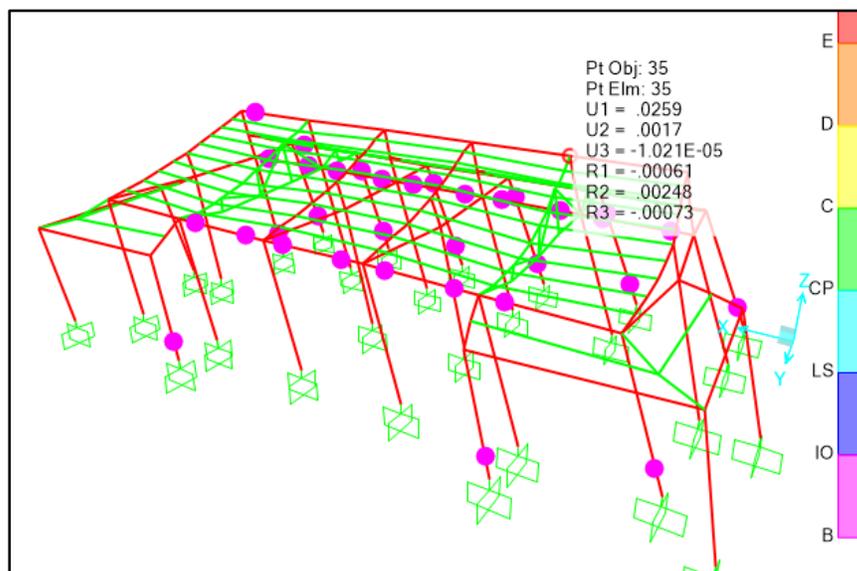
#### 5.4.1. SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento en el nudo de control 35

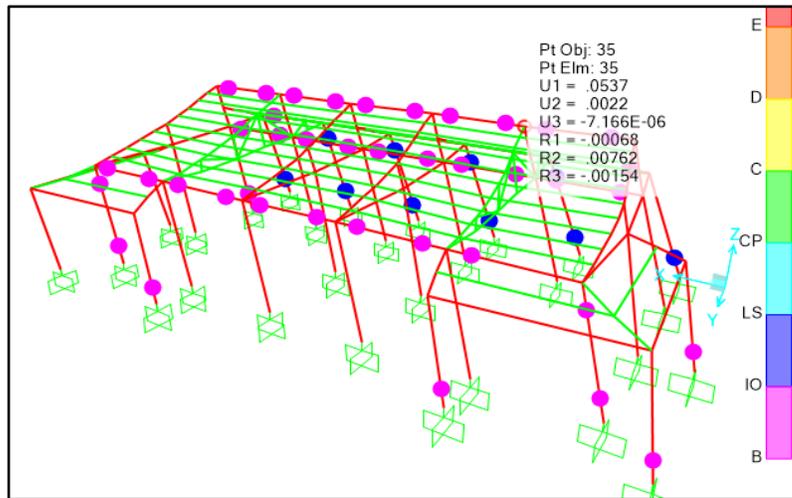
PASO 1:



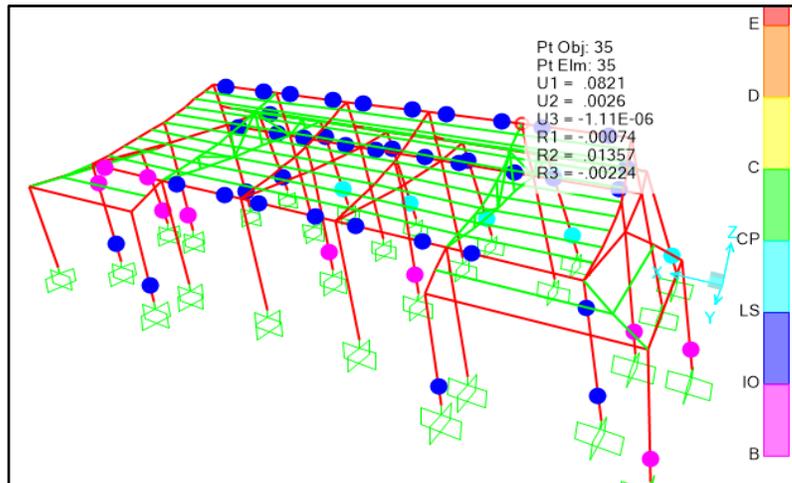
PASO 2:



PASO 3:



PASO 4:



PASO 5:

