UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis y diseño sísmico por desempeño de los bloques A, B y C del
departamento de ordenamiento territorial y construcción de la UNALM según
el código ATC-40

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Gutiérrez Yaya, Luis Fernando (0000-0002-5232-2728)

Lezama Romero, Erwin Ibraim (0000-0001-7110-5449)

ASESOR

Moreno Sánchez, Javier Daniel (0000-0003-2132-8171)

Lima, 03 de Agosto de 2020

RESUMEN

La presente tesis trata de demostrar que la norma peruana de diseño sismoresistente debe evolucionar y tener mayores exigencias en instituciones de uso esencial, por lo que se evaluará los daños obtenidos mediante un diseño con la Norma E-030 y el ACT-40 ante diferentes niveles sísmicos a los bloques A, B y C de la facultad de Ingeniería Agrícola de la UNALM, para ello en el primer capítulo se explicará la evolución de la norma de diseño sismoresistente E-030 y de algunas normas internacionales como el ATC. En el capítulo 2, se dará a conocer la clasificación de los parámetros de desempeño que tienen las estructuras según el código ATC-40 para el diseño por desempeño. En el siguiente capítulo, se presentarán los bloques diseñados. Mientras que en el capítulo 4 y 5 se realizará un análisis y diseño estructural con la Norma E030 y el ATC-40, respectivamente. Finalmente, en el capítulo 6 Y 7 se presentará una comparación entre los niveles de daños producidos en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros y desplazamientos) comprándolas con los límites de aceptación de las normas mencionadas anteriormente.

Palabras clave:

Diseño por desempeño, Análisis estático no lineal, diseño estructural, análisis sísmico.

Analysis and seismic design for performance of block A, B and C of the department of land use and construction of the UNALM according to the ATC-40 code

ABSTRACT

This thesis tries to demonstrate that the Peruvian standard of earthquake-resistant design must evolve and have greater demands in institutions of essential use, so that the damages obtained through a design with Standard E-030 and ACT-40 will be evaluated at different levels. Seismic blocks A, B and C of the Faculty of Agricultural Engineering of the UNALM, for this in the first chapter the evolution of the E-030 earthquake resistant design standard and some international standards such as the ATC will be explained. In chapter 2, the classification of performance parameters that structures have according to the ATC-40 code for performance design will be announced. In the next chapter, the designed blocks will be presented. While in Chapter 4 and 5 an analysis and structural design will be carried out with Standard E030 and ATC-40, respectively. Finally, in chapter 6 and 7 a comparison will be presented between the levels of damage caused to the elements by monitoring the deformations (turns and displacements) by buying them with the limits of acceptance of the aforementioned standards.

Keywords:

Design for performance, pushover, structural design, seismic analysis

TABLA DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE TABLAS.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
1 GENERALIDADES	12
1.1 INTRODUCCIÓN.....	12
1.2 ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.....	13
1.3 PROBLEMÁTICA	20
1.4 HIPÓTESIS.....	20
1.5 OBJETIVOS.....	21
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	21
1.7 DELIMITACIÓN.....	21
2 MARCO TEÓRICO.....	22
2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO SEGÚN ATC-40	22
2.1.1 Niveles de desempeño estructural	22
2.1.2 Niveles de desempeño para elementos no estructurales.....	23
2.1.3 Niveles de desempeño del edificio	24
2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO SEGÚN ATC-40	25
2.3 NIVELES DE DESEMPEÑO SEGÚN ATC-40	26
2.3.1 Objetivo básico de seguridad según ATC-40	27
2.3.2 Otros objetivos de desempeño	28
2.4 OBJETIVO DE DESEMPEÑO BASADO EN EL USO DE LA EDIFICACIÓN – SEGÚN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.....	29
2.5 CURVA DE CAPACIDAD.....	30
2.5.1 Modelos de comportamiento de concreto armado.....	30
2.5.2 Ductilidad y tipos de ductilidad.....	33
2.5.3 Relación momento curvatura.....	35
2.5.4 Análisis estático no lineal	36
2.5.5 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.....	37
2.5.6 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.....	38
2.6 CURVA DE CAPACIDAD.....	39
2.6.1 Niveles sísmicos	39

2.7	MÉTODO DE CÁLCULO DE AMORTIGUAMIENTO Y REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	40
2.8	MÉTODO DE CÁLCULO DE AMORTIGUAMIENTO Y REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	44
2.9	PUNTO DE DESEMPEÑO ATC-40	45
2.9.1	Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda	45
2.9.2	Cálculo de la demanda de desplazamiento usando el método del coeficiente de desplazamiento ATC-40	48
3	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	55
3.1	DELIMITACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	55
3.1.1	Objetivo de la Edificación	55
3.1.2	Ubicación de la Edificación.....	55
3.2	ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	55
3.2.1	Geotecnia de la Edificación	55
3.2.2	Arquitectura	55
4	ANÁLISIS Y DISEÑO CONVENCIONAL.....	58
4.1	ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	58
4.1.1	Estructura del block 1	59
4.1.2	Estructura de los bloques 2 y 3	59
4.1.3	Predimensionamiento	59
4.1.4	Metrados de cargas	63
4.2	ANÁLISIS SÍSMICO DEL PROYECTO SEGÚN LA NORMA E-030 DEL R.N.E.	63
4.2.1	Análisis sísmico del proyecto según la Norma E-030 del R.N.E.	64
4.2.2	Modos y periodo de vibración de la estructura.....	65
4.2.3	Verificación del sistema estructural a considerar	67
4.2.4	Fuerza cortante mínima	69
4.2.5	Verificación de irregularidades	70
4.2.6	Derivas.....	76
4.2.7	Junta sísmica.....	77
4.2.8	Resumen de fuerzas cortantes y derivas de entrepiso.....	79
5	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	80

5.1	CARGAS DE DISEÑO	80
5.1.1	Diseño de losas aligeradas.....	81
5.1.2	Diseño de losas aligeradas.....	88
5.1.3	Diseño de vigas.....	91
5.1.4	Diseño de columnas.....	99
5.1.5	Diseño de placas	107
6	ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO	114
6.1	CURVA DE CAPACIDAD	114
6.1.1	Diagrama momento-curvatura en vigas.....	114
6.1.2	Diagrama momento-curvatura en columnas.....	120
6.1.3	Diagrama cortante-desplazamiento en placas.....	128
6.1.4	Resultado del análisis estático no lineal mediante Etabs 2016.....	132
6.1.5	Cálculo del espectro de capacidad.....	139
6.1.6	Cálculo de la representación bilineal de la curva de capacidad	142
6.2	ESPECTRO DE DEMANDA.....	142
6.2.1	Cálculo del amortiguamiento espectral	144
6.2.2	Cálculo de los factores de reducción espectral.....	145
6.3	ESPECTRO DE DEMANDA.....	147
7	DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.....	148
7.1	RESULTADOS	148
7.2	PLANOS	155
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
8.1	CONCLUSIONES	156
8.2	RECOMENDACIONES	157
9	BIBLIOGRAFIA	158
10	ANEXOS	160

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 : <i>Comparación entre los objetivos de desempeño de la SEAOC Y la Norma peruana de 1997</i>	15
Tabla. 2 <i>Niveles de desempeño estructural</i>	24
Tabla 3: <i>Intensidad de movimientos sísmicos</i>	26
Tabla 4 <i>Clasificación de los movimientos sísmicos según ATC-40 y VISION 2000 (Elaboración propia)</i>	26
Tabla 5: <i>Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40</i>	27
Tabla 6: <i>Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40</i>	27
Tabla 7: <i>Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40</i>	28
Tabla 8: <i>Ejemplos de otros objetivos de desempeño. adaptada del ATC – 40</i>	28
Tabla 9: <i>Valores del factor de modificación del amortiguamiento (k). adaptada del ATC-40</i>	43
Tabla 10: <i>Mínimos valores permitidos de SRA Y SRV. adaptada del ATC-40</i>	44
Tabla 11: <i>Valores para el factor de modificación C_o</i>	50
Tabla 12: <i>Valores para modificar los valores C_2</i>	52
Tabla 13: <i>pesos unitarios según el RNE E-020</i>	60
Tabla 14: <i>Vigas predimensionadas</i>	61
Tabla 15: <i>Resumen de columnas</i>	62
Tabla 16: <i>Parámetros del diseño sísmico</i>	64
Tabla 17: <i>Periodo, modos de vibración y masa participativa del bloque B</i>	65
Tabla 18: <i>Cortante sísmico en la base del bloque A en la dirección X-X y Y-Y</i>	68
Tabla 19: <i>Cortante sísmico en la base de las placas del bloque A en la dirección X-X y Y-Y</i>	68
Tabla 20: <i>Comparación entre las cortantes calculado con el análisis estático y dinámico</i>	69
Tabla 21: <i>Análisis de la irregularidad de piso blando X-X del bloque A</i>	70
Tabla 22: <i>Análisis de la irregularidad de piso blando en el eje Y-Y del bloque A</i>	71
Tabla 23: <i>Análisis de la irregularidad de masa del bloque A</i>	72
Tabla 24: <i>Análisis de la irregularidad torsional en el eje X-X del bloque A</i>	74
Tabla 25: <i>Análisis de la irregularidad torsional en el eje Y-Y del bloque A</i>	74
Tabla 26: <i>Derivas del bloque A según la norma E-30 del 2003 en el eje X-X</i>	76
Tabla 27: <i>Derivas del bloque A según la norma E-30 del 2003 en el eje Y-Y</i>	77

Tabla 28: <i>Resumen de fuerzas cortantes y Derivas de entrepiso según la norma E-030 del 2003 y 2018</i>	79
Tabla 29: <i>: Cuadro factores de reducción.</i>	80
Tabla 30: <i>Datos para el cálculo del diagrama momento-curvatura</i>	116
Tabla 31: <i>Calculo el centro de gravedad y la inercia respecto del centro de gravedad..</i>	117
Tabla 32: <i>Puntos del diagrama momento vs curvatura de la viga V101/C, V107/C, V201/C, V207/C</i>	118
Tabla 33: <i>Puntos del diagrama momento vs curvatura de la columna C4C sometida a una carga a compresión de 87Ton</i>	126
Tabla 34: <i>Puntos del diagrama momento vs curvatura de la placa P1/(30x260cm) con una carga de compresión de $P = 110\text{Ton}$</i>	128
Tabla 35: <i>Propiedades de la placa P1,P2</i>	129
Tabla 36: <i>Puntos del diagrama cortante desplazamiento</i>	131
Tabla 37: <i>Cortante desplazamiento Bloque A sentido X de análisis</i>	139
Tabla 38: <i>Cálculo de espectro de capacidad</i>	140
Tabla 39: <i>Coordenadas del espectro de capacidad</i>	141
Tabla 40: <i>factores equivalentes de la norma peruana con la UBC</i>	144
Tabla 41: <i>Periodo y amortiguamiento efectivos</i>	146
Tabla 42: <i>Valores de SRA y SRV para el espectro de demanda</i>	146
Tabla 43: <i>Espectro de demanda</i>	147
Tabla 44: <i>Punto de desempeño del bloque A en el sentido X de análisis</i>	148
Tabla 45: <i>Coordenadas del punto de Desempeño Bloque A eje Y</i>	149
Tabla 46: <i>Coordenadas del punto de Desempeño Bloque B eje X</i>	149
Tabla 47: <i>Coordenadas del punto de Desempeño Bloque B eje Y</i>	150
Tabla 48: <i>Coordenadas del punto de Desempeño Bloque C eje X</i>	150
Tabla 49: <i>Coordenadas del punto de Desempeño Bloque C eje Y</i>	151
Tabla 50: <i>Coordenadas del punto de desempeño bloque B eje Y</i>	151
Tabla 51: <i>Coordenadas del punto de desempeño Bloque B eje Y</i>	152
Tabla 52 : <i>Coordenadas del punto de desempeño Bloque C eje X E-030(2016,2018)</i>	152
Tabla 53: <i>Coordenadas del punto de desempeño Bloque C eje Y E-030(2016,2018)</i>	153
Tabla 54: <i>Cuadro resumen de resultado de punto de desempeño utilizando la norma E-030 de 2003</i>	154

Tabla 55: Cuadro resumen de resultado de punto de desempeño utilizando la norma E-030 2016,2018	155
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Corte - desplazamiento.....	29
<i>Figura 2 :</i> Modelo elastoplástico.....	31
<i>Figura 3:</i> Modelo elastoplástico con endurecimiento.	31
<i>Figura 4:</i> Modelo elastoplástico con endurecimiento	32
<i>Figura 5:</i> Modelo Whitney	32
<i>Figura 6:</i> Modelo de Hognestad.....	33
<i>Figura 7:</i> Ductilidad axial.	34
<i>Figura 8:</i> Ductilidad de la curvatura.	34
<i>Figura 9:</i> Ductilidad de la rotación.	34
<i>Figura 10:</i> Ductilidad de la estructura	35
<i>Figura 11:</i> Momento de curvatura	36
<i>Figura 12:</i> Curva de capacidad	37
<i>Figura 13:</i> Espectro de capacidad.	38
<i>Figura 14:</i> Representación bilineal del espectro de capacidad.	39
<i>Figura 15:</i> Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral	41
<i>Figura 16:</i> Cálculo de Energía disipada por amortiguamiento	42
<i>Figura 17:</i> Punto de intersección espectro de demanda y el espectro de capacidad de una tolerancia aceptable.	45
<i>Figura 18:</i> Intersección del espectro de capacidad vs espectro de demanda, luego del paso 2.	46
<i>Figura 19:</i> Intersección de curvas luego de paso 3.	46
<i>Figura 20:</i> Intersección de curvas según paso 4.	47
<i>Figura 21:</i> Intersección de curvas según paso 5.....	47
<i>Figura 22:</i> ubicación del punto del desempeño en el paso 6.	48
<i>Figura 23:</i> Representación bilineal de la curva de capacidad según ASCE-41	49
<i>Figura 24:</i> Espectro de diseño elástico Newmark-Hall.	54
<i>Figura 25:</i> Bloques del Proyecto	58
<i>Figura 26:</i> Espectro del sismo de diseño según la Norma E-030 del 2003	64

<i>Figura 27:</i> Espectro del sismo de diseño según la Norma E-030 del 2016 y 2018	65
<i>Figura 28:</i> Periodo de vibración en el Modo 1 del bloque B (0.313s).....	66
<i>Figura 29:</i> Periodo de vibración en el Modo 2 del bloque B (0.266s).....	66
<i>Figura 30:</i> Periodo de vibración en el Modo 2 del bloque B (0.216s).....	67
<i>Figura 31:</i> Planta del bloque A modelado en Etabs.....	68
<i>Figura 32:</i> Vista 3d del bloque-C en Etabs	69
<i>Figura 33:</i> Irregularidad de piso blando.....	70
<i>Figura 34:</i> Irregularidad de masa.....	71
<i>Figura 35:</i> Irregularidad de masa.....	72
<i>Figura 36:</i> discontinuidad en los sistemas resistentes	73
<i>Figura 37:</i> discontinuidad en los sistemas resistentes	73
<i>Figura 38:</i> Irregularidad por esquina entrante.....	75
<i>Figura 39:</i> Irregularidad discontinuidad del diafragma	75
<i>Figura 40:</i> Irregularidad discontinuidad del diafragma	76
<i>Figura 41:</i> Envolvente de momentos	82
<i>Figura 42:</i> Envolvente de cortantes	86
<i>Figura 43:</i> Plano de aligerado del Bloque B	87
<i>Figura 44:</i> Envolvente de momentos 1-1 en Ton-m/m.....	88
<i>Figura 45:</i> Envolvente de momentos 2-2 en Ton-m/m.....	89
<i>Figura 46:</i> Refuerzos en ductos	90
<i>Figura 47:</i> Ubicación de V-201/C.....	91
<i>Figura 48:</i> Envolvente de diagrama de cortante (Ton) y Momento(Ton-m) de la V-201/C.	92
<i>Figura 49:</i> Propuesta de V-101/C.	93
<i>Figura 50:</i> Diagramas de cortante(kg) ,momento(kg-cm) y deflexiones(cm) de V-101/C.	94
<i>Figura 51:</i> Posición de acero de refuerzo positivo.....	98
<i>Figura 52:</i> ubicación de la columna C4C	99
<i>Figura 53:</i> Corte de Columna C4C	100
<i>Figura 54:</i> Diagrama de interacción en X-X de C4C.	102
<i>Figura 55:</i> Diagrama de interacción en X-X de C4C.	102
<i>Figura 56:</i> Distribución de refuerzo al corte a lo largo del elemento.	106
<i>Figura 57:</i> ubicación de la placa P1	107
<i>Figura 58:</i> Dimensiones y armado de la Placa P1/C en el 1er piso	108

<i>Figura 59:</i> Diagrama de interacción en X-X de P1/C del 1er piso	108
<i>Figura 60:</i> Dimensiones y armado de la Placa P1/C en el 2do y 3er piso	109
<i>Figura 61:</i> Diagrama de interacción en X-X de P1/C del 2do y 3er piso	109
<i>Figura 62:</i> Grafica de esfuerzos y deformaciones en la placa asumiendo aceros concentrado en la zona de tracción y compresión (T y C).....	110
<i>Figura 63:</i> Diagrama momento curvatura según Park	114
<i>Figura 64:</i> Esfuerzos en la primera cedencia del acero en el concreto armado.....	115
<i>Figura 65:</i> Esfuerzos en la carga máxima que resiste el concreto armado	115
<i>Figura 66:</i> Diagrama momento curvatura según ATC-40	116
<i>Figura 67:</i> Diagrama momento vs curvatura de las vigas V-101/C, 107, 201/C, 207/C calculado manualmente	119
<i>Figura 68:</i> Diagrama momento vs curvatura de las vigas V-101/C,107/C,201/C,207/C calculado con el software Etabs.....	119
<i>Figura 69:</i> Sección con deformación, esfuerzo y distribución de fuerzas.	120
<i>Figura 70:</i> Distribución de aceros y deformaciones unitarias supuestas de la columna C4C	121
<i>Figura 71:</i> Puntos del diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70cm con una carga de compresión P=84Ton	126
<i>Figura 72:</i> Diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70cm con una carga a compresión P=84Ton.....	127
<i>Figura 73:</i> Diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70 cm con una carga a compresión de P =84Ton. calculado con el software Etabs	127
<i>Figura 74:</i> Diagrama momento vs curvatura de la laca p1/C (30x260cm) con una carga a compresión de P=110 Ton. Calculada con ayuda del Etabs.....	129
<i>Figura 75:</i> Diagrama cortante vs desplazamiento de la placa p1/C (30x260cm) con una carga de compresión de P = 110 Ton	131
<i>Figura 76:</i> Formación de rotulas plásticas paso 1 bloque B sismo X.....	133
<i>Figura 77:</i> Formación de rotulas plásticas paso 2 bloque B sismo en X	133
<i>Figura 78:</i> Formación de rotulas plásticas paso 3 bloque B sismo en X	134
<i>Figura 79:</i> Formación de rotulas plásticas paso 4 bloque B sismo en X	134
<i>Figura 80:</i> Formación de rotulas plásticas paso 5 bloque B sismo en X	135
<i>Figura 81:</i> Formación de rotulas plásticas paso 6 bloque B sismo en X	135
<i>Figura 82:</i> Curva de capacidad en el eje X del bloque A	136

<i>Figura 83:</i> Curva de capacidad en el eje Y del bloque A	136
<i>Figura 84:</i> Curva de capacidad en el eje X del bloque B.....	137
<i>Figura 85:</i> Curva de capacidad en el eje Y del bloque B.....	137
<i>Figura 86:</i> Curva de capacidad en el eje X del Bloque C.....	138
<i>Figura 87:</i> Curva de capacidad en el eje Y del Bloque C	138
<i>Figura 88:</i> Espectro de capacidad bloque A eje X.....	141
<i>Figura 89:</i> Representación bilineal del eje X-X del bloque C	142
<i>Figura 90:</i> Espectro de demanda de un suelo flexible norma 2003	143
<i>Figura 91:</i> Espectro de demanda de un suelo flexible norma 2016, 2018.....	143
<i>Figura 92:</i> Cálculo del amortiguamiento en espectro de capacidad del eje X del bloque A	144
<i>Figura 93:</i> Grafica de Espectro de capacidad y espectro de demanda del bloque A en sentido X.....	147
<i>Figura 94:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque A eje Y E-030(2003)	149
<i>Figura 95:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje X E-030(2003).....	149
<i>Figura 96:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje Y E-030(2003).....	150
<i>Figura 97:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje X E-030(2003).....	150
<i>Figura 98:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje Y E-030(2003).....	151
<i>Figura 99:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque A eje X E-030(2016,2018)	151
<i>Figura 100:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje Y E-030(2016,2018)....	152
<i>Figura 101:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje X E-030(2016,2018).....	152
<i>Figura 102:</i> Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje Y E-030 (2016,2018)...	153

1 GENERALIDADES

1.1 Introducción

[Los eventos sísmicos son una amenaza latente que afecta a las diferentes estructuras creadas por el hombre, estos eventos pueden generar el colapso de edificaciones lo cual representa pérdidas de vidas humanas y cuantiosas pérdidas económicas. Por lo tanto, la investigación sobre el efecto de estos fenómenos naturales en las estructuras es una importante área de estudio en la ingeniería civil.

El efecto sobre las estructuras de las edificaciones en los últimos grandes eventos sísmicos, como el de Pisco (2007), provocó la falla y el colapso de estas. El diseño de las estructuras fue realizado según el reglamento nacional de edificaciones, el cual contiene la norma E.030 de 2003 de diseño sismoresistente, esta norma ha sido actualizada en 2016, teniendo en cuenta investigaciones recientes en el tema. No obstante, ambas normas diseñan considerando solo el comportamiento lineal de la estructura de la edificación.

En países con mayores investigaciones sobre el análisis sísmico como Estados Unidos se tiene normas y códigos como el ATC-40, FEMA 440 y VISION 2000, en el cual se incorpora el comportamiento no lineal de las estructuras. Por ello, es necesario investigar sobre la aplicación de estos códigos y comprobar que los nuevos parámetros de diseño nos permiten desarrollar estructuras que respondan adecuadamente y permitan preservar las vidas humanas y evitar daños en las estructuras según los objetivos de diseño a los movimientos sísmicos.

En este trabajo se investigará el desempeño de la estructura de una edificación con fines educativos, que según la filosofía de la norma E-030, debe de servir como refugio ante desastres sísmicos, es decir debe soportar un evento sísmico sin provocarle ningún daño considerable a la estructura para su uso inmediato como refugio.

En el capítulo 1, se explicará la evolución de la norma sismoresistente, así como la evolución de normas internacionales como lo son la SEAOC, VISION 2000, ATC Y FEMA, ya que el desarrollo de la norma E.030 ha tenido como base algunos de estos reglamentos. Asimismo, en dicho capítulo se mencionará la problemática, la hipótesis, justificación, logros y el alcance de la presente tesis. En el segundo capítulo se dará a conocer la clasificación de los parámetros de desempeño que tienen las estructuras según el código ACT-40 para el diseño por desempeño. También, se mencionan los procedimientos a desarrollar para conocer el

diseño de la estructura como son: la curva de capacidad, espectro de la demanda y punto de desempeño. Mientras que en el capítulo 3 se presentará el proyecto de la edificación educativa a desarrollar; la arquitectura que comprende, la estructuración inicial, la geotecnia y topografía. En el capítulo 4, se desarrollará el análisis sísmico estático de la edificación, según la norma de diseño sísmico E.030. Además, se diseñarán los elementos estructurales de la edificación según la norma de concreto armado E.060. En el capítulo 5, se calcularán los parámetros por desempeño de la estructura, por medio de un análisis estático no lineal “push-over”, se obtendrá la curva de desempeño de la estructura. A partir del espectro de demanda propuesto por la norma E.030 se aplicaran los coeficientes de reducción espectral debido al amortiguamiento y reducción espectral, también se calcularan los espectros de respuesta para los diferentes movimientos sísmicos considerados en el código ATC-40. Finalmente se obtendrá el punto de desempeño a partir del espectro de capacidad y el espectro de demanda, a partir de lo cual se conocerá si la estructura se desempeña satisfactoriamente según la clasificación propuesta en el ATC-40. En el capítulo 6, con los resultados del desempeño de la edificación se rediseñaran los elementos estructurales con la finalidad de lograr el objetivo de desempeño requerido para el uso de la edificación, finalmente se presentaran los planos de los elementos estructurales. Finalmente, en el capítulo 7, se presentarán los aportes obtenidos de la investigación, las conclusiones de los análisis y resultados.]

1.2 Antecedentes y estado del arte

El Instituto Geofísico del Perú indica que “El Perú se encuentra ubicado en el llamado cinturón de fuego del pacífico, a la vez el continente Sudamericano (Placa Continental) en cuyo borde occidental nos encontramos, está colisionado frontalmente con la Placa de Nazca y como producto, la Placa de Nazca (Placa Oceánica) se introduce por debajo de la Continental dando origen al proceso llamado subducción. La colisión de placas se realiza entre dos superficies en continua fricción y dan origen a la mayor frecuencia de sismos en el Perú, siendo aquí donde se han generado los más grandes terremotos de los cuales existe historia...” Como prueba de ella se tienen las investigaciones de José Toribio Polo, quien indico que desde la conquista hasta fines del siglo XIX en el Perú se ha producido más de 2500 temblores, sin tener en cuenta los sismos entre el año 1600 a 1700, ya que por diversas causas no fueron anotadas.

Es debido a esta alta sismicidad y a las particularidades que en el Perú se tuvo que crear una norma sismoresistente adecuada a su realidad. En 1970 el Perú publicó la primera norma respecto al tema sísmico, la cual ha sido modificada con el pasar del tiempo debido a que cada sismo daba nuevas experiencias e información sobre los sismos peruanos. Las últimas versiones de la norma de diseño sísmo resisten E.030 son las del 2003 y la de 2018. Sin embargo, estas normas todavía están basadas en análisis lineal, siendo actualmente los análisis no elásticos internacionalmente los que ofrecen una mayor confianza para el análisis y diseño de estructuras sismoresistente.

En los siguientes párrafos se explicará la tecnología o normas que se aplican para el análisis sísmico en el Perú y EE.UU. Asimismo, se comentaran las modificaciones de la norma sísmica peruana. Para “Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño”, en la cual el ingeniero Vlacev Toledo Espinoza menciona lo siguiente:

“La Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), ha sido el pionero en formular las primeras disposiciones sísmicas, en los Estados Unidos y en muchos países. En 1959 publicó varias ediciones de las Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, lo que se conocen como el libro Azul de la SEAOC (SEAOC Blue Book). El libro Azul fue adoptado por la International Conference of Building Officials, el que publicó en 1997 el Uniform Building Code (UBC)” (Toledo, 2011: 3).

Como lo menciona el texto anterior la mayoría de las normas sismoresistente están basadas en la SEAOC, por lo tanto, no es de extrañarse que ambas normas sean tan similares. Como consecuencia de dicha similitud los objetivos de desempeño mostrado en la tabla I-1 y los métodos de análisis de ambos reglamentos fueron muy similares.

Tabla 1 : *Comparación entre los objetivos de desempeño de la SEAOC Y la Norma peruana de 1997*

SEAOC	Norma sismoresistente del Perú -1997
Un menor nivel de movimientos sísmicos sin daño.	Resistir sismos leves sin daño (MM o $MSK \leq VI$)
Un moderado nivel de movimientos sísmicos sin daño estructural, pero con posibilidades de tener daños en los elementos no estructurales.	Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves. (MM o $MSK = VII$ y $VIII$)
Un mayor nivel de movimientos sísmicos igual al de más fuerte intensidad, que se experimentó o se hubiera previsto para la zona de la edificación, sin colapso, pero con la posibilidad de presentarse daños en los elementos estructurales como no estructurales.	Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación. (MMo $MSK = IX$)

En cuanto al método de diseño la SEAOC en sus publicaciones iniciales planteaba una formula empírica para calcular la cortante basal utilizando coeficientes que tenían como propósito evaluar el fenómeno cuantificablemente. Dicha ecuación es la siguiente:

$$V = ZKCSW$$

Dónde:

V, es la cortante de diseño en la base

Z, el coeficiente relacionado a la sismicidad de la región donde se ubica la estructura

K, el coeficiente de calidad para el sistema estructural

C, el coeficiente que depende del periodo

S, el coeficiente para evitar la resonancia entre la estructura y el sitio;

W, el peso efectivo.

Las normativas internacionales evolucionaron para mejorar el desempeño de la estructura y es por eso que:

“A mediados de los setentas, la U.S. National Science Foundation y la National Bureau of Standards, luego de una serie de investigaciones en el campo de la ingeniería de diseño, presentaron el documento ATC 3-06 (1978), en donde muchos de los coeficientes empíricos usados, fueron reemplazados por conceptos, ecuaciones y coeficientes basados en principios físicos.

Muchos principios como el análisis de peligrosidad sísmica de Cornell (1968), fueron implementados en la ATC 3-06, implementando el desarrollo de mapas de contorno para aceleraciones pico efectivas (effective peak acceleration EPA) y velocidades pico (peak velocity EPV) para un 10/50 de peligro (475 años de periodo de retorno), utilizando mapas de riesgo sísmico publicadas por Algermissen y Perkins (1976). Con el uso de la EPA y EPV, se tuvieron espectros semiprobabilísticos para evaluar el comportamiento de una estructura.

También fue introducido el concepto de factor de modificación de respuesta, R, que permite fuerzas de diseño elásticas donde se espera una respuesta inelástica (que corresponde a un 10/50 de peligro” (Toledo, 2011: 4).

Mientras que, en el Perú, en el año 1964 se hizo un esfuerzo para prevenir daños causados debido a los sismos. Esto dio como resultado el primer proyecto de norma peruana, la cual se basó en la SEAOC. Posteriormente, debido a los sismos ocurridos entre 1967 y 1970 se modifica la norma sísmica y en 1970 se publica el reglamento nacional de construcciones, en el cual se incluye el proyecto de norma mencionado anteriormente, el cual para determinar la fuerza sísmica en la base usaba la siguiente formula:

$$H = U K C P$$

Dónde:

H es la cortante de diseño en la base

U, coeficiente sísmico, según la regionalización y uso de la edificación.

K, coeficiente que depende del tipo de estructura

C, coeficiente que depende del periodo

P, el peso de la edificación.

Sin embargo, como se puede apreciar la fórmula de 1970 no presentaba un factor de amplificación que dependiera del tipo de suelo, por lo que se indicaba que el ingeniero a cargo del proyecto debía determinar a su criterio un factor de amplificación debido al tipo de terreno. ¹

En el transcurso de los años ocurrieron dos sismos muy fuertes en el Perú como el de 1970 en Chimbote– Huaraz y el de 1974 en Lima, los cuales hicieron notar que la norma sismo resistente necesitaba ser mejorada. De modo que, en 1977, se modifica la norma de diseño sismo resistente². En esta nueva norma el cálculo del cortante total en la base se obtiene de la siguiente forma:

$$v = \frac{zusc p}{R_d} \dots (1.1)$$

Dónde:

V, es la cortante de diseño en la base

U, coeficiente sísmico, según la regionalización y uso de la edificación.

Z, coeficiente que depende de la zona

C, coeficiente que depende del periodo

S, coeficiente que depende del tipo de suelo

p, el peso de la edificación.

R_d, coeficiente de reducción de fuerza sísmica por ductilidad

¹ Cfr. Blanco 2010 : 13

² Cfr. Blanco 2010 : 15

Nuevamente, en 1996, ocurrió un sismo en el Perú. Esta vez el epicentro fue en Nazca, en donde se presentaron colegios con daños severos y debido a estudios realizados a las estructuras de dichas instituciones educativas se pudo verificar que las deformaciones que se obtenían con la norma vigente eran menores a los que realmente ocurrieron, por lo que en 1997 se decidió cambiar la norma.³

En la norma de 1997 como lo menciona el ingeniero Antonio Blanco Blasco en la conferencia EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS SÍSMICAS EN EL PERÚ.

“El nivel de fuerzas no sufrió cambios grandes, sólo ligeros ajustes, pero se varió en forma importante los coeficientes para que se obtengan deformaciones laterales mayores.

Con la nueva norma 1997 los desplazamientos de la estructura a diseñar serán aproximadamente 2.5 veces mayores. Para esto se cambian los coeficientes de la expresión general, ($H=USCZP/R$), cambiando los valores de R, ahora multiplicados por 2.5, de modo que cuando se calcule las deformaciones laterales se obtengan valores mucho mayores” (Blanco, 2010: 30-31).

En el 2003 se volvió a modificar la norma E030, como consecuencia del sismo de Atico (Arequipa, Moquegua y Tacna), ocurrido en el 2001. Esta vez las modificaciones fueron pocas, ya que “el sismo de Arequipa permitió comprobar que la norma de 1997 corrigió el problema del cálculo de desplazamientos laterales” (Blanco, 2010: 42). Haciendo una comparación entre la norma de 1997 y la del 2003 se puede decir que son muy parecidas, ya que la variación más importante de esta última es la amplificación de las fuerzas sísmicas por 1.25, lo que produjo una variación en los factores de reducción por ductilidad. Asimismo, se puede concluir que para obtener deformaciones menores desde el año 1997 el RNE nos obliga a diseñar estructuras más rígidas que los reglamentos anteriores.⁴

Aunque, la norma de diseño sismo resistente ha presentado varias evoluciones, aún necesita ser mejorada. Esto se debe a que está basada en reglamentos americanos, los cuales han ido evolucionando con el pasar de los años. Para comprender mejor esto usaremos nuevamente el texto de Vlacev Toledo Espinoza quien menciona lo siguiente:

“El uso de la cortante en la base, junto con los criterios de derivas elásticas y reglas de detallado, fue un intento de proveer una seguridad ante el colapso de una estructura, así como

³ Cfr. Blanco 2010 : 26,29

⁴ Cfr. Blanco 2010 : 42, 55

también controlar los daños. Muchos de los coeficientes sólo estaban basados en juicios ingenieriles y tenían muchas incertidumbres como la intensidad y frecuencia del fenómeno. Los diseños sólo se realizaban por conceptos elásticos sin tomar criterios del comportamiento inelástico de una estructura.

Para la seguridad al colapso se recomendaba, y aún se exige que en un edificio: se debe de proveer de ductilidad a todos los componentes en donde se puede experimentar un comportamiento inelástico; los Componentes que son parte integral del sistema de carga, pero que no pueden ser provistas de una adecuada ductilidad, deben de ser protegidas de fuerzas excesivas y demandas de deformación (como por ejemplo el criterio de columna fuerte – viga débil, que es un intento de proteger las columnas que resisten cargas de gravedad frente a una excesiva combinación de fuerzas axiales y momentos flexionantes)” (Toledo, 2011:3).

Así mismo, se ha podido comprobar que la implementación del factor R, no es suficiente para obtener un diseño confiable. Como lo explica el ingeniero Vlasev Toledo Espinoza:

“El factor R, fue una necesidad para el nivel de conocimiento que se tenía en esos momentos, pero trajo consigo dos problemas que hasta hoy perduran, y son: el factor R es independiente del periodo y su valor depende del sistema estructural y es aproximadamente igual a $8/(1.5 K)$; el segundo problema es que en su uso no se toma en cuenta la redistribución debido al comportamiento inelástico de la estructura, no permitiendo la sobrerresistencia de una estructura debido a los efectos de las cargas de gravedad. La necesidad de rectificar las inconsistencias del factor R, es uno de los principales argumentos para la implementación del diseño basado en desempeño” (Toledo, 2011:4).

De los párrafos citados anteriormente, se resume que los principales problemas de la metodología iniciales de diseño fueron las incertidumbres de la intensidad y frecuencia del fenómeno. Así como, la no dependencia entre el factor R y el periodo. Debido a estos problemas, es que “A lo largo de los años, se hicieron muchos esfuerzos para desarrollar la ingeniería sísmica basada en desempeño” (Toledo, 2011:5) .Estos esfuerzos dieron como resultado: Vision 2000, FEMA 273/356, ATC 40.