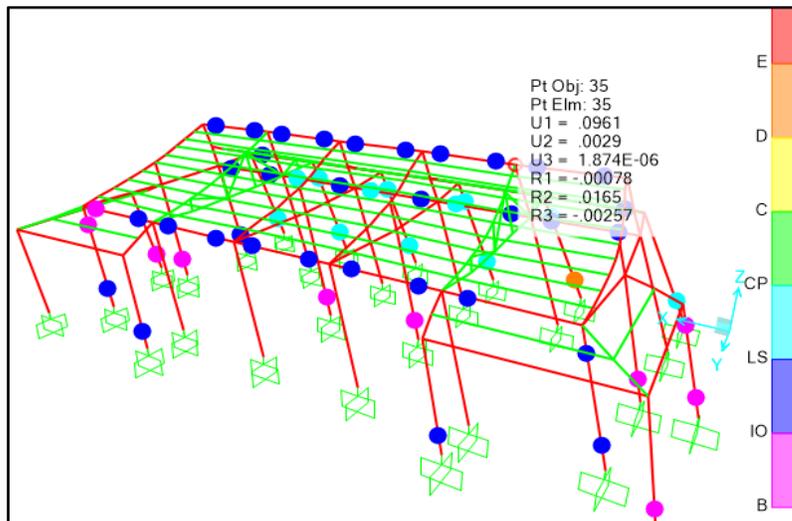


Tabla N°38: Niveles de Desempeño para el módulo A1, dirección X-X

A1	Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
SS	X			
SD	X			
SM	X			

B
IO
LS
CP
C
D
E

### 5.5. DESPLAZAMIENTOS MÓDULO P1 Y-Y

Figura N°102: Desplazamientos en el eje Y-Y, módulo A1

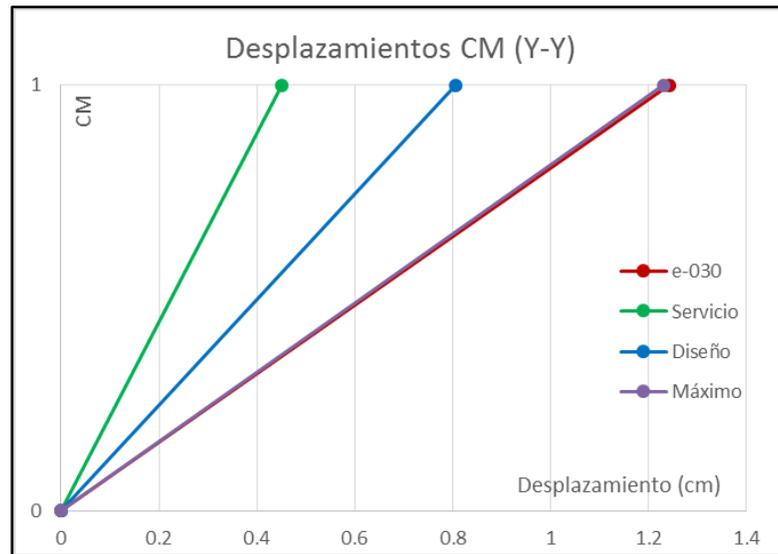
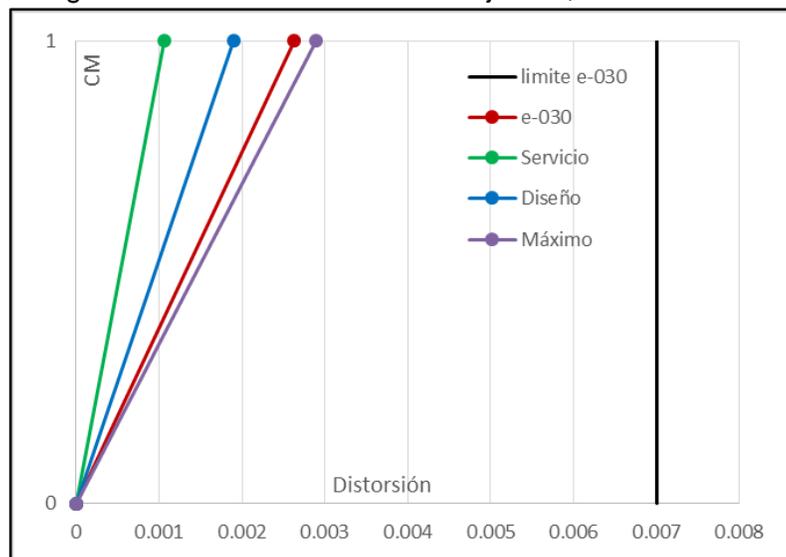