Por su parte Visión 2000 tuvo como principal aporte “proponer un comprensivo proceso en el diseño/evaluación/proceso de construcción, cubriendo aspectos como: selección de un adecuado sitio, selección de un adecuado material y sistema estructural, calidad del detalle,

resistencia y rigidez, consideración del sistema no estructural, calidad de inspección, calidad de construcción, etc” (Toledo, 2011:5). Mientras que en el mismo periodo la Federal Emergency Management Agency (FEMA) desarrollo varios reportes entre ello FEMA 253 en 1996 y FEMA 356 en el 2000. “Los reportes FEMA 273/356, realizan una mejor contribución a la PBEE⁵, proveyendo guías detalladas para procedimientos de análisis, que pueden ser empleadas para predecir las demandas de fuerza de formación para evaluar el desempeño. Reconoce el análisis tiempo-historia no lineal, el que se cree que es el método actual más fiable de predicción del comportamiento de una estructura, pero que sólo se usará en muy pocos casos, prefiriéndose procedimientos de análisis simplificados” (Toledo, 2011: 7). Por su parte “el estado de California comisionó el desarrollo de guías para la evaluación sísmica y retrofit para estructuras de concreto armado. Este proyecto resultó ser el ATC 40 (1996). El marco conceptual presentado para la PBEE es similar al de Vision 2000, y por tanto su implementación depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y rotación de rótulas. Al igual que en los reportes FEMA, el análisis estático no lineal [sic] (pushover), se recomienda como un método de elección de los ingenieros estructurales.” Este último documento es en el que se basa la presente tesis, es por eso en el siguiente capítulo, en el que se explica el marco teórico se explicara con mayor detalle los principios y la metodología de diseño del ATC 40.

1.3 Problemática

En el diseño sísmico convencional según el RNE considera parámetros arbitrarios, como el Coeficiente de reducción sísmica (R), que depende del sistema estructural y material del proyecto. Este parámetro genera una supuesta respuesta en el estado dúctil de los elementos estructurales en análisis sísmico de las edificaciones. Ello genera incertidumbre en el desempeño de la estructura cuando se enfrenta a eventos sísmicos que están considerados en normas internacionales como ATC-40.

1.4 Hipótesis

El análisis y diseño sismoresistente tradicional según la norma sísmica E-030 no cumple con la filosofía de desempeño que propone el código ATC-40 para edificaciones de uso

⁵ PBEE son las iniciales de Performance-Based Earthquake Engineering, la cual traducida al español es Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño

educativos, como el nuevo edificio del Departamento de Ordenamiento Territorial y Construcción de la UNALM.

1.5 Objetivos

El objetivo principal de la tesis es determinar el correcto desempeño de la nueva edificación del departamento de ordenamiento territorial y construcción de la facultad de ingeniería agrícola de la UNALM ante diferentes niveles de sismos.

Los objetivos específicos son:

- Análisis sísmico con la norma E.030 2003 y E.030 2018.
- Determinar el nivel de desempeño de la estructura diseñada según la norma E.030 del RNE evaluada según los diferentes niveles sísmicos del código ATC-40.
- Diseñar por desempeño la estructura de la nueva edificación del Departamento de Ordenamiento Territorial y Construcción de la UNALM.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos según el diseño según la norma E-030 y el diseño por desempeño según el código ATC-40.

1.6 Justificación

Debido a que el RNE no considera el diseño sísmico por desempeño y existe incertidumbre ante el comportamiento de las edificaciones ante los diferentes sismos que considera el ATC-40 en el diseño sísmico es necesario validar el diseño propuesto en la Norma peruana según la metodología de diseño por desempeño, de esta medida podremos saber con cierta precisión el comportamiento de la edificación ante los sismo y las estructura necesaria para que cumpla con uso de una edificación con fines educativos.

1.7 Delimitación

Se tomará como modelo una edificación para uso educativo, ubicado en el campus de la Universidad Nacional Agraria La Molina en la avenida La Universidad s/n, en el distrito de La Molina, provincia y departamento de Lima.

Se llevará a cabo el análisis y diseño estructural de la edificación; Para el análisis sísmico del edificio se cumplirá con los requisitos establecidos en la norma E-030; así como el diseño estructural que se regirá por la norma E-060 (Concreto Armado) para el caso de los

2 MARCO TEÓRICO

El diseño por desempeño sísmico se basa en la selección de los procedimientos de evaluación estructural que nos permitan diseñar los elementos estructurales y no estructurales de las edificaciones. De tal forma los efectos de los eventuales movimientos sísmicos del terreno, clasificados por niveles y confianza no superen los estados límites de la estructura.

El desempeño, tanto en las estructuras de edificaciones y otras estructuras construidas por el hombre se cuantifica en el daño que reciben por los movimientos sísmicos y los daños que generan en las actividades posteriores.⁶

Otra consideración que se tiene en cuenta en el diseño por desempeño es que se busca un comportamiento hipotético en respuesta a las solicitaciones sísmicas. Este comportamiento debe estar próximo al colapso, formándose rotulas plástica en las uniones de los elementos estructurales, conociéndose su ubicación predeterminadamente, con la finalidad de tener un mecanismo de colapso simulando un comportamiento dúctil.⁷

2.1 Niveles de desempeño según ATC-40

ATC-40 define niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales de forma independiente. El nivel de desempeño desarrolla un estado límite de daño discreto en la estructura. Representa el límite de desempeño o tolerable en función de los 3 siguientes aspectos:

- 1) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- 2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación.
- 3) La operatividad de la edificación de la edificación pasado el terremoto.

2.1.1 Niveles de desempeño estructural

Comprenden 3 niveles de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos niveles son utilizados para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Además, se definen 2 rangos intermedios a los 3 anteriores, con la finalidad de discernir de manera adecuada y útil entre los niveles. Estos niveles se definan con la nomenclatura “SP-n” y el término “n” varía de acuerdo al nivel 1-6.

⁶ Cfr.Bonett 2003 : 49

⁷ Cfr.Burgos 2007 : 1

- Ocupación inmediata, SP-1: En esta clasificación los daños recibidos por la estructura son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas
- Daño controlado, SP-2: Este intervalo corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- Seguridad, SP-3: Esta clasificación corresponde a los daños ocasionados por el sismo no han dañado por completo la estructura, es decir el colapso de los elementos estructurales es muy bajo, sin embargo, contempla algunos daños mínimos sobre los ocupantes de la edificación. Debido a los daños recibidos por la edificación puede ser necesaria la reparación de los elementos estructurales siempre y cuando sea económicamente viable.
- Seguridad limitada, SP-4: este intervalo es entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el cual la estructura requiere de refuerzo para mantener su operación.
- Estabilidad estructural, SP-5: En este nivel la estabilidad de la estructura y la rigidez de los elementos estructurales se ve seriamente afectada y la edificación esta próxima al derrumbe parcial o total. El sistema de la edificación aún permanece erguido, no obstante, el peligro latente de réplicas de sismo puede llevar a un colapso total.
- No considerado, SP-6: Este intervalo es de utilidad en ciertas ocasiones que requieran de evaluación de daños sísmicos no estructurales con la finalidad de realizar un reforzamiento.

2.1.2 Niveles de desempeño para elementos no estructurales

En esta clasificación se consideran 4 niveles aplicados a los estados discretos de daño en los elementos no estructurales de dentro de las edificaciones y son los siguientes: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Se denominan con la abreviación “NP”- “n.NP” es “Nonstructural Performance” y la n toma los valores entre A y E.

- Operacional NP-A: los elementos no estructurales dentro de las edificaciones, sistemas y maquinas continúan funcionando con normalidad luego del sismo.
- Ocupación inmediata NP-B: En este nivel los elementos no estructurales son afectados levemente, manteniéndose estables en su posición, sin embargo, se pueden presentar algunas interrupciones en la correcta función de los sistemas y maquinarias de las edificaciones.

- Seguridad NP-C: Los elementos no estructurales dentro y fuera de las edificaciones son seriamente comprometidos, sin embargo, no llegan al colapso, ni afecta la seguridad de los ocupantes. Los sistemas y maquinarias pueden ser afectados interrumpiendo su adecuado funcionamiento, siendo necesario su reparación.
- Amenaza reducida NP-D: En este nivel los elementos no estructurales presentan daños considerables, sin embargo, los grandes elementos no estructurales como son los muros exteriores o parapetos de albañilería no llegan al colapso, que puedan a llegar a herir o afectar a los usuarios de la edificación.
- No considerado NP-E: No es definido como un nivel de desempeño, pero sirve para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales.

2.1.3 Niveles de desempeño del edificio

En la clasificación realizada por el código ATC-40 se muestra una combinación del desempeño de los elementos estructurales y no estructurales representada en la tabla 1 que representa un desempeño en conjunto de toda la edificación. Sin embargo, se toma mayor relevancia a 4 estados de la edificación que son los siguientes:

Tabla. 2 *Niveles de desempeño estructural*

(ADAPTADO DEL ATC-40 , 1996)						
NIVEL DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE
NR : COMBINACIÓN NO RECOMENDADA						

- Operacional 1-A: En este nivel de desempeño de la edificación los elementos estructurales han recibido daños leves y los daños sobre los elementos no estructurales permiten que sigan operando después del sismo. Asimismo, las reparaciones en la edificación no impiden el uso de esta, por lo tanto, en este nivel de desempeño la edificación continua con sus operaciones.
- Ocupación inmediata 1-B: Este nivel de desempeño permite el daño en algunos ambientes de la edificación, sin embargo, permite que se continúe operando con seguridad después del sismo, las edificaciones más comunes con esta categoría son edificaciones esenciales como los hospitales.
- Seguridad 3-C: En esta clasificación es el desempeño que se puede esperar aplicando los códigos corrientes, como el RNE. Considera daños estructurales limitados y algunos elementos no estructurales pueden fallar, no obstante, no comprende pérdidas humanas.
- Estabilidad estructural 5-E: La seguridad debido a las cargas horizontales está al límite y la probabilidad de colapso por réplicas sísmicas es alta, sin embargo, el sistema de cargas verticales aún continúa operando, garantizando estabilidad en la edificación. Este nivel no garantiza la seguridad de los ocupantes.

2.2 Niveles de desempeño según ATC-40

Como menciona el doctor Ricardo León Bonett Díaz “El comité VISION 2000 clasifica los sismos en términos de un intervalo de recurrencia medio o en una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia media, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, el cual transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior. Mientras que, la probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo de retorno “TR”(intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia “pe” para un número específico de “t” años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \text{ (Bonett, 2003: 56-57)}$$

Tabla 3: *Intensidad de movimientos sísmicos*

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	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

Cabe recalcar que el presente trabajo estará enfocado en diseñar con la normativa del ATC-40, la cual no define al sismo frecuente y muestra a los demás sismos con un nombre distinto a los propuestos en el comité Visión 2000, tal como se muestra en la tabla II-3.

Tabla 4 *Clasificación de los movimientos sísmicos según ATC-40 y VISION 2000 (Elaboración propia)*

Vision 2000	ATC-40
Sismo Frecuente	-----
Sismo Ocasional	Sismo de Servicio
Sismo Raro	Sismo de Diseño
Sismo Muy raro	Sismo Máximo

2.3 Niveles de desempeño según ATC-40

Como esta descrito en el ATC -40 el desempeño sísmico se describe mediante la designación del máximo estado de daño permisible para una amenaza sísmica identificada.⁸

⁹Uno de los objetivos desempeño sísmica se define mediante la selección de un nivel de desempeño del edificio deseado para un nivel dado de terremoto como lo indica la siguiente tabla.

⁸ Cfr. ATC-40 1996 : 3-1

⁹ Cfr. ATC-40 1996 : 3-9

Tabla 5: Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40

	Nivel de Desempeño del Edificio			
MOVIMIENTO DE SUELO POR SISMO	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)				
Sismo de Diseño (DE)			✓	
Sismo Máximo (ME)				

El Consejo de Tecnología Aplicada también define el Objetivo de desempeño dual o múltiple. Este puede ser creado Seleccionando dos o más niveles de comportamiento del edificio deseado, cada uno para un diferente nivel de sismo. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6: Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40

	Nivel de Desempeño del Edificio			
MOVIMIENTO DE SUELO POR SISMO	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)	✓			
Sismo de Diseño (DE)			✓	
Sismo Máximo (ME)				

2.3.1 Objetivo básico de seguridad según ATC-40

Esta institución define a su objetivo básico de seguridad como un objetivo de desempeño dual, el cual tiene que cumplir el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, 3-C, para un Nivel de Sismo de Diseño y el Nivel de desempeño Estabilidad Estructural, 5-E, para el Nivel de Sismo Máximo.¹⁰

¹⁰ Cfr. ATC-40 1996 : 3-10

Tabla 7: Definición de un objetivo de desempeño. adaptada del ATC-40

	Nivel de Desempeño del Edificio			
MOVIMIENTO DE SUELO POR SISMO	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)				
Sismo de Diseño (DE)			✓	
Sismo Máximo (ME)				✓

2.3.2 Otros objetivos de desempeño

Como se muestran en la tabla 1.3.1 o 1.3.2 Combinado los diferentes niveles de desempeño con los movimientos de suelo por sismo se pueden generar distintos objetivos de desempeño. Estos objetivos pueden ser asignados teniendo consideraciones funcionales, políticas, de preservación o de costo.

La Tabla II-7 es una de las tablas que se encuentra en el ATC-40. Como se puede apreciar en dicha tabla se encuentra definido el nivel de desempeño por cada nivel de sismo que cada estructura debe tener. ¹¹

Tabla 8: Ejemplos de otros objetivos de desempeño. adaptada del ATC – 40

Riesgo Sísmico	EJEMPLOS				
	Servicios esenciales	California Hosp essent	VA Hospital	Otros ejemplos A	Otros ejemplos B
	Nivel de Desempeño Combinado				
SE	1B				
DE		1B		1A	1B
ME	3C	5E	1A	1C	

¹¹ Cfr. ATC-40 1996 : 3-10

2.4 Objetivo de desempeño basado en el uso de la edificación – según el Reglamento Nacional de Edificaciones

La norma peruana de diseño sismoresistente no define la palabra objetivo de desempeño en su texto, pero si presenta dos principios fundamentales, las cuales se asemejan un objetivo de desempeño. Los principios fundamentales de la Norma 030 son los siguientes:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Cabe recalcar que el sismo severo mencionado en el RNE es el sismo de diseño mencionado por el ATC-40. Por lo tanto, se puede decir que el principio de la norma E-030 es similar al Objetivo básico de seguridad según el ATC- 40.

En la gráfica 2-1 elaborada por el ingeniero Javier Piqué del Pozo se puede apreciar que la fuerza cortante basal con la que se diseña en el Perú es generada por un sismo severo reducido. Esa reducción es la que origina el desconocimiento del desempeño de las estructurales diseñadas con la norma E 030 y una de las causantes de la elaboración de la presente tesis.

Figura 1: Corte - desplazamiento

2.5 Curva de Capacidad

En la actualidad, en el diseño sísmico de las estructuras en las edificaciones se diseña para un sismo severo, reducido entre un factor “R”, este factor depende del sistema estructural utilizado en la estructura. La reducción del sismo de diseño nos genera un comportamiento inelástico de la estructura ante la ocurrencia del sismo severo. No obstante, ante un sismo severo, obtener un comportamiento elástico en la resistencia de los elementos estructurales es asegurar la vida útil de la edificación para un tiempo de retorno de 975 años, lo cual nos daría como resultado estructuras más robustas para un sismo que tal vez nunca ocurra durante la vida útil de la edificación.

2.5.1 Modelos de comportamiento de concreto armado

Es fundamental para poder determinar la capacidad de la estructura, poder analizar los materiales que componen las unidades estructurales. Asimismo, el modelo unidimensional de los elementos estructurales; como las vigas, columnas y placas. Los cuales, integrados a un análisis estático no lineal sobre la edificación nos da por resultado la curva cortante-deformación que se denomina curva de capacidad. Por lo tanto, es importante mencionar los modelos constitutivos de los materiales que se van a emplear en el diseño.

2.5.1.1 Modelos esfuerzo deformación – acero

El acero de refuerzo tiene una representación gráfica donde se relacionan los esfuerzos-deformación, que nos sirve para poder idealizar el comportamiento del acero en su estado elástico y su estado plástico. La pendiente de la curva en el estado elástico, el módulo de elasticidad es de $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ¹². El esfuerzo de fluencia y la deformación depende del contenido de carbono y de su proceso químico al que esté haya sido sometido. Para poder interpretar el comportamiento del acero en las curvas esfuerzo (f_s) vs deformación unitaria (ϵ_s) se han propuesto modelos sencillos donde se muestra la propiedad inelástica del acero.

2.5.1.1.1 Modelo Elastoplástico Perfecto

Es un modelo simple que se emplea en diseño, representa el comportamiento del acero con un modelo bilineal, sin embargo, este modelo no es utilizado para el estudio del comportamiento inelástico por omitir el endurecimiento después de la fluencia.

¹² Cfr. ACI 318S-05 2005 : 105

Figura 2 : Modelo elastoplástico¹³

2.5.1.1.2 Modelo Elastoplástico con endurecimiento

Este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero. Se muestra el rango elástico con una línea con pendiente, la fluencia como segmento paralelo al eje de las abscisas y el endurecimiento por deformación como una parábola. Sin embargo, este modelo no es de uso frecuente debido a su complejidad.

Figura 3: Modelo elastoplástico con endurecimiento.¹⁴

¹³ Cfr. Albarracín y Gallo 2010 : 12

¹⁴ Cfr. Albarracín y Gallo 2010: 12.

2.5.1.1.3 Modelo Elastoplástico trilinear

Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia.

Figura 4: Modelo elastoplástico con endurecimiento¹⁵

2.5.1.2 Concreto No Confinado

Los modelos de concreto no confinado son muy utilizados en el diseño de los elementos estructurales.

2.5.1.2.1 Modelo de Whitney

Se expresa las tensiones en el concreto con un bloque rectangular.

Figura 5: Modelo Whitney ¹⁶

¹⁵ Cfr. Albarracín y Gallo 2010: 12.

¹⁶ Cfr. Albarracín y Gallo 2010: 13

2.5.1.2.2 Modelo de Hognestad

Comprende un tramo parabólico que responde a la siguiente relación $\epsilon_o = 1.8 f'_c / E_c$, hasta el (punto B), que es el esfuerzo máximo del concreto. Desde ese punto se presenta una relación lineal que llega hasta el punto máximo de deformación unitaria, correspondiéndole un esfuerzo de $0.85 f'_c$ (punto C). Este es el modelo más usado para representar el concreto no confinado¹⁷.

En este trabajo utilizaremos este modelo para representar es la relación esfuerzo deformación del concreto.

Figura 6: Modelo de Hognestad¹⁸

2.5.2 Ductilidad y tipos de ductilidad

Se considera a la ductilidad como la capacidad para deformarse inelásticamente sin perder de manera significativa su resistencia. Esta capacidad puede ser medida entre la relación de las deformaciones ultimas entre las deformaciones de fluencia. Las deformaciones pueden ser medidas como desplazamientos, curvaturas y giros, entre otros, en función a las fuerzas que se les aplican. A continuación, se mencionarán algunos tipos de ductilidades:

¹⁷ Cfr. Albarracín y Gallo 2010: 13.

¹⁸ Cfr. Albarracín y Gallo 2010: 13.

- Ductilidad axial, en la cual se considera el comportamiento plástico del material.

Figura 7: Ductilidad axial¹⁹.

- Ductilidad de la curvatura o de la sección transversal, es referida a las deformaciones que sufre la sección y la interacción entre los materiales de esta sección.

Figura 8: Ductilidad de la curvatura²⁰.

- Ductilidad de los elementos o rotación, en este tipo de ductilidad se consideran las propiedades individuales de cada uno de los elementos.

Figura 9: Ductilidad de la rotación²¹.

¹⁹ Cfr. Fajardo 2012: 12.

²⁰ Cfr. Fajardo 2012: 12.

²¹ Idem.

- Ductilidad de la estructura o ductilidad de desplazamiento, en este tipo de ductilidad se considera el desplazamiento total de la estructura.

Figura 10: Ductilidad de la estructura²²

2.5.3 Relación momento curvatura

Es importante señalar que los procedimientos no lineales carga-deformación, generan una respuesta no lineal de carga-deformación. Las relaciones lineales están permitidas donde no se produzcan respuestas no lineales. Según el ATC-40 para los procedimientos estáticos no lineales como “push-over” es válido usar la relación de momento curvatura. Este modelo representa la rigidez, resistencia y deformabilidad de los componentes estructurales. El enfoque que se empleará para el cálculo de dicha relación será utilizando métodos analíticos preestablecidos. Una representación del diagrama momento curvatura con un conjunto de líneas rectas, como se aprecia en la figura, el valor de Q_c representa la resistencia del componente y Q la demanda impuesta por el sismo. El punto A es la respuesta sin carga, la línea desde el punto A hacia el punto B representa el rendimiento efectivo, seguido de la pendiente hacia el punto C que representa un posible endurecimiento por deformación, seguida por la degradación de la resistencia en el punto D, a continuación el colapso final y la pérdida de la capacidad de la carga de gravedad en el punto E.²³

²² Cfr. Fajardo 2012: 12.

²³ Cfr. ATC-40 1996: 9-20.

Figura 11: Momento de curvatura²⁴

2.5.4 Análisis estático no lineal

Este tipo de análisis es conocido también como “pushover” y consiste en aplicar una carga horizontal estática a la estructura hasta que se comienza a formar rótulas plásticas y hasta que finalmente colapse, esta carga incremental será de 0.1 Ton²⁵. Se puede considerar que las cargas se incrementan en forma vertical, de manera triangular o de manera parabólica, considerando que en el último piso de la edificación ocurre la carga máxima. Es importante, en este análisis, considerar los diagramas de momento-curvatura de los elementos estructurales para tener en cuenta la variación de la rigidez de estos en función al grado de daño, esto se representa en una curva, mostrando en el rango inelástico estar compuesta por segmentos rectos de pendiente decreciente representando así la degradación de la rigidez lateral de la estructura. Para este análisis se utilizará una herramienta computacional que use método de análisis matricial como el SAP2000.

²⁴ Cfr. ATC-40 1996: 9-20.

²⁵ Cfr. Viera 2003 : 14

Figura 12: Curva de capacidad²⁶

2.5.5 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad

El método a emplear será el propuesto por el código ATC-40. Para ello es fundamental transformar la curva de capacidad que esta expresada en términos de cortante basal y desplazamiento del techo de la edificación a un espectro de capacidad, esta representación es un formato de espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS). El procedimiento comprende las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g}] [\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}]} \quad (2.2)$$

$$S_{ai} = \frac{V_I}{\alpha_1} \quad (2.3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.4)$$

Dónde:

PF1 = factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

w_i / g = masa asignada al nivel i.

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i.

²⁶ Cfr. Fajardo 2012: 25

N = nivel N , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.

V = cortante basal.

W = peso muerto del edificio más probable carga viva.

Δ_{techo} = desplazamiento del techo (V y asociado Δ_{techo} componen puntos sobre la curva de capacidad).

S_a = aceleración espectral.

S_d = desplazamiento espectral (S_a y el asociado S_d componen puntos sobre espectro de capacidad).

Figura 13: Espectro de capacidad²⁷.

El procedimiento para determinar el espectro de capacidad, es calcular el factor de participación modal $PF1$ y el coeficiente modal de masa usando las ecuaciones dadas (2.1) y (2.2) respectivamente. A partir de eso calcular para cada punto sobre la curva de capacidad, el punto asociado sobre el espectro, usando las formulas (2.3) y (2.4).

2.5.6 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad

La representación del espectro de capacidad como 2 líneas es necesaria para la estimación de un amortiguamiento efectivo y la reducción de la demanda espectral. Para iniciar la representación se requiere un punto de desempeño tentativo que es propuesto por el diseñador, esto nos sirve para encontrar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si este espectro se intercepta con el espectro de demanda en el punto propuesto por el diseñador (a_{pi}, d_{pi}) , entonces este punto es el punto de desempeño de la edificación. La nomenclatura

²⁷ Cfr. Delgadillo 2005 : 27

de los puntos propuestos (a_{p1}, d_{p1}) para el primer punto, (a_{p2}, d_{p2}) para el segundo punto y así sucesivamente.

Figura 14: Representación bilineal del espectro de capacidad²⁸.

Con la finalidad de elaborar la representación bilineal, proyecte una línea desde el origen proyectando la rigidez inicial de la edificación, proyecte otra línea desde el punto de desempeño propuesto (a_{pi}, d_{pi}) de modo que se puede intersectar con la primera línea en el punto (a_y, d_y) , teniendo en consideración que la 2da recta forme con el espectro de capacidad 2 áreas equivalente, las áreas identificadas en fig. 11 como A1 y A2.

2.6 Curva de Capacidad

2.6.1 Niveles sísmicos

El ATC-40 utiliza tres niveles de riesgo sísmicos para definir los movimientos sísmicos. Estos son: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Máximo, los cuáles serán explicados a continuación:

2.6.1.1 Sismo de servicio

Corresponde a un movimiento sísmico que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo se puede aproximar como la mitad del Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años.²⁹

²⁸ Cfr. ATC-40 1996 : 8-13

²⁹ Cfr. ATC-40 1996: 4-1

2.6.1.2 Sismo de diseño

El Sismo de Diseño es aquel que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años. Este tipo de sismo es utilizado para el diseño de estructuras convencionales ³⁰

2.6.1.3 Sismo de máximo

El Sismo Máximo es definido como el máximo movimiento de terreno que se puede esperar en el lugar donde está situada la estructura, este movimiento tiene intensidad que puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo; es decir en términos probabilísticos tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de sismo se encuentra en un rango de 1.25 a 1.5 veces el Sismo de Diseño. Asimismo, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.³¹

2.7 Método de cálculo de amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta³²

En la realidad ninguna estructura oscila eternamente sin variar su amplitud. Esto se debe a un amortiguamiento depende de las propiedades de la estructura. El ATC-40 define al amortiguamiento que ocurre durante un sismo como la suma del amortiguamiento viscoso, el cual es parte de la estructura, y el amortiguamiento histerético, que “está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se plotea contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento viscoso equivalente, β_{eq} , asociado con el máximo desplazamiento, d_{pi} ” (Delgadillo, 2006: 45).

El ATC- 40 utiliza las siguientes formulas y metodologías para calcular el amortiguamiento:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \dots (2.5)$$

Dónde:

β_{eq} = amortiguamiento histerético

0.05=5% de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (se supone que es

³⁰ Cfr. ATC-40 1996 : 4-2

³¹ Cfr. ATC-40 1996 : 4-3

³² Cfr. Delgadillo 2005 :37-42

Constante).

El término β_0 puede ser calculado como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \dots (2.6)$$

Dónde:

E_D =energía disipada por amortiguamiento

E_{S0} = energía de deformación máxima

Figura 15: Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral³³

De la Figura 15 se deduce que E_D es la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento y se calcula como el área encerrada por un lazo de histéresis.

Además, también se puede decir que E_{S0} es la energía de deformación máxima asociada con un ciclo de movimiento que se calcula como el área del triángulo sombreado.

³³ Cfr. ATC-40 1996 : 8-14

Figura 16: Cálculo de Energía disipada por amortiguamiento³⁴

El término ED puede ser hallado como:

$$ED = 4 (a_{pi} d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \dots (2.7)$$

$$ED = 4 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \dots (2.8)$$

El término ESo puede ser hallado como:

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \dots (2.9)$$

Reemplazando la ecuación 2.8 y 2.9 en la ecuación 2 se tiene:

$$\beta_0 = 0.637 \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} \dots (2.10)$$

De modo que Reemplazando 2.10 en 2.5 se obtiene en porcentaje

$$\beta_{eq} = 63.7 \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots (2.11)$$

El amortiguamiento viscoso equivalente es usado para estimar la reducción espectral.

Dichos factores disminuyen el espectro de respuesta elástico (con 5% de amortiguamiento) a un reducido espectro de respuesta con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

³⁴ Cfr. ATC-40 1996 : 8-15

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

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

$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 63.7k \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots (2.12)$ Donde k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de las características del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo.

Tabla 9: Valores del factor de modificación del amortiguamiento (k). adaptada del ATC-40

Tipo de Comportamiento Estructural	$\beta_d(\%)$	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.0446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier otro valor	0.330

Como se observa en la tabla 9 el tipo de comportamiento estructural ha sido dividido en 3 categorías, donde el tipo A representa un sistema dúctil. El comportamiento estructural tipo B representa una reducción moderada de área encerrada dentro del lazo de histéresis y El comportamiento estructural tipo C representa un pobre comportamiento histerético con una gran reducción del área encerrada por el lazo de histéresis.

2.8 Método de cálculo de amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta³⁵

El ATC- 40 también plantea ecuaciones para la reducción de la respuesta espectral SRA y SRV. Estas son:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \dots (2.13)$$

$$SR_V = \frac{3.21 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \dots (2.14)$$

Los valores para SRA y SRV deben ser mayores o iguales a los valores dados en la Tabla 10

Tabla 10: *Mínimos valores permitidos de SRA Y SRV. adaptada del ATC-40*

Tipo de Comportamiento Estructural	SRA	SRv
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Dónde:

- Comportamiento estructural tipo A es esencialmente para edificios nuevos.
- Comportamiento estructural tipo B es para edificios en promedio existentes.

³⁵ Cfr. Delgadillo 2005 :37-42

- Comportamiento estructural tipo C es para edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.

2.9 Punto de desempeño ATC-40

2.9.1 Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda

Este punto es ubicado cuando el desplazamiento en la intersección del Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad, d_i , está dentro de un 5% del desplazamiento del punto de desempeño tentativo ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$), a_{pi} , d_{pi} , este punto se convierte en el Punto de Desempeño. Si el cruce del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia indicada entonces un nuevo a_{pi} , d_{pi} , es considerado y el proceso se repite.

Figura 17: Punto de intersección espectro de demanda y el espectro de capacidad de una tolerancia aceptable.

Dónde:

a_{pi} , d_{pi} = Punto de desempeño tentativo.

d_i = Desplazamiento en el punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido.

El punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} es conforme si $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$ el punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de terremoto especificada.

Este procedimiento es de directa aplicación. Incluye los siguientes pasos.

1. Desarrollar un Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
2. Transformar la Curva de Capacidad en un Espectro de Capacidad. Poner el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda en el mismo gráfico.

Figura 18: Intersección del espectro de capacidad vs espectro de demanda, luego del paso 2.

3. Seleccionar un punto de desempeño tentativo (a_{pi} , d_{pi}). Un primer punto de puede ser el desplazamiento obtenido usando el método de aproximación del desplazamiento igual (equal displacement approximation), o puede ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier otro punto escogido según el criterio del diseñador.

Figura 19: Intersección de curvas luego de paso 3.

4. Graficar la representación bilineal del Espectro de Capacidad.

Figura 20: Intersección de curvas según paso 4.

5. Calcular los factores de reducción espectral SRA y SRV (según las ecuaciones 2.13 y 2.14). Con la finalidad de calcular el espectro de demanda reducido como se muestra en la gráfica siguiente:

Figura 21: Intersección de curvas según paso 5.

6. Señalar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto (a_{pi}, d_{pi}) , o si el desplazamiento en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, d_i , está conforme con la tolerancia.

Figura 22: ubicación del punto del desempeño en el paso 6.

7. Si no se llega a cumplir lo requerido en el punto 6 entonces seleccionar un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y volver al paso 4. Un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6.
8. Si se cumple con lo requerido en el paso 6 entonces el punto (a_{pi}, d_{pi}) sería el punto de desempeño (a_p, d_p) , y el desplazamiento d_p , muestra el desplazamiento estructural máximo esperado para el sismo de demanda. 36

2.9.2 Cálculo de la demanda de desplazamiento usando el método del coeficiente de desplazamiento ATC-40

Este método brinda un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Cabe señalar las limitaciones de este método, se restringe a edificios regulares y que no sean afectados apreciablemente por los modos superiores ni por torsión.

Procedimiento:

- 1.- Hacer una representación bilineal de la curva de capacidad como se indica a continuación (figura 23):

³⁶ Cfr. Delgadillo 2005 : 50

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

En este proceso se requiere iterar algunas veces ya que “ V_y ” es desconocida hasta después que sea dibujada la línea “ K_e ”. De esta manera una línea de prueba K_e se dibuja como se muestra en la figura 2-23, se obtiene un valor de “ V_y ” y se verifica si el punto donde la línea K_e cruza la curva de capacidad es igual a “ $0.6 V_y$ ”, si no es así se dibuja una nueva línea y el proceso se repite.

Cabe señalar que esta curva bilineal se construye de manera diferente a la curva bilineal del método de espectro de capacidad.³⁷

Figura 23: Representación bilineal de la curva de capacidad según ASCE-41

³⁷ Cfr. ATC-40:8-32

2.- Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \dots (2.15)$$

Dónde:

T_i = Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculado por un análisis dinámico elástico.

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada como se muestra en la figura 20.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

3.- Calcular el desplazamiento de desempeño δ como sigue:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \dots (2.16)$$

Dónde:

T_e = Periodo fundamental efectivo, como se calculó arriba en el paso 2.

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

- El factor de participación modal en el nivel del techo del primer modo
- El factor de participación modal en el nivel del techo $PF_1 \times \phi_{\text{techo}}$ calculado usando el vector de forma de modo del edificio en el desplazamiento de desempeño. En la edificación con la presencia de rotulas plásticas.
- Usando un valor apropiado de la tabla II-10:

Tabla 11: *Valores para el factor de modificación C_0*

Número de pisos	Factor de Modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5

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

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}]}{R} \dots (17) \text{ para } T_e < T_0, C_1 \text{ no debe exceder 2 para } T_e < 0.1 \text{ seg.}$$

T_0 = Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición desde el segmento de aceleración constante del espectro para el segmento de velocidad constante del espectro.

R : Relación entre la demanda de la fuerza inelástica con el coeficiente de la resistencia a la deformación. Se calcula = $\frac{S_a}{\frac{g}{V_y} \frac{1}{C_o}} \dots (2.18)$

Dónde:

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

V_y = Resistencia de fluencia calculado usando la curva de capacidad, donde la curva de capacidad es caracterizado por una relación bilineal.

W = Carga muerta total y una carga viva según lo indicado

- En almacenes un mínimo de 25% de la carga viva.
- El peso de partición real o peso mínimo de 50 kilogramos por metro cuadrado de superficie, el que sea mayor.
- El peso total de los equipos y mobiliario.

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta de máximo desplazamiento. Los valores de se toman de la tabla 12:

Tabla 12: Valores para modificar los valores C_2 .

Nivel de comportamiento estructural	$T \leq 0.1 \text{ seg (***)}$		$T \geq T_o \text{ seg (***)}$	
	Pórticos Tipo 1 (*)	Pórticos Tipo 2 (**)	Pórticos Tipo 1 (*)	Pórticos Tipo 2 (**)
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

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

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

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

C_3 = Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez positiva post-elástica C_3 puede tomarse igual a 1.0. Para edificios con rigidez post-elástica negativa C_3 puede ser calculado como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \dots (2.19)$$

Donde R y T se define arriba y α es una constante de proporcionalidad entre la rigidez post-elástica a la rigidez elástica.

A pesar de lo antes mencionado diferentes investigaciones como la de Burgos³⁸ señalan que el método de espectro capacidad desarrollado por el ATC-40 para reducir el espectro de demanda elástico dan resultado que distan de los proporcionados por autor y suelen no converger en la solución, a continuación se menciona algunas críticas a los procedimientos sugeridos por el ATC-40:

³⁸ Cfr. Burgos 2007 : 238-241

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

Considerando lo antes mencionado, Reinhorn recomendando que se mantenga el método de espectro de capacidad en formato ADRS, pero que el espectro de demanda inelástico se le obtenga por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_μ , considerando las siguientes relaciones:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.10)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.11)$$

Donde:

μ : factor de ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

R_μ : factor de reducción por ductilidad, es decir debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles.

El valor de R_μ es diferente al R que aparece en las distintas normativas sísmicas, debido a R comprende implícitamente otros factores de sobrerresistencia.

Existen una otros trabajos para estimar los factores de reducción R_μ , entre los que más destacan:

-Newmark y Hall

Determinaron las siguientes expresiones:

$$R_\mu = 1 \text{ si } T < T_a \quad (2.12)$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\frac{\beta}{2}} \text{ si } T_a < T < T_b \quad (2.13)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ si } T_b < T < T_c' \quad (2.14)$$

$$R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu \text{ si } T_c' < T < T_c \quad (2.15)$$

$$R_\mu = \mu \text{ si } T > T_c \quad (2.16)$$

Donde:

$$T_a = \frac{1}{33} \text{ seg}$$

$$T_b = 0.125 \text{ seg}$$

T_c : es el periodo final de la rama de aceleración constante e inicio de descendente.