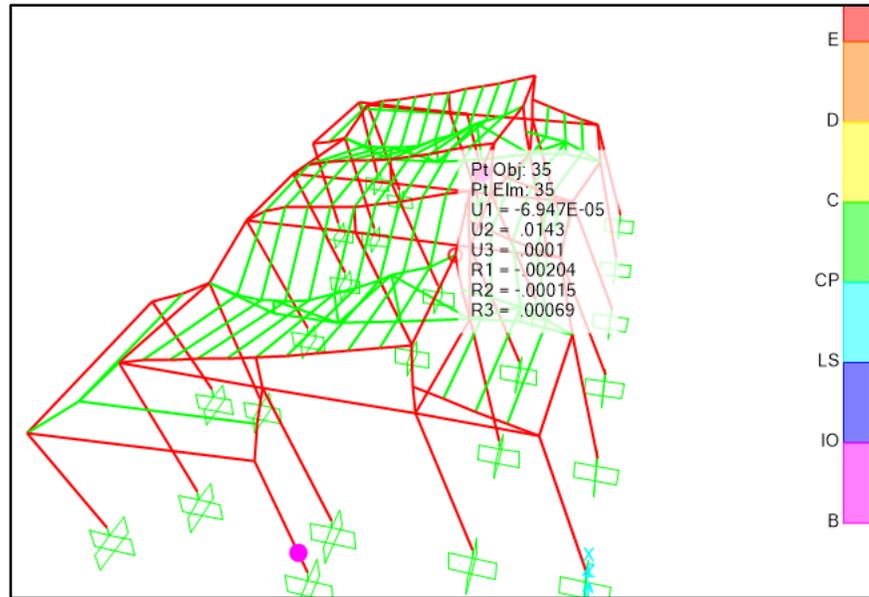
Figura N°103: Distorsiones en el eje Y-Y, módulo A1



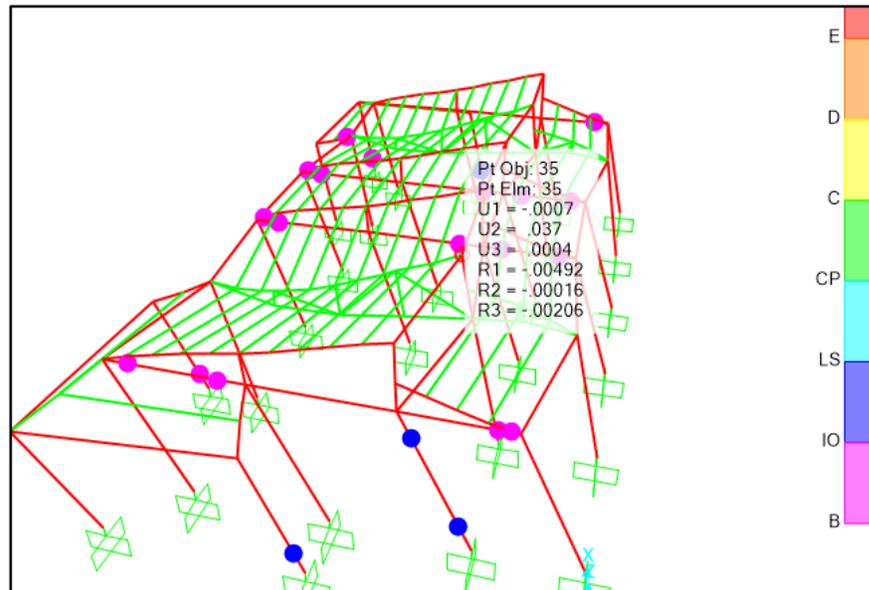
### 5.5.1. SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento en el nudo de control 35

PASO 1:



PASO 2:



PASO 3: Formación de la primera Rótula Plástica, por ende, el colapso inminente de la estructura.

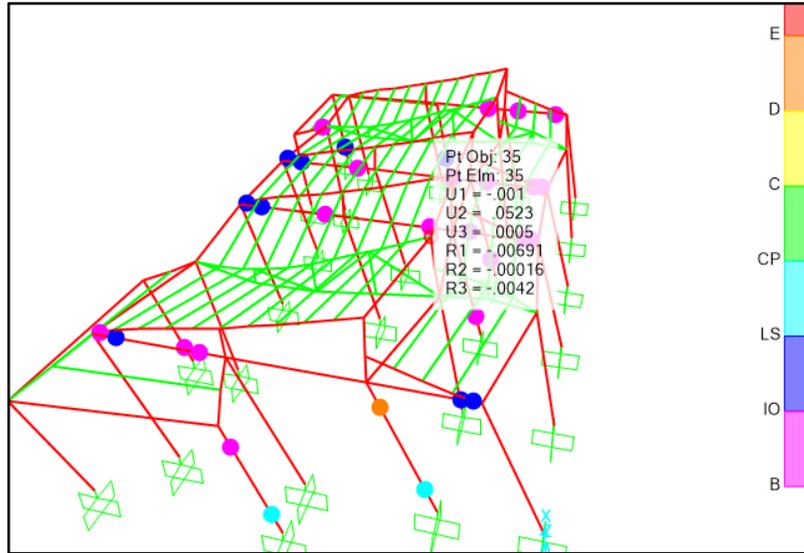


Tabla N°39: Niveles de Desempeño para el módulo A1, dirección Y-Y

Nivel de Sismo	Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
SS	X			
SD	X			
SM	X			