Figura 24: Espectro de diseño elástico Newmark-Hall.

3 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

3.1 Delimitación de la Edificación

3.1.1 Objetivo de la Edificación

El proyecto tiene como finalidad la implementación de Infraestructura y adecuados ambientes para el servicio de enseñanza académica, investigación especializada, proyección social y administración a los alumnos y docentes de la Facultad de Ingeniería Agrícola - FIA, con ello lograr el Adelanto en el desarrollo académico, científico y de innovación de los alumnos de pregrado y posgrado de la FIA en la UNALM.

3.1.2 Ubicación de la Edificación

La ubicación del Proyecto y el terreno es: Departamento de Lima; Provincia de Lima; Distrito La Molina. El terreno se ubica dentro del campus universitario de la UNALM, en el distrito de La Molina. Presenta topografía con una pendiente ligera y forma rectangular, sin accidentes geográficos.

Actualmente el terreno está ocupado por las oficinas administrativas de la FIA y por un módulo de vivienda rural, que deberán ser demolidos para la construcción de la nueva estructura. Además, en los lados Este y Sur se encuentra una canaleta de concreto que bordea el terreno.

3.2 Estructura de la Edificación

3.2.1 Geotecnia de la Edificación

Los suelos en el área de estudio están constituidos por un estrato de limo arcilloso, arenoso pre consolidado, color beige, seco, de plasticidad media, superficialmente están cubiertos por una capa delgada, con presencia de raíces (0.30m. de espesor), alterada.

Cabe señalar que los estudios de mecánica de suelos datan de antes del 2014, por lo que se adjunta de manera referencial el estudio de mecánica de suelos.

3.2.2 Arquitectura

La edificación propuesta se plantea como un elemento independiente dentro del campus de la Universidad Nacional Agraria La Molina, ubicándose en una parcela individual que colinda por tres lados con áreas abiertas y por el cuarto lado con un edificio de laboratorios de un nivel.

El Planteamiento de la organización de la nueva edificación se basa en el Programa Arquitectónico y en las necesidades actuales planteadas por el Usuario en las diferentes reuniones de coordinación.

De esta manera se estableció un modelo de análisis basado en sistemas y en diferenciación de necesidades.

En este edificio existen áreas de trabajo claramente diferenciadas por la actividad que se realiza en ellas; los cambios que han a soportar estas áreas a lo largo de la vida del edificio no son uniformes y por lo tanto la permanencia de los distintos elementos que configuran los espacios no estará sujeto a estos cambios pero si a la posibilidad de incrementar algunas áreas o servicios, por lo que parece razonable que desde la etapa inicial de concepción del edificio hasta su definición en el proyecto de ejecución se tenga en cuenta esta circunstancia.

Arquitectónicamente el proyecto responde a una definición de educación con una red de circulaciones tridimensionales, clasificadas y jerarquizadas de manera que no se produzcan interferencias entre ellas. Estas van alimentando a los ambientes del edificio. De la misma manera que existe una división de dichos ambientes en Horizontal, hemos considerado muy clarificador disponer de áreas que tienen un desarrollo claramente vertical según la jerarquía, clasificación y función del usuario.

Con este criterio se ha dispuesto en vertical las siguientes áreas:

Área Administrativa: teniendo en el primer piso la Secretaría y Recepción y la oficina del secretario FIA; y en el segundo piso la Secretaría de Decanatura, la oficina del Decano y la Sala del Consejo FIA.

Área Académica: teniendo en el primer piso el Taller de Diseño y el Aula de Usos Múltiples; en el segundo piso el Laboratorio de Energías Renovables y el Aula con Equipo Informático; y en el tercer piso el Laboratorio de Saneamiento y Medio Ambiente y el Laboratorio de Planeamiento y Ordenamiento Territorial.

Área de Investigación y Proyectos: teniendo en el primer piso las Salas de Reuniones y la Administración; en el segundo piso el Área de Investigadores de Proyectos y el Centro de Documentación; y en el tercer piso el Centro de Documentación y el Depósito de Mapas, Cartas e Información Digital.

Área Cultural, teniendo en el primer y segundo pisos el Auditorio FIA; y en el tercer piso la Biblioteca Especializada y el CECOFIA.

Todas las áreas se encuentran comunicadas mediante circulaciones verticales, tales como escaleras y ascensor, que constituyen la comunicación interna del edificio. La ubicación estratégica de estos elementos permite que la circulación de los usuarios se realice de manera dinámica y rápida, facilitando mucho las inter-relación entre las áreas y ambientes.

Resumiendo, nos encontramos con tres volúmenes fácilmente reconocibles en la propuesta:

Volumen Académico: En el lado derecho del conjunto. Configurado por tres pisos en el que se encuentra el Área Académica.

Volumen de Investigación: el centro del conjunto. Configurado por tres pisos en el que se encuentra el Área de Investigación y Proyectos.

Volumen del área de Administración: En el lado izquierdo del conjunto. Configurado por tres pisos donde se encuentran las Áreas Cultural y Administrativa.

La edificación ocupa un área de 873.90 m², que significa el 62.15% del área del terreno. El área techada en los tres pisos es de 2,598.90 m².

Esto significa que dentro del terreno queda un área sin techar de 532.10 m², lo que significa el 37.85% del área total del terreno.

4 ANÁLISIS Y DISEÑO CONVENCIONAL

4.1 Estructura de la Edificación

El proyecto se dividirá en 3 bloques para el modelado de la edificación, como se indica en la imagen siguiente:

Figura 25: Bloques del Proyecto

En la estructuración de estos bloques se definió la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas de los bloques que comprenden la edificación de tal forma que los bloques tengan un comportamiento adecuado ante solicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

Se siguió los siguientes parámetros de estructuración para lograr una estructura adecuada:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de diafragmas rígidos
- Análisis de la influencia de los elementos no estructurales

4.1.1 Estructura del block 1

Este módulo tiene una configuración estructural en base a muros de concreto armado representado por un sistema estructural regular. Los elementos estructurales se localizan en planta de tal manera de cumplir con los requerimientos arquitectónicos y de diseño sismo resistente.

Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 300 Kg/m² designado en el RNE para laboratorios, 300kg/cm para Servicios y 400kg/m² para uso público para los pisos intermedios y 150kg/m² para la sobrecarga de la azotea.

4.1.2 Estructura de los bloques 2 y 3

Estos módulos tienen una configuración estructural en base a pórticos y muros de concreto armado representado por un sistema estructural de muros de corte. Los elementos estructurales se localizan en planta de tal manera de cumplir con los requerimientos arquitectónicos y de diseño sismo resistente.

Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 250kg/m² designado en el RNE para oficinas, 300kg/cm² para zona de servicios y lectura, 400 kg/m² para corredores y escaleras y una carga de 150kg/m² para la sobrecarga de la azotea.

4.1.3 Predimensionamiento

Losa aligerada

Para el predimensionamiento de aligerados en una sola dirección hemos utilizado una regla práctica que da muy buenos resultados explicada en el libro estructuración y Diseño de edificaciones del ingeniero Blanco Blasco, la cual consiste en dividir la menor luz libre del paño entre 25.

Entre todos los paños la luz máxima que tenemos es de 5m. Entonces Siguiendo la regla práctica anterior se puede concluir que el peralte del aligerado será de 20cm. Sin embargo, hay bloques en el que la sobrecarga y tabiquería es mayor por lo que en algunos se utilizara peralte de 25cm para no tener muchas deflexiones.

Tabla 13: *pesos unitarios según el RNE E-020*

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0.10m de ancho y 0.40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kg f/m ²)
0.17	0.05	2.8 (280)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

Como se puede observar según la norma peruana el peso propio de nuestro aligerado será de 300kg/m².

Losa maciza

Las aberturas en las zonas de las escaleras y el ascensor originan un angostamiento en el diafragma rígido de la losa, debido a ello se usará losa maciza para lograr una mejor unión entre las zonas del edificio. La regla practica que se utiliza para pre-dimensionar losas macizas es la de dividir la menor luz libre del paño entre 40, pero para asegurar la continuidad de la losa aligerada se optara por un peralte igual al de la losa aligerada.

Vigas:

Las vigas se predimensionán generalmente considerando un peralte del orden de $L/10$ o $L/12$ donde L es la luz libre, debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

El ancho puede variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. De acuerdo a la Norma Peruana de Concreto Armado, las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm. para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Nuestro proyecto al no ser un edificio típico tenemos diversas vigas con distintos peraltes, pero para uniformizar se optará por tener 6 peraltes de vigas distintas. Las cuáles serán.

Tabla 14: Vigas predimensionadas

VIGAS	H	B
V-1	0.50	0.30
V-2	0.60	0.30
V-3	0.70	0.30
V-4	0.80	0.30
V-5	0.25	0.25
V-6	0.20	0.25

Columnas:

En este caso en particular las columnas se predimensionarán considerando básicamente la carga por compresión, pues los momentos de sismo será absorbidos en su mayoría por los muros de corte, los cuales controlarán la rigidez lateral del edificio.

Por lo tanto, seguiremos la siguiente regla práctica para pre-dimensionar las columnas:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'_c} \dots (4.1)$$

Algunos cálculos realizados se muestran a continuación:

EJES	P(kg/m2)	A tributaria(m2)	N	P(servicio)	Área(m2)	Lado (CUADRADA)
1/1	C-C	1000	22.4	3	67200	914.29
	F-F	1000	31.7	3	95100	1293.88
	H-H	1000	15.4	3	46200	628.57
2/2	C-C	1000	30.2	3	90600	1232.65
	F-F	1000	34.2	3	102600	1395.92
	G-G	1000	27.3	3	81900	1114.29
3/3	H-H	1000	18.4	3	55200	751.02
	C-C	1000	14.6	3	43800	595.92
	F-F	1000	22.2	3	66600	906.12
4/4	G-G	1000	18.7	3	56100	763.27
	H-H	1000	12.2	3	36600	497.96
	C-C	1000	14.6	3	43800	595.92
5	F-F	1000	12.7	3	38100	518.37
	G-G	1000	10.5	3	31500	428.57
	H-H	1000	11.9	3	35700	485.71

Como se observa las dimensiones de las columnas no son muy elevadas. Teniendo en cuenta que un lado siempre va tener una longitud de 0.3 m, entonces optamos por tener las siguientes dimensiones para las columnas:

Tabla 15: *Resumen de columnas*

Columnas	b	h
c1	30	30
c2	30	35
c3	30	40

El pre-dimensionamiento que se realizó fue por carga de gravedad. Estas dimensiones pueden variar para tener columnas más fuertes que las vigas; es decir, columnas con mayor inercia que las vigas.

Placas:

Es difícil poder fijar un predimensionamiento para placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomaran un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100 % del cortante sísmico.

La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 15 cm. Sin embargo, la arquitectura no permite colocar muros muy largos, teniendo el muro más pequeño una longitud de 1.60 m y el más largo de 2.60 m. Para compensar ello, se optó por utilizar placas de entre 25cm a 30 cm de ancho, con la finalidad de controlar las derivas de entrepiso.

Para pre-dimensionar los muros se puede utilizar un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base con el método establecido en la Norma E.060 e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de los muros, dada por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * L \quad \dots(4.2)$$

4.1.4 Metrados de cargas

El peso propio de la viga, columna y losa maciza será calculado por el software Etabs, el peso propio de la losa aligerada serán los indicados en la norma E-020 y el peso de la tabiquería se distribuirá en vigas, cuando estas se encuentren dentro de una losa se procurará colocar vigas chatas. Además, la carga viva será la indica en la E-020, teniendo los siguientes datos:

Carga Muerta:

Peso de viga:	Etabs
Peso de columna:	Etabs
Peso de losa maciza:	Etabs
Peso de aligerado de h=20cm:	300kg/m ²
Peso de aligerado de h=25cm:	350kg/m ²
Piso terminado:	100 kg/m ²
Tabiquería en vigas:	630kg/m ²

Carga Viva:

Oficinas:	300kg/m ²
Corredor:	400kg/m ²
Aulas:	250kg/m ²

4.2 Análisis sísmico del proyecto según la Norma E-030 del R.N.E.

Las estructuras contenidas en el proyecto fueron sometidas a los parámetros especificados en la norma sismorresistente E-030, para hechos de investigación se utilizaron las normas del año 2003, 2016 y 2018 con la finalidad de comparar las diferentes exigencias de cada una.

Dichas normas tienen como finalidad asegurar que las estructuras tengan una rigidez adecuada (control de la deriva máxima), para ello se usan parámetros como la ubicación, el tipo de suelo, el uso de la edificación, el sistema estructural y la regularidad del edificio. Asimismo, estos parámetros nos ayudan a obtener las fuerzas internas de cada elemento estructural.

El modelo considera la rigidez y propiedades inerciales de cada elemento que constituyen el edificio. Para ello se realizará el análisis empleando el modelo tridimensional y considerando masas concentradas en cada diafragma del edificio compuestas básicamente por 100% de la

carga muerta y 25% de la carga viva. Se procederá a realizar un análisis espectral que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural máxima aproximada, en este caso con ayuda del software Etabs se utilizó la combinación cuadrática completa permitida por la Norma Sismorresistente E.030.

4.2.1 Análisis sísmico del proyecto según la Norma E-030 del R.N.E.

Espectro de sismo de diseño

Tabla 16: *Parámetros del diseño sísmico*

		E.030-2003	E.030-2014	E.030-2014
PARAMETROS DEL SITIO	Zonificación	zona3	zona4	zona4
	condiciones geotécnicas	S3	S3	S3
REQUISITOS GENERALES	categoría de la edificación	Esencial A	Esencial A	Esencial A
	sistema estructural	concreto Armado: muros estructurales R=6	concreto Armado: muros estructurales R=6	concreto Armado: muros estructurales R=6

Figura 26: Espectro del sismo de diseño según la Norma E-030 del 2003

Figura 27: Espectro del sismo de diseño según la Norma E-030 del 2016 y 2018

4.2.2 Modos y periodo de vibración de la estructura.

UX y UY representan los porcentajes de masa participativa de la masa traslacional, en los ejes X-X y Y-Y, respectivamente. Además, RZ es el porcentaje de masa participativa del momento de inercia de la masa en rotación.

Para el cálculo de la siguiente tabla se consideró 3 modos de vibración por piso como indica la Norma E-030. De esta se puede observar que los modos de mayor importancia son los traslacionales, estando por encima del rotacional. Asimismo, los 2 primeros modos fundamentales presentan un bajo porcentaje de masa participativa en la rotación en z, lo cual disminuye la probabilidad de que se presente torsión durante un sismo.

Tabla 17: *Periodo, modos de vibración y masa participativa del bloque B*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.313	0.7832	0.0000	0.0002	0.7832	0.0000	0.0002
Modal	2	0.266	0.0000	0.7860	0.0251	0.7833	0.7860	0.0253
Modal	3	0.216	0.0002	0.0250	0.7693	0.7834	0.8110	0.7946
Modal	4	0.085	0.1706	0.0000	0.0001	0.9540	0.8110	0.7947
Modal	5	0.078	0.0001	0.1431	0.0042	0.9541	0.9541	0.7989
Modal	6	0.061	0.0001	0.0048	0.1570	0.9541	0.9589	0.9559
Modal	7	0.043	0.0457	0.0001	4.2E-05	0.9998	0.9590	0.9560
Modal	8	0.042	0.0002	0.0397	0.0013	1.0000	0.9987	0.9573
Modal	9	0.031	0.0000	0.0013	0.0427	1.0000	1.0000	1

Figura 28: Periodo de vibración en el Modo 1 del bloque B (0.313s)

Figura 29: Periodo de vibración en el Modo 2 del bloque B (0.266s)

Figura 30: Periodo de vibración en el Modo 2 del bloque B (0.216s)

4.2.3 Verificación del sistema estructural a considerar

Debido a la cantidad de placas que tiene cada bloque, se consideró que la estructura se comportará como un sistema de muros estructurales. No obstante, el reglamento nacional de edificaciones exige verificar que esto en realidad se cumpla.

La norma E-030 en todas sus versiones indica lo siguiente:

“De muros estructurales: la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales en los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.”

Todos los bloques cumplieron con esta exigencia. A modo de ejemplo se colocarán los datos del bloque A

Los siguientes datos fueron obtenidos con ayuda del software ETABS.

Figura 31: Planta del bloque A modelado en Etabs

Tabla 18: Cortante sísmico en la base del bloque A en la dirección X-X y Y-Y

CORTANTE SISMICO DE LA ESTRUCTURA EN X-X y Y-Y	330.44	Ton
---	--------	-----

Tabla 19: Cortante sísmico en la base de las placas del bloque A en la dirección X-X y Y-Y

Sismo X-X			SISMO Y-Y		
Cortante en la placa (Ton)	% del cortante		Cortante en la placa (Ton)	% del cortante	
P6	51.0529	15.45%	P1	35.0523	10.61%
P7	37.6808	11.40%	P2	90.0988	27.27%
P8	53.2881	16.13%	P3	31.0666	9.40%
P9	54.7122	16.56%	P4	74.8166	22.64%
P10	40.0583	12.12%	P5	75.2154	22.76%
P11	57.3346	17.35%			
	89.01%				92.68%

Como se puede observar las placas absorben cortante superior al 80% en ambos sentidos, por lo que el sistema considerado es el adecuado.

4.2.4 Fuerza cortante mínima

La norma E-030 indica que la fuerza cortante mínima para estructuras regulares debe ser el 80% del cortante calculado con el análisis estático.

En todos los edificios, el cortante calculado utilizando el análisis dinámico espectral es mayor al 80% del cortante calculado con el método del análisis estático.

A modo de ejemplo se colocaron los datos del bloque C

Figura 32: Vista 3d del bloque-C en Etabs

Tabla 20: Comparación entre las cortantes calculado con el análisis estático y dinámico

COMPARACION ENTRE LAS CORTANTES ESTÁTICA Y DINÁMICA								
Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.8*CE (Regular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
NIVEL 1	Sismo X	199.40		241.10		0.83	192.88	0.97
NIVEL 1	Sismo Y		195.20		241.10	0.81	192.88	0.99

Cortante dinámico > 0.8(cortante estático), por lo que no será necesario escalar

4.2.5 Verificación de irregularidades

Al ser la estructura una institución educativa, se procuró que la configuración estructural no presente irregularidades, según lo estipulado en la norma E-030.

Ninguna de los bloques perteneciente al proyecto presenta irregularidades a modo de ejemplo se presentará los cálculos del bloque A. Utilizando La norma E-030 del 2018

necesario escalar

4.2.5.1 Verificación de irregularidades

a. Irregularidad de piso blando

Figura 33: Irregularidad de piso blando³⁹

V_x, V_y : Fuerza Cortante de entrepiso en el eje X y Y respectivamente

Δ_x, Δ_y : Desplazamiento de entrepiso en el eje X y Y respectivamente

K_x, K_y : Rigidez de entrepiso en el eje X y Y respectivamente

Tabla 21: Análisis de la irregularidad de piso blando X-X del bloque A

Story	VX	VY	Δ_x	Δ_y	Kx	KY	$\frac{k_{xi}}{k_{xi+1}} < 0.7$	$\frac{k_{yi}}{k_{yi+1}} < 0.7$
	tonf	tonf	m	m	tonf/m	tonf/m		
PISO3	85.58	6.487	0.054	0.004	1577.74	1645.14		
PISO2	222.84	16.892	0.038	0.003	5869.77	6178.35	3.720	3.756
PISO1	330.45	25.048	0.018	0.001	18155.50	18664.76	3.093	3.021
MIN							3.093	3.021
							X	X
NO ES IRREGULAR								

³⁹ Cfr. Muñoz 2018

Tabla 22: Análisis de la irregularidad de piso blando en el eje Y-Y del bloque A

Story	VX	VY	Δx	Δy	Kx	KY	$\frac{k_{xi}}{k_{xi+1}}$	$\frac{k_{yi}}{k_{yi+1}}$
	tonf	tonf	m	m	tonf/m	tonf/m	0.7	0.7
PISO3	6.36	85.58	0.004	0.047	1623.52	1811.37		
PISO2	16.55	222.84	0.003	0.033	5950.18	6809.29	3.66	3.76
PISO1	24.55	330.45	0.001	0.015	17373.81	21509.20	2.92	3.16
MIN							2.92	3.16
							X	X

**NO ES
IRREGULAR**

b. Irregularidad de resistencia

$$V_x(i) < 80\% V_x(i+1) \text{ O } V_y(i) < 80\% V_y(i+1)$$

V_x, V_y : Cortante entrepiso en el eje X y Y respectivamente

Todos los pisos presentan la misma cantidad de muros y columnas, los tabiques están debidamente aislados, por lo que la resistencia al cortante en todos los pisos son las mismas.

c. Irregularidad de masa

Figura 34: Irregularidad de masa⁴⁰

⁴⁰ Cfr. Muñoz 2018

Wi : Peso por piso
 CM : Carga Muerta
 CV : Carga Viva

Tabla 23: : *Análisis de la irregularidad de masa del bloque A*

Story	Load Case/Combo	P	PESO POR PISO	$\frac{w_i}{k_{i+1}} > 0 \frac{w_i}{k_{i-1}} >$
		tonf	tonf	1.5
PISO3	CM+0.25CV	304.78	304.78	
PISO2	CM+0.25CV	717.98	413.20	1.36
PISO1	CM+0.25CV	1055.39	337.41	1.22
MIN				1.36
				X
NO ES IRREGULAR				

d. Irregularidad geometría vertical

Figura 35: Irregularidad de masa ⁴¹

⁴¹ Cfr. Muñoz 2018

e. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Desde el 1er piso al 3er piso se tiene la misma dimensión en los muros por lo que no existe esta irregularidad.

V_{elem} : Fuerza cortante que resiste cada elemento

V_{edific} : Fuerza cortante en el edificio

4.2.5.2 Irregularidades estructurales en planta

a. Irregularidad torsional

⁴² Cfr. Muñoz 2018

⁴³ Cfr. Muñoz 2018

$\Delta_{\max X}$, $\Delta_{\max Y}$: Desplazamiento en X y Y respectivamente

$\Delta_{\text{prom} X}$, $\Delta_{\text{prom} Y}$: Desplazamiento promedio en X y Y respectivamente

h_i : altura de entrepiso

Tabla 24: *Análisis de la irregularidad torsional en el eje X-X del bloque A*

Story	Label	Combo	Drift X	DERIVA MAX	DERIVA PROM	>1.3	
PISO3	18	SX Max	0.004702	0.004702	0.004580	1.027	NO IRREGULAR
PISO3	5	SX Max	0.004458				
PISO3	33	SX Max	0.004702	0.004702	0.004580	1.027	NO IRREGULAR
PISO3	26	SX Max	0.004458				
PISO2	18	SX Max	0.005703	0.005703	0.005560	1.026	NO IRREGULAR
PISO2	5	SX Max	0.005417				
PISO2	33	SX Max	0.005703	0.005703	0.005560	1.026	NO IRREGULAR
PISO2	26	SX Max	0.005417				
PISO1	18	SX Max	0.004107	0.004107	0.003995	1.028	NO IRREGULAR
PISO1	5	SX Max	0.003882				
PISO1	33	SX Max	0.004107	0.004107	0.003995	1.028	NO IRREGULAR
PISO1	26	SX Max	0.003882				

Tabla 25: *Análisis de la irregularidad torsional en el eje Y-Y del bloque A*

Story	Label	Combo	Drift Y	DERIVA MAX	DERIVA PROM	>1.3	
PISO3	18	SY Max	0.003935	0.004424	0.004180	1.058	NO IRREGULAR
PISO3	33	SY Max	0.004424				
PISO3	5	SY Max	0.003935	0.004424	0.004180	1.058	NO IRREGULAR
PISO3	26	SY Max	0.004424				
PISO2	18	SY Max	0.00491	0.004968	0.004939	1.006	NO IRREGULAR
PISO2	33	SY Max	0.004968				
PISO2	5	SY Max	0.00491	0.004968	0.004939	1.006	NO IRREGULAR
PISO2	26	SY Max	0.004968				
PISO1	18	SY Max	0.003553	0.003553	0.003453	1.029	NO IRREGULAR
PISO1	33	SY Max	0.003352				
PISO1	5	SY Max	0.003553	0.003553	0.003453	1.029	NO IRREGULAR
PISO1	26	SY Max	0.003352				

b. Irregularidad por esquina entrante

/ PUCP / Ingeniería Antisísmica / Alejandro Muñoz P. /

77

Figura 38: Irregularidad por esquina entrante⁴⁴

No presenta

c. Irregularidad discontinuidad del diafragma

/ PUCP / Ingeniería Antisísmica / Alejandro Muñoz P. /

88

Figura 39: Irregularidad discontinuidad del diafragma⁴⁵

⁴⁴ Cfr. Muñoz 2018

⁴⁵ Cfr. Muñoz 2018

Figura 40: Irregularidad discontinuidad del diafragma ⁴⁶

Área Total (A_{Total}) : 305 m²

Área del ducto (A') : 105 m²

A' / A_{Total} : 34.4% < 50% no es irregular

d. Sistemas no paralelos

No existe, ya que, los elementos resistentes a corte son paralelos.

4.2.6 Derivas

Todos los bloques cumplen con los límites de derivas a modo de ejemplo se colocarán las derivas del bloque A analizándola con la norma E-030 del 2003, el cual es el más crítico.

Tabla 26: Derivas del bloque A según la norma E-30 del 2003 en el eje X-X

DERIVAS DE ENTREPISO						
PISO	Combinacion	Direction	Deriva(Δ/h)	<	LIMITE	CUMPLE
3	desplazamiento x	X	0.0053	<	0.007	OK
2	desplazamiento x	X	0.0065	<	0.007	OK
1	desplazamiento x	X	0.0047	<	0.007	OK

⁴⁶ Cfr. Muñoz 2018

Tabla 27: Derivas del bloque A según la norma E-30 del 2003 en el eje Y-Y

DERIVAS DE ENTREPISO						
PISO	Combinacion	Direction	Deriva(Δ/h)	<	LIMITE	CUMPLE
3	desplazamiento y	Y	0.0050	<	0.007	OK
2	desplazamiento y	Y	0.0056	<	0.007	OK
1	desplazamiento y	Y	0.0040	<	0.007	OK

4.2.7 Junta sísmica

La Norma E-030 en su artículo 5.3 Separación entre edificios (s), menciona lo siguiente:

“Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \text{ o } 0,03 \text{ m}$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo.

calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.”

La altura total del edificio es de 11.25m, entonces

$$S_{\min} = 0.006(11.25) = 6.55 \text{ cm}$$

Con el espectro del 2003, el desplazamiento del bloque A en el eje X es de 6.19 cm, del bloque B es de 5.54 cm y del bloque C es de 4.65 cm.

Los desplazamientos máximos se generan entre el bloque A y bloque B. A continuación, se ejemplifica los cálculos de la junta sísmica:

$$S=2/3(11.73) = 7.82 \text{ cm}$$

Para uniformizar la junta sísmica será de 8cm en los planos analizados con la norma E-030 del 2003

La altura total del edificio es de 11.25m, entonces

$$S_{\min}=0.006(11.25) = 6.55 \text{ cm}$$

Con el espectro del 2016 y 2018. el desplazamiento del bloque A en el eje X es de 5.44 cm, del bloque B es de 4.89 m y del bloque C es de 4.11cm. La separación máxima se encuentra entre el bloque A Y bloque B. Está sería de.

$$S=2/3(10.33) = 6.89 \text{ cm}$$

Para uniformizar la junta sísmica será de 7cm en los planos analizados con la norma E-030 del 2016 y 2018

4.2.8 Resumen de fuerzas cortantes y derivas de entrepiso

A continuación, se presentará un resumen de los cortantes generados en la estructura con los dos espectros de sismos utilizados en el diseño.

Tabla 28: *Resumen de fuerzas cortantes y Derivas de entrepiso según la norma E-030 del 2003 y 2018*

		BLOCK A		BLOCK B		BLOCK C	
		SISMO 2003	SISMO 2016,2018	SISMO 2003	SISMO 2016,2018	SISMO 2003	SISMO 2016,2018
Story3	VX(Ton)	96.81	85.58	110.84	97.68	96.16	84.81
Story3	VY(Ton)	96.81	85.58	105.97	93.48	97.63	85.70
Story2	VX(Ton)	252.10	222.84	216.39	190.87	182.73	161.51
Story2	VY(Ton)	252.10	222.84	214.65	189.34	179.44	159.39
Story1	VX(Ton)	373.84	330.45	263.38	232.36	227.77	201.43
Story1	VY(Ton)	373.84	330.45	264.11	232.96	221.87	197.61
	VX2018/VX2003	88.39%		88.22%		88.44%	
	VY2018/VY2003	88.39%		88.21%		89.06%	
		BLOCK A		BLOCK B		BLOCK C	
		SISMO 2003	SISMO 2016, 2018	SISMO 2003	SISMO 2016,2018	SISMO 2003	SISMO 2016,2018
Story3	DERIVA EN X	0.0053	0.0047	0.0054	0.0048	0.0045	0.0042
Story3	DERIVA EN Y	0.0050	0.0044	0.0044	0.0039	0.0044	0.0037
Story2	DERIVA EN X	0.0065	0.0057	0.0059	0.0052	0.0047	0.0043
Story2	DERIVA EN Y	0.0056	0.0050	0.0054	0.0048	0.0041	0.0035
Story1	DERIVA EN X	0.0047	0.0041	0.0035	0.0031	0.0028	0.0025
Story1	DERIVA EN Y	0.0040	0.0036	0.0035	0.0031	0.0022	0.0019
	DX2018/DX2003	87.41%		88.33%		89.24%	
	DY2018/DY2003	88.88%		88.22%		85.37%	

Como se puede observar en la tabla tanto los cortantes como los desplazamientos analizados con la norma sismorresistente del 2018 represente el 88% de los generados utilizando la norma del 2003. Entonces, se puede afirmar que la norma del 2003 era más conservadora cuando una edificación de sistema estructural de muros de concreto armado y de baja altura se encontraba ubicada en lima, en un suelo blando.

5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 Cargas de diseño

La Norma Técnica E-020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Diseño en Concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas:

$$\begin{array}{ll} 1.4 M + 1.7 V & M = \text{carga muerta} \\ 1.25 (M + V) + S & V = \text{carga viva} \\ 1.25 (M + V) - S & S = \text{carga de sismo} \\ 0.90 M + S & \\ 0.90 M - S & \end{array}$$

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Tabla 29: : Cuadro factores de reducción.

Solicitud	Factor ϕ de Reducción
-Flexión	0.9
-Tracción y Tracción + Flexión	0.9
-Cortante	0.85
-Torsión	0.85
-Cortante y Torsión	0.85
-Compresión y Flexo compresión	
-Elementos con espirales	0.75
-Elementos con Estribos	0.7

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

Resistencia de Diseño $\geq$ Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

5.1.1 Diseño de losas aligeradas

Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

- Diseño Por Flexión

Para el diseño de estos elementos se modelaron las losas haciendo uso del SAP2000 considerando como cargas actuantes las cargas muertas y vivas, además se consideraron las combinaciones de cargas indicadas en la Norma E60 del RNE las mismas que nos permiten hallar los momentos últimos (M_u) de diseño.

Después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre el aligerado procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

- Diseño Por Corte:

De las hojas de cálculo utilizadas para el cálculo de los momentos también se pueden obtener las fuerzas de corte actuantes en cada tramo del aligerado para después reducirlos a “d” de la cara del apoyo. En el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Dónde: V_u = fuerza de corte actuante

$$V_c = \text{resistencia del concreto} = (0.53 \sqrt{f'_c} b_w d) \dots (4.3)$$

$$\Phi = 0.85$$

b_w = espesor de la vigueta (10 cm.)

h = espesor de la losa

d = peralte efectivo del aligerado ($h - 2 \cdot \text{recubrimiento}$) en cm.

Si no se cumple con esta condición se deben realizar ensanches alternados o continuos según sea la necesidad.

BLOQUE B:

Losa aligerada $h=0.25\text{m}$

S/C=300kg/m² (oficinas)

S/C=400kg/m² (corredor)

$f'_c=245\text{kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Metrado de cargas para 1.00m de longitud.

Figura 41: Envolvente de momentos

Se ejemplificare el diseño con el momento mayor, el cual es de 0.82 Ton-m

Armadura mínima y máxima

a) Momento mínimo

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = f_r I / y$$

$$M_{cr} = 2 \sqrt{f'_c} \times b \times h^2 / 6$$

M _{cr}	32609.32	kg-cm
M _{cr}	0.33	ton-m

ϕM_n	$\geq$	1.2 M _{cr}
------------	--------	---------------------

0.50	$\geq$	0.39131	ok
0.73			ok

b) Área de acero mínimo y máximo

As _{min}	$0.7 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d / f_y$	
As _{min}	0.51	cm ²

Maximo

$$A_{sb} = (0.85 f'_c \times B_1 \times (E_{cv} / E_{cv} + E_y) b \times d) / f_y$$

$$A_{sb} = 4.891395833$$

A _{max}	3.67	cm ²
------------------	------	-----------------

Mu	0.82	Ton-m							
φMn	=	Asfy(d-a/2)	B1						
Mu	≤	φMn	fc<280	0.85					
Mu	=	φMn	F'c=560	0.65					
datos									
fy	b	fc	φ	Ecv	ey	B1	h	REC	varilla
kg/cm^2	cm	kg/cm^2					cm	cm	pulgadas
4200	10	245	0.9	3E-03	2E-03	0.85	25	2	1/2
Mu	d	b							
ton-m	cm	cm							
0.82	21.73	10							

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - (A_s f_y / 0.85 f'_c b) / 2)$$

21.69	=	21.73	-	1.01	A_s^2	
$A_s =$	1.05	cm ²	$a =$	2.12	OK	
$A_s =$	20.50	cm ²	$a =$	41.34	X	
A_s	1.05	cm ²				

$$A (+) 1\emptyset 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A (-) 1\emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

Control de deflexiones

b(cm)	10		f _c (kg/cm ²)	245		
h(cm)	25		f _y (kg/cm)	4200		
As(+) _{cm²}	0.71		diámetro(pulg)	0		
nvri	1		nvri	0		
			As(-) _{cm²}	0.00		
			d ₂ (cm)	21.79		
			d ₁ (cm)	5.21		
M _{cm} (T.m)	0.13		r	0		
M _{cv} (T.m)	0.105		B	1.65		
M _{act} (T.m)	0.24					
M _{cr} (T.m)	0.33	no se agrieta				
k(cm)	5					
n	9					
	A(cm ²)	y _i (cm)	A×y _i (cm ³)	d(y _{cg} -y _i)cm	A×d ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
A _{conc}	46	20	891	-2	238	79
As(+)	6	0	0	17	1,795	0
As(-)	0	16.59	0	1	0	0
SUMA	52		891		2,033	79
Y _{cg}	17					
I _g (cm ⁴)	13,020.8					
I _{cr} (cm ⁴)	2,112					
I _{eq} (cm ⁴)	31,258.94					
I _{eq} (cm ⁴)	13020.83					

b(cm)	10		fc(kg/cm ²)	245		
h(cm)	25		fy(kg/cm ²)	4200		
As(+)cm ²	1.27		diametro(pulg)	0		
nvri	1		nvri	0		
			As(-)cm ²	0.00		
			d2(cm)	21.79		
			d1(cm)	5.21		
Mcm(T.m)	0.24		r	0		
Mcv(T.m)	0.280		B	0.92		
Mact(T.m)	0.52					
Mcr(T.m)	0.33	se agrieta				
k(cm)	6					
n	9					
	A(cm ²)	yi(cm)	A×yi(cm ³)	d(ycg-yi)cm	A×d ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
Aconc	59	19	1107	-3	506	169
As(+)	11	0	0	16	2,743	0
As(-)	0	16.59	0	-1	0	0
SUMA	70		1107		3,249	169
Ycg	16					
Ig(cm ⁴)	13,020.8					
Icr(cm ⁴)	3,417					
Ieq(cm ⁴)	5,785.63					
Ieq(cm ⁴)	5785.63					

Ieq(cm ⁴)	8,197.37
porcentaje	62.96%

L(m)	3.53	$\delta_{instCM}(cm)$	0.20	$\delta_{difCM}(cm)$	0.41
		$\delta_{instCV}(cm)$	0.07		
		$\varepsilon > 5 \text{ años}$	2.00	ε	2.00
		$\varepsilon = 12 \text{ mes}$	1.40	ρ'	0.00
		$\varepsilon = 3 \text{ mes}$	1.20	λ_{II}	2.00
		$\varepsilon = 6 \text{ mes}$	1.00		
Por lo tanto					
	$\delta_{total}(cm)$	0.48	<	$\delta_{adm}(cm)$	0.74 OK

Verificación del cortante

Figura 42: Envolvente de cortantes

d(cm)	21.73
bw(cm)	10
f'c(kg/cm ²)	245
Vc(kg)	1982.95
$\Phi Vc(kg)$	1685.51

La resistencia al cortante del aligerado es de 1685 kg, el cual es mayor al cortante en el eje de viga, siendo este incluso mayor al que se origina a una distancia d de la cara. Entonces, no será necesario ensanchar la sección en este tramo de losa.