B
IO
LS
CP
C
D
E

## 5.6. COMPARACIÓN DE RESULTADO

### 5.6.1. DESPLAZAMIENTO DEL MÓDULO A1

Figura N°104: Desplazamientos del módulo A1 eje X-X

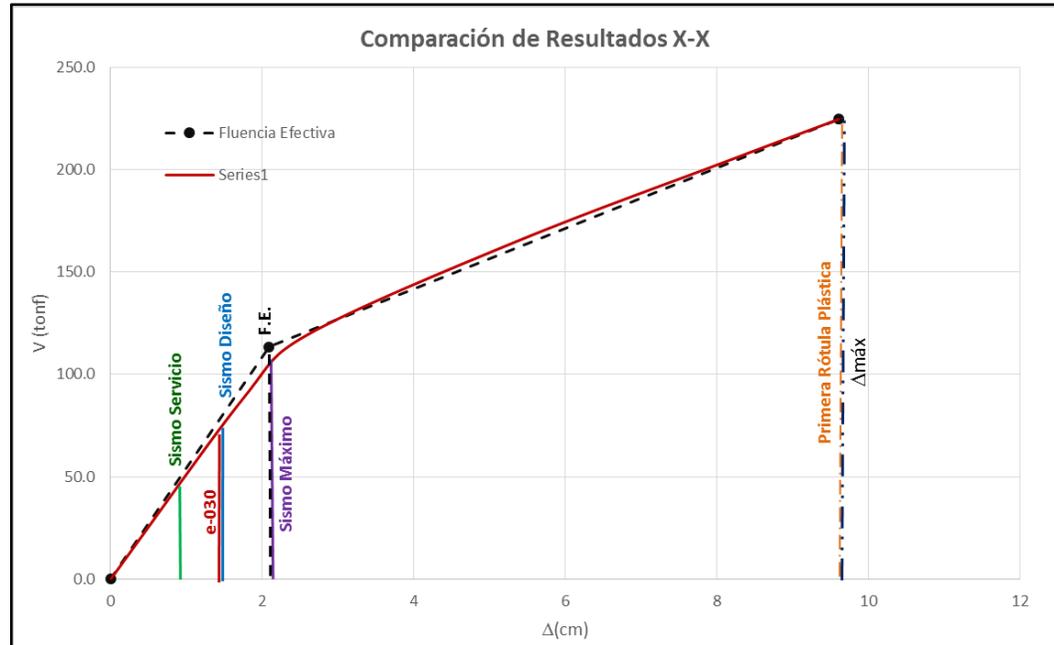
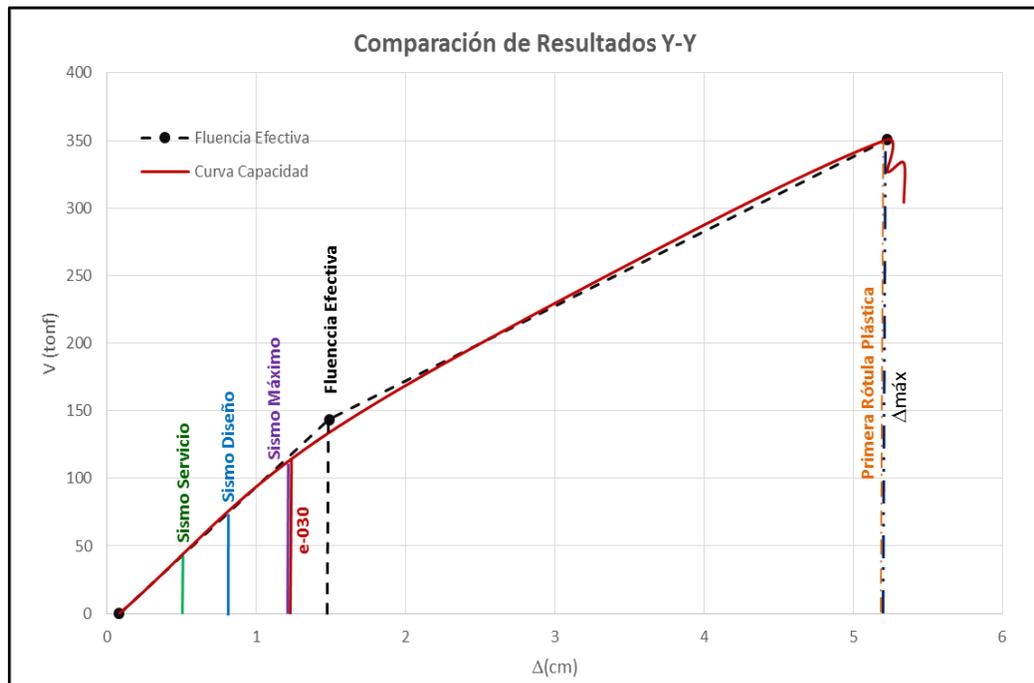