Figura 43: Plano de aligerado del Bloque B

5.1.2 Diseño de losas aligeradas

Losa maciza $h=0.25\text{m}$

S/C=300kg/m² (oficinas)

S/C=400kg/m² (corredor)

$f'_c=245\text{kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kgcm}^2$

Figura 44: Envolvente de momentos 1-1 en Ton-m/m

Figura 45: Envolvente de momentos 2-2 en Ton-m/m.

En toda losa maciza el momento más crítico se origina en el sentido más corto. En este caso se da en el momento 1-1, alrededor del eje y-y. EL cual es de -3.97 Ton-m/m

Mu	3.97	Ton-m								
ϕM_n	=	$A_s f_y (d-a/2)$	B1							
Mu	$\leq$	ϕM_n	$f'_c < 280$	0.85						
Mu	=	ϕM_n	$F'_c = 560$	0.65						
datos										
f_y	b	f'_c	ϕ	E_{cv}	e_y	B1	h	REC	varilla	
kg/cm^2	cm	kg/cm^2					cm	cm	pulgadas	
4200	100	245	0.9	3E-03	2E-03	0.85	25	2	1/2	
Mu	d	b								
ton-m	cm	cm								
3.97	21.73	100								

$$Mu = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b$$

$$Mu = \phi A_s f_y (d - (A_s f_y / 0.85 f'_c b) / 2)$$

$$105.03 = 21.73 A_s - 0.10 A_s^2$$

As=	4.95 cm	a=	1.00	OK
As=	210.54 cm	a=	42.46	X

AS	4.95	cm^2
----	------	------

$$A_{s \min} = 0.0018 \times B \times H$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} (\text{dos capas}) = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.5 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} (\text{una capa}) = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En los dos sentidos Se podría usar varias de 1/2'' a Cada 25 cm = 5.08 cm²

Como se observa en las dos gráficas. En las aberturas existe concentración de esfuerzo, por lo tanto, se reforzará de la siguiente manera.

**DETALLE 1
REFUERZO EN DUCTOS**

CORTE 14-14

Figura 46: Refuerzos en ductos

5.1.3 Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas se consideraron las combinaciones de cargas de acuerdo al RNE, mencionadas anteriormente. A continuación, se mostrarán los esquemas validados según el diseño sísmico indicado en el RNE E-030

Estructuración en planta del bloque A, primer piso

El concepto de diseño utilizado es conocido como diseño a la rotura que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

Explicar el diseño de cada viga haría el trabajo muy extenso. Además, el procedimiento para el diseño de cada una es similar en todos los casos, por ello se explicará solo el diseño de la viga V-201/C, la cual está sometida a los mayores cortantes y momentos sísmicos del bloque C.

Figura 47: Ubicación de V-201/C.

Diseño de viga (V-201/c)

Diseño por flexión

Datos de sección;

Ø	0.9
fy(kg/cm ²)	4200
f'c(kg/cm ²)	245
b(cm)	30
h(cm)	70
d(cm)	63

Figura 48: Envolvente de diagrama de cortante (Ton) y Momento(Ton-m) de la V-201/C.

Armadura critica

a) Mínimo

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

M_{cr}	7669.71	Kg.m
$1.2 M_{cr}$	9203.66	Kg.m

b) As min

$$A_s \min = 0.7x \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$A_s \min$	4.85
------------	------

c) As max

$$\rho_b = 0.5\rho$$

ξ_{cu}	0.003	cm
ξ_y	0.0021	cm
ϕ_l	0.85	

ρ_b	0.025	
A_{sb}	46.11	Cm^2
$A_{s \text{ max}}$	23.06	Cm^2

	Momento izquierda(kg-m)	Momento centro(kg-m)	Momento derecha(kg-m)
Superior	33519.60	12700.36	33355.03
Inferior	25750.27	12862.12	25868.76

	As requerida izquierda(cm^2)	As requerida centro(cm^2)	As requerida derecha(cm^2)
Superior	15.33	5.49	15.25
Inferior	11.52	5.57	11.58

	As utilizada izquierda(cm)	As utilizada centro(cm)	As utilizada derecha(cm)
Superior	15.36	7.68	15.36
Inferior	13.38	7.68	13.38

Figura 49: Propuesta de V-101/C.

Control de deflexiones

$M_{cm}(\text{T.m})$	1.57
$M_{cv}(\text{T.m})$	0.58

$M_{act}(\text{T.m})$	2.15
$M_{cr}(\text{T.m})$	7.67

No se agrieta, por lo tanto, no se procederá a cambiar la Inercia en el software

Figura 50: Diagramas de cortante(kg) ,momento(kg-cm) y deflexiones(cm) de V-101/C.

Hallamos la deflexión

L(cm)	440
-------	-----

$\delta_{instCM}(cm)$	0.0093
$\delta_{instCV}(cm)$	0.0033

$\delta_{difCM}(cm)$	0.0155
----------------------	--------

$\epsilon > 5años$	2
$\epsilon = 12mes$	1.4
$\epsilon = 3mes$	1.2
$\epsilon = 6mes$	1

ϵ	2.00
ρ'	0.00
λ_D	1.67

Por lo tanto

$\delta_{total}(cm)$	0.02
----------------------	------

<

$\delta_{adm}(cm)$	0.92
--------------------	------

ok

Diseño por corte

Para As (+) Izquierda

L(m)	4.4
b(cm)	30
h(cm)	70
d(cm)	63
As(cm ²)	15.36
fy(kg/cm ²)	4200
f'c(kg/cm ²)	245

a(cm)	10.33
Mn(ton.m)	37.31
Mp(ton.m)	46.64

Vp 1(Ton)	19.94
-----------	-------

Vp(Ton)	<	Vs(Ton)
19.94	<	30.07

Para As (-) Derecha

L(m)	4.4
b(cm)	30
h(cm)	70
d(cm)	63
As(cm ²)	13.38
fy(kg/cm ²)	4200
f'c(kg/cm ²)	245

a(cm)	10.33
Mn(ton.m)	37.31
Mp(ton.m)	46.64

Vp: cortante plástico

Vs: cortante sísmico

usar cortante sísmico

Como se puede observar, en esta viga el cortante plástico es menor, que el cortante sísmico, entonces la envolvente que genera el software Etabs mostrara el mayor cortante, el cual es de 29.99 Ton como se muestra en la figura 48.

Diseño

Vc

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Vc 15.68 Ton

ØVc 13.33 Ton

Vs

$$V_s = \frac{v_{ud}}{\phi} - V_c$$

Vs	19.60	Ton
Vs	19603.27	Kg

Vs max

$$V_s \max = 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Vs max 62124.68 Kg

Vs max 62.12 Ton

Como

Vs	<	Vs max
19.60	<	62.12

CUMPLE ¡OK!

Proponiendo Estribos

Estribos de Ø 3/8"

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Av	1.42	
S	19.17	cm

Detallado

4.2 inicio

4.1 Espaciamiento Maximo

2h

140

$$S = d/2$$

S max	31.5	cm
-------	------	----

S	15.75
	20.32
	18
	30

S	15.8	cm
---	------	----

Existe vigas de 50 cm de altura, en las cuales la separación máxima entre estribos es de 20cm, con la finalidad de uniformizar la distribución de los estribos en todas las vigas, se colocarán con una separación máxima de 20cm. Teniendo esto en cuenta se utilizará la siguiente distribución:

□ 3/8": 1@.05, 14@.10, Resto@.20 c/e

La cual, cumple con los requisitos mínimos de diseño.

bw	30	cm
Nbarras	5.39	
Act	37.68	cm ²
X	6.77	cm
zmax	26000	kg/cm

AS	15.36	cm ²
h	70	cm
d	63.23	cm
Mservicio	2742.69	kg-m
fs	313.78	kg/cm ²
z	2615.00	kg/cm

z(kg/cm)	<	zmax(kg/cm)
2615	<	26000

Figura 51: Posición de acero de refuerzo positivo.

El parámetro z es menor a 26000kg/cm , por lo tanto, la viga no se agrieta ante condiciones de servicio.

5.1.4 Diseño de columnas

El diseño de todas las columnas es muy similar, todas cumplen con la cuantía mínima de refuerzo (1%), por ello se ejemplificará solo el diseño de la columna C4C sometida a los mayores esfuerzos del bloque C.

DISEÑO DE COLUMNAS (C4C)

Figura 52: ubicación de la columna C4C

Figura 53: Corte de Columna C4C

Verificación de efectos de esbeltez Condición de arriostramiento

Para la condición de arriostramiento se ejemplifica los resultados con la fuerza sísmica en el eje x, el cual presenta el mayor de los desplazamientos

Datos		
base	45	cm
altura	70	cm
f'c	245	kg/cm ²
altura libre	3.25	m
desplazamiento relativo del piso en eje x	0.97	cm
Cortante sísmico del piso en el eje x	201.4	Ton
sumatoria de CM	1117.22	Ton
sumatoria de CV	163.31	Ton
k =1 (estructura arriostrada)	1	
Ec	234787.14	kg/cm ²
Ig	531562.50	cm ²

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta o}{Vus * he}$$

CONDICION DE ARRIOSTRAMIENTO	estructura arriostrada	$Q \leq 0.06$	efecto de esbeltez local (dns)
	estructura no arriostrada	$Q > 0.06$	efecto de esbeltez local (dns) y global (dns)
	Q	0.02	arriostrada

Estructura arriostrada (efecto de esbeltez local)

corrección por efecto de esbeltez local (dns) $\delta ns = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}}$

estructura arriostrada (dns=1) si cumple $\frac{klu}{r} < 34 - 12 * \left(\frac{M1}{M2} \right)$

r=	12.99	
klu/r=	25.02	valido

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

combinaciones de carga	Marriba	Mabajo	min(M1)	max(M2)	M1/M2	34-12*(M1/M2)	34-12*(M1/M2)	δns	$klu/r < 34 - 12 * (M1/M2)$
1.4*CM + 1.7*CV	11.41	-7.27	-7.27	11.41	-0.64	41.65	40.00	1	no incluir esbeltez
1.25*CM+1.25*CV+CSX	10.36	5	5	10.36	0.48	28.21	28.21	1	no incluir esbeltez
1.25*CM+1.25*CV-CSX	8.69	-17.19	-8.69	17.19	-0.51	40.07	40.00	1	no incluir esbeltez
0.9*CM+CSX	5.45	8.17	5.45	8.17	0.67	26.00	26.00	1	no incluir esbeltez
0.9*CM-CSX	3.78	-14.07	-3.78	14.07	-0.27	37.22	37.22	1	no incluir esbeltez
1.25*CM+1.25*CV+CSY	9.53	-5.96	-5.96	9.53	-0.63	41.50	40.00	1	no incluir esbeltez
1.25*CM+1.25*CV-CY	9.52	-6.18	-6.18	9.52	-0.65	41.79	40.00	1	no incluir esbeltez
0.9*CM+CSY	2.84	4.62	2.84	4.62	0.61	26.62	26.62	1	no incluir esbeltez
0.9*CM-CSY	4.61	-3.06	-3.06	4.61	-0.66	41.97	40.00	1	no incluir esbeltez

Como se observa para el diseño de esta columna no se debe incluir los efectos de esbeltez.

Verificación por flexión uniaxial

Figura 54: Diagrama de interacción en X-X de C4C.

Figura 55: Diagrama de interacción en X-X de C4C.

Verificación por flexión biaxial

base	45	cm
altura	70	cm
Ag	3150	cm ²
cuantía	0.01	plg
Ast	31.50	cm ²
f _c	245	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
Φ	0.7	

carga inversa	$1/P_n = 1/P_{nx} + 1/P_{ny} - 1/P_{no}$
contorno de carga	$M_{ux}/\Phi*M_{nx} + M_{uy}/\Phi*M_{ny} \leq 1$
si $P_u \geq 0.1*\Phi*P_{no}$	usar carga inversa

$P_{no} = 0.80*0.85*f_c*(A_g - A_{st}) + A_{st}*f_y$	625.38	ton
$\Phi*P_{no}$	437.77	ton
$0.1*\Phi*P_{no}$	43.78	ton

COMBINACIONES DE CARGA	P _u (Ton)	M _{ux} (Ton.m)	M _{uy} (Ton.m)	P _{nx} (Ton)	P _{ny} (Ton)	ΦM _{nx} (Ton.m)	ΦM _{ny} (Ton.m)	P _n (Ton)	Método	Verificación
1.4*CM + 1.7*CV	98.51	-7.53	0.13	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
1.25*CM+1.25*CV+CS _x	76.82	4.56	0.35	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
1.25*CM+1.25*CV-CS _x	91.15	-17.17	-0.15	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
0.9*CM+CS _x	79.52	-6.29	4.62	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
0.9*CM-CS _x	88.45	-6.32	-4.43	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
1.25*CM+1.25*CV+CS _y	39.95	7.73	0.26			-40.00	-24.00		contorno de carga	cumple
1.25*CM+1.25*CV-CS _y	54.28	-14.00	-0.24	437.77	437.77			336.75	carga inversa	cumple
0.9*CM+CS _y	42.64	-3.12	4.53			-40.00	-24.00		contorno de carga	cumple
0.9*CM-CS _y	51.58	-3.15	-4.51	437.77	437.77	-42.00	-25.00	336.75	carga inversa	cumple

Como se observa la columna cumple con la verificación biaxial

Verificación por cortante en columnas

Datos

base	45	cm
altura	70	cm
f'c	245	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
altura libre	3.75	m
recubrimiento libre	4	cm
	diámetro(cm)	área(cm ²)
refuerzo longitudinal (1")	2.54	5.07
refuerzo transversal (3/8")	0.9525	0.71
Av	1.43	cm ²
d	63.7775	cm
bc	37	cm
fi	0.85	

Formulas a utilizar

$$V_p = \frac{MP1 + MP2}{h_e}$$

$$V_u = \text{funcion } V_p$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) bd$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 2.1\sqrt{f'c} * bd$$

estados de carga	localizacion	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
CM	arriba	46.2	5.12	2.12
	abajo	49.2	3.27	2.12
CV	arriba	14.82	1	0.98
	abajo	14.82	2.37	0.98
CS	arriba	7.98	11.11	2.98
	abajo	7.98	11.11	2.98

Vp

Vp

Combinaciones de carga	Localización	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	Mp (Ton.m)	Vp (Ton)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	$2.1\sqrt{f'c}*bd$ (Ton)	$V_s < 2.1\sqrt{f'c}*bd$	S (cm)	S requerido (cm)
1.4*CM + 1.7*CV	arriba	89.87	44	55	29.33	4.63	28.66	-	94.34	no cumple	NC	40
	abajo	94.07	44	55				23.21				
1.25*CM+1.25*CV +CS	arriba	84.26	42	52.5	28	31.88	28.36	9.14		cumple	41.76	
	abajo	88.01	42	52.5								
1.25*CM+1.25*CV -CS	arriba	68.3	42	52.5	28	24.13	27.5	0.89		cumple	430.69	
	abajo	72.05	42	52.5								
0.9*CM+CS	arriba	49.56	43	53.75	28.67	30.57	26.48	9.49		cumple	40.24	
	abajo	52.26	43	53.75								
0.9*CM-CS	arriba	33.6	43	53.75	28.67	26.76	25.62	5.86		cumple	65.17	
	abajo	36.3	43	53.75								

Como se puede apreciar la sección resiste a lo solicitado en la normativa vigente.

SISMORRESISTENTE

Figura 56: Distribución de refuerzo al corte a lo largo del elemento.

5.1.5 Diseño de placas

Figura 57: ubicación de la placa P1

Figura 58: Dimensiones y armado de la Placa P1/C en el 1er piso

Verificación a flexo compresión

DIAGRAMA DE INTERACCION 1º NIVEL EN X-X

Figura 59: Diagrama de interacción en X-X de P1/C del 1er piso

Figura 60: Dimensiones y armado de la Placa P1/C en el 2do y 3er piso

Verificación a flexo compresión

Figura 61: Diagrama de interacción en X-X de P1/C del 2do y 3er piso

1. Analizando la carga más desfavorable para el cálculo de la profundidad del eje neutro.

Calculando el c utilizando el método simplificado de tracción y compresión

d1	0.4	m	Mu	480.00	ton.m	b1	0.85	
d2	2.2	m	Pu	110.60	ton	f'c	245	kg/cm2
pi	0.9		Mu/pi	533.33	ton.m	b	30	cm
x1	90	cm	Pu/pi	122.22	ton	L	260	cm
x2	-90	cm						

Mu/pi	Pu/pi	c asumido	a	Es(T)	FS	fsT	Es(C)	FS	fsC	Cc	xc	As	Pcal
Ton.m	Ton	cm	cm		kg/cm2	kg/cm2		kg/cm2	kg/cm2	kg	cm	cm^2	Ton
455.56	122.22	47.02	39.96	-0.01	-23179.28	-4200.00	0.00045	940.13	940.13	249672.96	110.02	39.10	122.22

Figura 62: Grafica de esfuerzos y deformaciones en la placa asumiendo aceros concentrado en la zona de tracción y compresión (T y C)

Se deberá confinar

elementos de borde confinado	mínimo	c-0.1lm	21.02	cm
		c/2	23.51	cm

Utilizando el software Etabs para el cálculo de la longitud del elemento de borde, nos origina los siguientes resultados:

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	Not Required	1.25CM+1.25 CV+SX	99.38	-62.02	306.21	490	0.47	0.58
Top-Right	Leg 1	Not Required	1.25CM+1.25 CV+SX	99.38	66.12	318.1	490	0.47	0.58
Bottom-Left	Leg 1	0.24	1.25CM+1.25 CV+SX	110.60	-297.30	1003.35	490	0.48	0.58
Bottom-Right	Leg 1	0.24	1.25CM+1.25 CV+SX	110.60	294.56	995.39	490	0.48	0.58

La longitud del elemento de borde confinado calculado con el software Etabs es de 24.14 cm, bastante similar los 23.51 cm del método simplificado de tracción y compresión.