Figura N°105: Desplazamientos del módulo A1 eje Y-Y



## 5.6.2. DUCTILIDAD DISPONIBLE

Tabla N°40: Ductilidad disponible en la dirección X-X

<b>Ductilidad Disponible (1° Rótula)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>	Total	R. Elástico	R. Inelástico
	$\Delta_{1^{\circ}\text{rot}}$	7.06	131.53%	100%	100%
$\mu\Delta =$	0.760		-31.53%		
<b>Ductilidad Disponible (Normativa)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>			
	$\Delta_u =$	1.42	26.48%	68%	0%
$\mu\Delta =$	3.776		73.52%		
<b>Ductilidad Disponible (FE)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>			
	$\Delta_{FE}$	2.09	38.94%		
$\mu\Delta =$	2.568		61.06%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Diseño)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>			
	$\Delta_D$	1.450	27.00%	69%	0%
$\mu\Delta =$	3.703		73.00%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Servicio)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>			
	$\Delta_s$	0.73	13.54%	35%	0%
$\mu\Delta =$	7.386		86.46%		
<b>Ductilidad Disponible (S. Máximo)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.37</u>			
	$\Delta_m$	2.10	39.11%	100%	0.3%
$\mu\Delta =$	2.557		60.89%		

Tabla N°41: Ductilidad disponible en la dirección Y-Y

<b>Ductilidad Disponible (1° Rótula)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	Total	R. Elástico	R. Inelástico
	$\Delta_{1^{\circ}\text{rot}}$	5.227	100.00%	100%	100.0%
$\mu\Delta =$	1.000		0.00%		
<b>Ductilidad Disponible (Normativa)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	23.72%	83%	0%
	$\Delta_u =$	1.24			
$\mu\Delta =$	4.215	76.28%			
<b>Ductilidad Disponible (FE)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	28.45%		
	$\Delta_{FE}$	1.49			
$\mu\Delta =$	3.515	71.55%			
<b>Ductilidad Disponible (S.Diseño)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	15.42%	54%	0%
	$\Delta_D$	0.806			
$\mu\Delta =$	6.485	84.58%			
<b>Ductilidad Disponible (S.Servicio)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	8.63%	30%	0%
	$\Delta_s$	0.45			
$\mu\Delta =$	11.590	91.37%			
<b>Ductilidad Disponible (S.Máximo)</b>					
$\mu\Delta =$	$\Delta_{\text{máx}} =$	<u>5.23</u>	23.53%	83%	0%
	$\Delta_m$	1.23			
$\mu\Delta =$	4.250	76.47%			

### 5.6.3. SOBRERESISTENCIA

Tabla N°42: Sobrerresistencia en la dirección X-X

<b>Sobrerresistencia (1° Rótula)</b>			Total	R. Elástico	R. Inelastico
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{1^{\circ}rot}}$	$\frac{165.03}{282.37}$		171.10%	100%	100%
R= 0.584			-71.10%		
<b>Sobrerresistencia (Normativa)</b>					
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_u}$	$\frac{165.03}{75.30}$		45.63%	66%	0%
R= 2.192			54.37%		
<b>Sobrerresistencia (F.E.)</b>					
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{FE}}$	$\frac{165.03}{113.39}$		68.71%		
R= 1.455			31.29%		
<b>Sobrerresistencia (S.Diseño)</b>					
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_D}$	$\frac{165.03}{73.95}$		44.81%	100%	0%
R= 2.232			55.19%		
<b>Sobrerresistencia (S.Servicio)</b>					
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_s}$	$\frac{165.03}{37.12}$		22.49%	33%	0%
R= 4.446			77.51%		
<b>Sobrerresistencia (S.Máximo)</b>					
R= $\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_m}$	$\frac{165.03}{113.50}$		68.77%	100%	0.2%
R= 1.454			31.23%		

Tabla N°43: Sobrerresistencia en la dirección Y-Y

<b>Sobrerresistencia (1° Rótula)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{1^{\circ}\text{rot}}}$	<u>304.20</u>	Total	R. Elástico
	304.19	100.00%	100%
R= 1.000		0.00%	100.0%
<b>Sobrerresistencia (Normativa)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_u}$	<u>304.20</u>	90.57%	192%
	275.50		
R= 1.104		9.43%	0%
<b>Sobrerresistencia (F.E.)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_{FE}}$	<u>304.20</u>	47.20%	
	143.57		
R= 2.119		52.80%	
<b>Sobrerresistencia (S.Diseño)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_D}$	<u>304.20</u>	24.93%	53%
	75.83		
R= 4.012		75.07%	0%
<b>Sobrerresistencia (S.Servicio)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_s}$	<u>304.20</u>	12.46%	26%
	37.92		
R= 8.023		87.54%	0%
<b>Sobrerresistencia (S.Máximo)</b>			
R= $\frac{V_{\text{máx}}}{V_m}$	<u>304.20</u>	37.39%	79%
	113.75		
R= 2.674		62.61%	0%

## **CAPÍTULO VI**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **6.1. DISCUSIÓN**

Esta investigación tuvo como propósito analizar el desempeño sísmico, en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo.

Se realizó el estudio en la Institución Educativa Fe y Alegría N° 66 Buen Socorro del Anexo de Azapampa, tomando en cuenta la estructura del módulo P1 y la Institución Educativa N°430 Rosa de los Ángeles, tomando en cuenta el módulo de las aulas denominado A1. El análisis del desempeño sísmico se realizó mediante un modelo computarizado de las estructuras utilizando el programa SAP 2000 V18.0.1.

1. Se planteó como hipótesis al problema general, que el desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, cumplen los niveles de desempeño sísmico.

En la siguiente tabla se presenta los niveles de desempeño sísmico que debería cumplir una estructura, según la recomendación del ATC – 40.

	Nivel de desempeño para edificaciones (ATC-40)			
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio				
Sismo de diseño			X	
Sismo máximo				X

Después de realizar el modelo computarizado se obtiene los siguientes niveles de desempeño.

Institución Educativa Fe y Alegría N°66 Buen Socorro

En la dirección X-X:

<b>P1</b>	Nivel de desempeño para edificaciones (ATC-40)			
Nivel de Sismo	Operaciona I	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio	X			
Sismo de diseño	X			
Sismo máximo		X		

En la dirección Y-Y:

<b>P1</b>	Nivel de desempeño para edificaciones (ATC-40)			
Nivel de Sismo	Operaciona I	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio	X			
Sismo de diseño		X		
Sismo máximo			X	

Institución Educativa N°430 Rosa de los Ángeles

En la dirección X-X:

<b>A1</b>	Nivel de desempeño para edificaciones (ATC-40)			
Nivel de Sismo	Operaciona I	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio	X			
Sismo de diseño	X			
Sismo máximo	X			

En la dirección Y-Y:

A1	Nivel de desempeño para edificaciones (ATC-40)			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio	X			
Sismo de diseño	X			
Sismo máximo	X			

Para las dos instituciones educativas, el desempeño sísmico cumple satisfactoriamente los niveles propuestos por el ATC-40.

2. Para el primer problema específico se tiene la hipótesis: los niveles de desempeño apropiados en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, es el de la propuesta ATC-40, cuyos objetivos son definidos por la combinación de los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos.

El primer paso, en la ingeniería basada en desempeño, es la selección de los niveles de desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de importancia de la estructura como por ejemplo patrimonio histórico y cultural.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se trabajó con los objetivos de la propuesta ATC-40, que nos permite plantear varios objetivos de desempeño para una estructura en base a las combinaciones de los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a una edificación a partir

de consideraciones de funcionalidad, económicas, de preservación, entre otras.

La propuesta ATC-40, muestra los niveles de desempeño sísmico para una estructura, el indica que para un sismo de diseño corresponde el nivel de ocupación inmediata, mientras que para el sismo máximo corresponde el nivel de seguridad de vida de sus ocupantes, los cuales son suficientes para resguardar la seguridad de los ocupantes de edificación.

3. Para el segundo problema específico se tiene la hipótesis: los resultados del análisis estático no lineal frente al análisis recomendado por la norma E030, se asemeja al comportamiento real de la estructura.

En efecto con el análisis estático no lineal (Pushover), se tiene el trabajo en los dos rangos: elástico e inelástico, como lo podemos observar en el espectro de capacidad donde se visualiza el Punto de Fluencia Efectiva, el cual nos indica la frontera entre el límite elástico y no elástico de las estructuras, apreciando así el comportamiento más cercano a la realidad de la estructura.

Además, se obtuvo otros resultados como: la comparación de desplazamientos y distorsiones ante diferentes tipos de sismo. Así mismo se tiene resultados de ductilidad disponible, sobrerresistencia en los rangos elástico e inelástico de cada estructura.

## CONCLUSIONES

1. El desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas cumple con la propuesta del ATC – 40, ya que están por debajo de las exigencias de dicha propuesta como se puede apreciar y los siguientes cuadros:

<b>P1</b>	Nivel de desempeño sísmico para el módulo P1, en la dirección X-X, I.E Fe y Alegría			
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	<b>X</b>			
Sismo de Diseño	<b>X</b>		<b>X</b>	
Sismo Máximo		<b>X</b>		<b>X</b>

<b>P1</b>	Nivel de desempeño sísmico para el módulo P1, en la dirección Y-Y, I.E Fe y Alegría			
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	<b>X</b>			
Sismo de Diseño		<b>X</b>	<b>X</b>	
Sismo Máximo			<b>X</b>	<b>X</b>

<b>A1</b>	Nivel de desempeño sísmico para el módulo P1, en la dirección X-X, I.E Rosa de los Angeles			
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	<b>X</b>			
Sismo de Diseño	<b>X</b>		<b>X</b>	
Sismo Máximo	<b>X</b>			<b>X</b>

<b>P1</b>	Nivel de desempeño sísmico para el módulo P1, en la dirección Y-Y, I.E Rosa de los Angeles			
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio	<b>X</b>			
Sismo de Diseño	<b>X</b>		<b>X</b>	
Sismo Máximo	<b>X</b>			<b>X</b>

**X: Niveles de la propuesta del ATC-40**

**X: Niveles alcanzados por el análisis de desempeño sísmico**

De esta manera se determina una gran resistencia inicial, lo cual se ve reflejado en la capacidad de resistir grandes desplazamientos en el punto de control, ya que garantiza su funcionalidad frente a los diferentes niveles de sismo.

2. Los niveles de desempeño apropiados para estructuras de Instituciones Educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca – Huancayo, es el de la propuesta ATC-40, ya que nos permite plantear varios objetivos de desempeño para una estructura en base a las combinaciones de los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a una edificación a partir de consideraciones de funcionalidad, económicas, de preservación, entre otras. La propuesta ATC-40, muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Se determina que para un sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de ocupación inmediata, mientras que para el sismo máximo el nivel de seguridad de vida de sus ocupantes es suficientes.
3. Posteriormente al estudio del desempeño sísmico de la presente investigación, utilizando un análisis estático no lineal – Pushover, se concluye que los resultados numéricos obtenidos, se asemeja a un comportamiento más real de la estructura, ya que este análisis trabaja conjuntamente en el rango elástico como en el rango inelástico, en comparación del análisis recomendado por la norma E030, que solo trabaja en el rango elástico.

Por consiguiente este análisis de desempeño sísmico nos proporciona los siguientes resultados:

Resultados en la I.E. Fe y Alegría N°66 Buen Socorro (módulo P1)

P1			Sismo de servicio	Sismo de diseño	Sismo máximo
Desplazamiento (cm)	En la dirección x-x	1er nivel	0.26	0.63	0.92
		2do nivel	0.43	0.82	1.23
	En la dirección y-y	1er nivel	3.05	6.35	6.8
		2do nivel	4.59	10.26	13.21
Distorsión	En la dirección x-x	1er nivel	0.0006	0.0015	0.0022
		2do nivel	0.004	0.0004	0.0007
	En la dirección y-y	1er nivel	0.0072	0.0149	0.016
		2do nivel	0.0035	0.0088	0.0145

P1		Rotula		Sismo de servicio		Sismo de diseño		Sismo máximo	
		Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico
Ductilidad	En la dirección x-x	100%	99.6%	62%	0%	100%	5%	100%	22%
	En la dirección y-y	100%	100%	100%	23%	100%	66%	100%	96%
Sobrerresistencia	En la dirección x-x	100%	99.7%	59%	0%	100%	5%	100%	22%
	En la dirección y-y	100%	173%	100%	6%	100%	65%	100%	96%

Resultados en la I.E. N°430 Rosa de los Ángeles (módulo A1)

P1			Sismo de servicio	Sismo de diseño	Sismo máximo
Desplazamiento (cm)	En la dirección x-x	1er nivel	0.73	1.45	2.1
	En la dirección y-y	1er nivel	0.45	0.81	1.23
Distorsión	En la dirección x-x	1er nivel	0.0015	0.0031	0.0044
	En la dirección y-y	1er nivel	0.0011	0.0019	0.0029

P1		Rotula		Sismo de servicio		Sismo de diseño		Sismo máximo	
		Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico	Rango elástico	Rango inelástico
Ductilidad	En la dirección x-x	100%	100%	35%	0%	69%	0%	100%	0%
	En la dirección y-y	100%	100%	30%	0%	54%	0%	83%	0%
Sobrerresistencia	En la dirección x-x	100%	100%	33%	0%	100%	0%	100%	0%
	En la dirección y-y	100%	100%	26%	0%	53%	0%	79%	0%

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda efectuar estudios de análisis de desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, que permitan conocer el comportamiento más probable de la estructura para poder planificar y mitigar posibles consecuencias de sismos, y conocer si los niveles de desempeño sísmico cumplen con lo propuesto por ATC – 40.
2. Se recomienda tener como primer paso para un análisis de desempeño sísmico la selección de la propuesta sobre los niveles de desempeño, los cuales se verificarán después del análisis. Es necesario tener en cuenta para la selección factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de interrupción de las actividades que se realizan en su interior.
3. Se recomienda realizar un análisis estático no lineal para la determinación de niveles de desempeño sísmico de una estructura, ya que sus resultados dan a conocer el comportamiento más real de la estructura, ya que se trabaja en en el rango elástico e inelástico.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- Chicas, R. & col. (2015) “Propuesta y aplicación de la Metodología de Evaluación Estructural por desempeño sísmico para edificaciones”. Universidad de El Salvador. San Salvador, El Salvador.
- Picon, C. Vargas D. (2011) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga”. Universidad Industrial de Santander. Santander, Colombia.
- Mabel Mendoza Pérez (2011) “Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño para edificios de concreto reforzado”. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Marco Antonio R. Sánchez Aguilar (2010), “Diseño Sísmico basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado”. Instituto Tecnológico y de estudios superiores de Monterrey.
- Bonilla, R. & col. (2010), “Evaluación sismoresistente de edificios escolares en Venezuela”. Universidad Central de Venezuela.
- Villanueva Mohr, G. (2009) en su investigación “Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón”. Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Roberto Chacón Álvarez, Israel A. Paz Fuentes (2016) en la tesis “Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Vergara, V. Zevallos, M. (2014) en su tesis “Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad”. Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú.

Santana, R. (2012) en su tesis magistral “Diseño por desempeño de estructuras de albañilería confinada”. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Albarracín, P. Gallo, E. (2010) en su tesis “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el Reglamento Nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Borda, L. Pastor, A. (2007) en su investigación “Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Aguiar, R. (2008) “Análisis sísmico de edificios 2008”. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército

Allauca, L. (2006) “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Bertero, V. (1992) “Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research”. Primera Conferencia Internacional Torroja, Instituto Torroja, Madrid, 1989.

Blanco, M. (2012) “Criterios Fundamentales para el Diseño Sismorresistente”. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 27, N° 3, pp. 71-84, 2012

Borda, L. Pastor, A. (2007) “Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas (2016). Disponible en: <http://www.cismid-uni.org/>

Lee, C. Lope, O. (2007) "Evaluación y Adecuación Estructural de Edificaciones Escolares del Tipo Antiguo II". Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

San Bartolomé, A. (1998) "Análisis de Edificios Ingeniería". Primera Edición: Lima, PUCP. Fondo Editorial, 1998.

Sierra B.R. Técnicas de Investigación Social. Madrid – España. Editorial Paraninfo, 1985

Taibe, J. (2003) "Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente". Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Viera, L. (2004) "Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado". Universidad Técnica de Ambato. Ambato, Ecuador.

**PÁGINA WEB:**

- <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf?sequence=15>
- <http://tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4>
- [http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1156/1/santana\\_tr.pdf](http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1156/1/santana_tr.pdf)
- [http://www.aci-peru.org/eventos/IX\\_Conv\\_Nov/06\\_Adolfo\\_Galvez%20\\_-\\_Verificacion\\_del\\_desempeno\\_sismico.pdf](http://www.aci-peru.org/eventos/IX_Conv_Nov/06_Adolfo_Galvez%20_-_Verificacion_del_desempeno_sismico.pdf)
- [http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise\\_o\\_por\\_desempe\\_o\\_presentacion.pdf](http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise_o_por_desempe_o_presentacion.pdf)
- <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/162>
- [https://www.academia.edu/2010497/An%C3%A1lisis\\_y\\_dise%C3%B1o\\_s%C3%ADsmico\\_por\\_desempe%C3%B1o\\_de\\_edificios\\_de\\_muros\\_estructurales](https://www.academia.edu/2010497/An%C3%A1lisis_y_dise%C3%B1o_s%C3%ADsmico_por_desempe%C3%B1o_de_edificios_de_muros_estructurales)
- <http://es.slideshare.net/ANGELSZQ/reforzamiento-de-estructuras-de-concreto>
- [http://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6167/tecnicas\\_reforzamiento\\_estructuras\\_construidas\\_concreto\\_deficiencias%20estructurales.pdf?sequence=1](http://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6167/tecnicas_reforzamiento_estructuras_construidas_concreto_deficiencias%20estructurales.pdf?sequence=1)
- [http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/bitstream/10757/620673/1/paredes\\_ma.pdf](http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/bitstream/10757/620673/1/paredes_ma.pdf)