Para el cálculo del diagrama de interacción se utilizó un elemento de borde confinado con una longitud de 45 cm, la cual es mayor a 24.71 cm, por lo que la placa propuesta cumple con el confinamiento.

Verificación por cortante

				21.9.5.3						11.10.5				11.5.7.9	
MURO				FUERZAS					Vn = Vc + Vs						
Piso	L (m)	e (m)	f'c (kg/cm2)	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Mur	Mur/Mua	Vudiseño	Vc(tn)	Hm/Lm	αc	Vcmax (Ton)	VS (Ton)	Vsmax (Ton)	Vs max
1	2.6	0.3	245	50.97	-297.30	-550.00	1.85	110.94	51.77	4.71	0.53	64.71	59.17	205.11	CUMPLE
2	2.6	0.3	245	38.63	-110.16	-280.00	2.54	115.51	51.77	2.88	0.53	64.71	63.75	205.11	CUMPLE
3	2.6	0.3	245	17.95	-30.15	-30.15	1.00	21.11	51.77	1.44	0.80	97.67	-30.65	205.11	CUMPLE

21.9.4.3	ACERO MINIMO-11.10.7		11.10.10.1			CLASICA				
REFUERZO HORIZONTAL										
N° de Hileras	0.27√f'c.Acw (Ton)	Usar	ph	verificación (11.10.2)	Vs Final (Ton)	Φ	A1H (cm^2)			s
2	32.96	Vs = Acw.ph.fy	0.0018	0.0025	81.9	1/2	1.27	2	Φ 1/2 @	33.78
2	32.96	Vs = Acw.ph.fy	0.0019	0.0025	81.9	1/2	1.27	2	Φ 1/2 @	33.78
2	32.96	pmin	-0.0009	0.0025	81.9	1/2	1.27	2	Φ 1/2 @	33.78

11.10.4			11.10.10.3								CONCLUSION									
Vn			REFUERZO VERTICAL																	
Vnreal (Ton)	Vnmax (Tonn)	Vnmax??	pv	Φ	A1H (cm^2)			s	REF. HORIZONTAL					REF. VERTICAL						
133.67	317.43	CUMPLE	0.0025	1/2	1.27	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78
133.67	317.43	CUMPLE	0.0025	1/2	1.27	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78
133.67	317.43	CUMPLE	0.0025	1/2	1.27	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78	2	Φ	1/2	@	33.78

21.9.7.6																		
CONFINAMIENTO IZQUIERDA									CONFINAMIENTO DERECHA									
Lx (m)	Ly (m)				OTRAS		ESTRIBOS		Lx (m)	Ly (m)				OTRAS		ESTRIBOS		
0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	
0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	
0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	0.45	0.3	18	Φ	5/8	0	Φ	3/4	3/8 Φ 15.88	

Como se puede observar, el refuerzo horizontal y vertical mínimo es de 2Φ1/2’’@ 33.78.

Para uniformizar se utilizará horizontalmente 2Φ1/2’’@ 30, y verticalmente 2Φ1/2’’@ 25 en el 1er piso y 2Φ1/2’’@ 30 en el 2do y 3er piso como se indica en las figuras 5-16 y 5-17.

6 ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO

6.1 Curva de capacidad

6.1.1 Diagrama momento-curvatura en vigas

Según las investigaciones de los doctores R. Park y T. Paulay (1988):

La relación momento-curvatura para una viga, en que cede el acero a tensión se puede idealizar por la relación trilineal de la figura 6-1. La primera etapa es el agrietamiento, la segunda la cadencia del acero a tensión y la tercera el límite de la deformación útil en el concreto (p.205).

Figura 63: Diagrama momento curvatura según Park

A continuación, se explicará las fórmulas que se usan en cada uno de esos estados

*Primer agrietamiento

Primer agrietamiento, conocido como el punto A, se tendrán en cuenta las siguientes relaciones:

$$M_{grieta} = \frac{f_r I}{Y_{fondo}} (5.1)$$

$$Y_{fondo} = H - Y_{CG} (5.2)$$

$$\phi_{grieta} = \frac{f_r / E_c}{Y_{fondo}} (5.3)$$

***Primera cedencia, conocido como el punto B:**

Figura 64: Esfuerzos en la primera cedencia del acero en el concreto armado

$$k = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{p'd'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n \quad (5.4)$$

$$M_y = A_s f_y j d \quad (5.5)$$

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1-k)} \quad (5.6)$$

***Para las cargas máximas punto C**

Figura 65: Esfuerzos en la carga máxima que resiste el concreto armado

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (5.7)$$

Se tendrá en cuenta la siguiente relación para el concreto

$$\phi_u = \frac{0.004}{c} \quad (5.8)$$

En el ATC-40 También describe una gráfica del momento curvatura, la cual es parecida a la del libro del doctor Park. Sin embargo, en ella se agrega dos puntos más como se muestra en la figura 65.

Figura 66: Diagrama momento curvatura según ATC-40

*Para el punto D:

$$M_D = 0.2M_u \quad (5.9)$$

$$\phi_D = \phi_u \quad (5.10)$$

*Para el punto E

$$M_E = M_D \quad (5.11)$$

$$\phi_E = \phi_u / 0.75 \quad (5.12)$$

A Continuación, se muestra un ejemplo del cálculo del diagrama momento curvatura de una viga. Para ello se utilizará la viga V-101, la cual fue calculada en el capítulo 5.1.4.

Tabla 30: Datos para el cálculo del diagrama momento-curvatura

ε _{cúltimo}	0.004		0.004	
B1	0.85		0.85	
f'c	245	kg/cm ²	3485.43	lb/plg ²
B	0.3	m	11.81	pulg
H	0.7	m	27.56	pulg
AS+	15.36	cm ²	2.38	plg ²
As-	13.38	cm ²	2.07	plg ²
recubrimiento	4	cm	1.57	plg
d'	6.77	cm	2.67	plg
fy	4200	kg/cm ²	59.75	kips/plg ²
Es	2000000	kg/cm ²	28452480.71	lb/plg ²
Ec	234787.14	kg/cm ²	3340138.25	lb/plg ²
fr(módulo de ruptura)	31.30	kg/cm ²	445.35	lb/plg ²

Tabla 31: *Calculo el centro de gravedad y la inercia respecto del centro de gravedad*

	A(cm ²)	yi(cm)	A×yi(cm ³)	d(ycg-yi)(cm)	A×d ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
Aconc	325.50	13.78	4,485	0.07	1.66	20,601.36
As(+)	17.90	24.89	446	-11.04	2,182.71	0.00
As(-)	15.59	2.67	42	11.19	1,950.86	0.00
SUMA	358.99		4,972.37		4,135.24	20,601.36
ycg(cm)	13.85					
Ig(cm⁴)	24,736.59					

Calculando el Punto A

$$Y_{fondo} = H - Y_{CG} = 19.68 - 9.84 = 9.84 \text{ pulg}$$

$$M_{grieta} = \frac{frI}{Y_{fondo}} = \frac{(445.35)(24736.59)}{9.84} = 803649.96 \text{ lb. pulg}$$

Calculando el Punto B

$$d = H - d' = 27.56 - 2.67 = 24.89 \text{ pulg}$$

$$p = \frac{As + 15.36}{d * B} = \frac{15.36}{24.89 * 11.81} = 0.052$$

$$p' = \frac{As - 10.33}{d * B} = \frac{10.33}{24.89 * 11.81} = 0.035$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{28452480.70}{3092367.13} = 8.52$$

$$k = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{p'd'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n \dots (5.13)$$

$$k = \left[(0.081 + 0.071)^2 8.52^2 + 2 \left(0.052 + \frac{0.071 * 2.66}{24.89} \right) 8.52 \right]^{1/2} - (0.081 + 0.07) 8.52 = 0.28$$

$$Kd = k(H - rec) = 0.28(27.56 - 1.57 - 1.09) = 6.96 \text{ pulg}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_s * Kd}{d - kd} = \frac{0.0021 * 6.96}{24.89 - 6.96} = 0.000816$$

$$f_c = E_c * \varepsilon_c = 3340138.25 * 0.000816 = 2724.64 \text{ lb/pulg}^2$$

$$C_c = \frac{f_c * Kd * B}{2} = \frac{2724.64 * 6.96 * 11.81}{2} = 112060.70 \text{ lb}$$

$$\varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_c * (Kd - d')}{kd} = \frac{0.00084 * (7.11 - 2.67)}{7.11} = 0.00050$$

$$f_{s'} = E_{s'} * \varepsilon_{s'} = 28452480.71 * 0.00050 = 14327.03 \text{ lb/pulg}^2$$

$$C_s = f_{s'} * As = 14327.03 * 2.07 = 29712.78 \text{ lb}$$

$$C_t = C_c + C_s = 112060.70 + 29712.78 = 141773.47 \text{ lb}$$

$$Y_{CG} = \frac{C_s * d' + C_c * \frac{kd}{3}}{C_t} = \frac{29712.78 * 2.67 + 112060.70 * \frac{6.96}{3}}{141773.47} = 2.39 \text{ pulg}$$

$$j_d = H - d' - Y_{CG} = 27.56 - 2.67 - 2.39 = 22.50 \text{ pulg}$$

$$M_y = A_s f_y j d = 2.38 * 59.75 * 1000 * 22.50 = 3200707.08 \text{ lb. pulg}$$

$$\phi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} = \frac{59750/28452480.7}{24.89(1-0.28)} = 0.0001171 \text{ pulg}^{-1}$$

Calculando el Punto C

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \dots (5.14)$$

$$= 0.85 * 3485.43 * 0.52 * 11.81 \left(24.89 - \frac{0.52}{2} \right) + 2.07 * 35107.99 (24.89 - 2.67)$$

$$M_u = 3206113.43 \text{ lb. pulg}$$

$$\phi_u = \frac{0.004}{c} = \frac{0.004}{0.616} = 0.0065 \text{ pulg}^{-1}$$

Calculando el Punto D

$$M_D = 0.2 M_u = 0.2 * 3206113 = 641222.69 \text{ lb. pulg}$$

$$\phi_D = \phi_u = 0.0065 \text{ pulg}^{-1}$$

Calculando el Punto E

$$M_E = M_D = 641222.69 \text{ lb. pulg}$$

$$\phi_E = \phi_u / 0.75 = 0.0065 / 0.75 = 0.0087 \text{ pulg}^{-1}$$

Con los datos anteriores se obtiene el siguiente resumen en ϕ (rad/plg) vs M(lb.plg) y ϕ (rad/m) vs M(Ton.m).

Tabla 32: Puntos del diagrama momento vs curvatura de la viga V101/C, V107/C, V201/C, V207/C

	ϕ (rad/plg)	M(lb.plg)	$\phi \times 10^{-3}$ (rad/m)	M(Ton.m)
0	0	0	0	0
A	0.00001	803649.96	0.38	9.26
B	0.00012	3200707.1	4.61	36.88
C	0.00649	3206113.4	255.43	36.94
D	0.00649	641222.69	255.43	7.39
E	0.00865	641222.69	340.57	7.39

Tabulando los datos de la tabla en Ton.m se obtiene la siguiente gráfica:

Figura 67: Diagrama momento vs curvatura de las vigas V-101/C, 107, 201/C, 207/C calculado manualmente

Figura 68: Diagrama momento vs curvatura de las vigas V-101/C,107/C,201/C,207/C calculado con el software Etabs

Como se puede observar, tanto los cálculos manuales como el software Etabs nos originan un momento de fluencia y el ultimo de 37 Ton.m y una rotación unitaria φ_u de 255×10^{-3} aproximadamente. Entonces, en las vigas, el diagrama momento curvatura es similar en los dos casos, por lo que se dejará que dicho programa utilice por defecto los diagramas de momentos curvatura.

6.1.2 Diagrama momento-curvatura en columnas

Para el cálculo de los puntos del diagrama momento curvatura en la columna se realiza un proceso iterativo en el cual teniendo como dato la carga axial, las secciones, las deformaciones, etc se calcula la excentricidad, la cual variara según se modifica la carga axial. Para ello se utiliza la siguiente ecuación de equilibrio $P=C-T$ m donde P =carga axial, C = fuerza de compresión y T = fuerza de tracción

Figura 69: Sección con deformación, esfuerzo y distribución de fuerzas.⁴⁷

Primero se definirá la carga axial que soporta la columna en base a esa carga se calcula la excentricidad para diferentes deformaciones del concreto (ϵ_{cu} , $0.9\epsilon_{cu}$, $0.8\epsilon_{cu}$, $0.7\epsilon_{cu}$, $0.6\epsilon_{cu}$, $0.5\epsilon_{cu}$, $0.4\epsilon_{cu}$, $0.3\epsilon_{cu}$, $0.2\epsilon_{cu}$, $0.1\epsilon_{cu}$, $0.05\epsilon_{cu}$, ...), finalmente con las excentricidades se podrá calcular el momento y la curvatura correspondiente. Un procedimiento más detallado se podrá encontrar en el paper Moment Curvature Characteristics for Structural elements of RC Building desarrollado por la universidad Chitkara.

⁴⁷ Cfr. R. Park y T. Paulay (1988): 207

A continuación, se muestra un ejemplo sobre el cálculo del diagrama momento curvatura de una columna, la columna C4C (70cm x 45cm) del bloque C que fue verificada en el capítulo 5.1.4

Para una carga a compresión de 87.00ton = 87000kg

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad \varepsilon_y = 0.0021$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

a) Para el cálculo del primer alejado se utilizará:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004$$

Suponiendo la siguiente gráfica de esfuerzos y deformaciones:

Figura 70: Distribución de aceros y deformaciones unitarias supuestas de la columna C4C

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.004 * (c - 5.91)}{c} \quad \varepsilon_{s2} = \frac{0.004 * (17.54 - c)}{c}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.004 * (29.18 - c)}{c} \quad \varepsilon_{s4} = \frac{0.004 * (40.82 - c)}{c}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{0.004 * (52.46 - c)}{c} \quad \varepsilon_{s6} = \frac{0.004 * (64.10 - c)}{c}$$

$$5.91 \text{ cm} < c < 17.54 \text{ cm}$$

$$f_{s1} = E * \varepsilon_{s1} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s1}$$

$$f_{s2} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s2}$$

$$f_{s3} = E * \varepsilon_{s3} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s3}$$

$$f_{s4} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s4}$$

$$f_{s5} = A_{s5} \varepsilon_{s5} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s5}$$

$$f_{s6} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s6}$$

$$P = C - T$$

$$P = 0.85f'_c ab + A_{s1}f_{s1} - A_{s2}f_{s2} - A_{s3}f_{s3} - A_{s4}f_{s4} - A_{s5}f_{s5} - A_{s6}f_{s6}$$

$$P = 0.85f'_c * \beta_1 * c * b + A_{s1}f_{s1} - A_{s2}f_{s2} - A_{s3}f_{s3} - A_{s4}f_{s4} - A_{s4}f_{s4} - A_{s5}f_{s5} - A_{s6}f_{s6}$$

Suponiendo que todos los aceros fluyen

$$f_{s1} = f_y \quad f_{s2} = f_y \quad f_{s3} = f_y \quad f_{s4} = f_y \quad f_{s5} = f_y \quad f_{s6} = f_y$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad \varepsilon_y = 0.0021$$

$$P = 0.85f'_c * \beta_1 * c * b + A_{s1}f_{s1} - A_{s2}f_{s2} - A_{s3}f_{s3} - A_{s4}f_{s4} - A_{s5}f_{s5} - A_{s6}f_{s6}$$

$$87000 = 0.85 * 245 * 0.85 * 45c + 9.66 * 4200 - 3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 9.66 * 4200$$

$$c = 19.27 \text{ cm} > 17.54 \text{ cm},$$

Como se puede observar el eje neutro calculado, no concuerda con la gráfica supuesta de esfuerzos y deformaciones, por lo que el eje neutro se puede ubicar en otro lugar o todos los aceros no están fluyendo.

Primero se supondrá que A_{s2} no fluye:

$$f_{s1} = f_y \quad f_{s2} \neq f_y \quad f_{s3} = f_y \quad f_{s4} = f_y \quad f_{s5} = f_y \quad f_{s6} = f_y$$

$$P = 0.85f'_c * \beta_1 * c * b + A_{s1}f_{s1} - A_{s2}f_{s2} - A_{s3}f_{s3} - A_{s4}f_{s4} - A_{s5}f_{s5} - A_{s6}f_{s6}$$

$$87000 = 0.85 * 245 * 0.45c + 9.66 * 4200 - 3.96 * 2 * 10^6 \frac{0.004 * (17.54 - c)}{c}$$

$$-3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 9.66 * 4200$$

$$c = 17.25 \text{ cm} < 17.54 \text{ cm}$$

Con esta suposición se puede constatar que la ubicación del eje neutro asumido es la correcta.

Remplazando $c = 17.54\text{cm}$, para comprobar si las suposiciones sobre las fluencias del acero son correctas se tiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.004 * (17.25 - 5.91)}{17.25} = 0.0026 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.004 * (21.88 - 17.54)}{17.25} = 0.0001 < 0.0021 \rightarrow \text{no fluye}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.004 * (37.50 - 29.18)}{17.25} = 0.0028 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s3} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{0.004 * (40.82 - 17.25)}{17.25} = 0.0055 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s4} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{0.004 * (52.46 - 17.25)}{17.25} = 0.0082 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s5} = 0.0021$$

En consecuencia, las suposiciones sobre la figura 6-8 y de la fluencia del acero son correctas, por lo tanto:

$$f_{s1} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0001 = 134.5\text{kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = E * \varepsilon_{s3} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = E * \varepsilon_{s5} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$f_{s6} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$c = 17.25\text{cm}$$

$$M_u = 13097358.84\text{ kg} - m = 64.44\text{ Ton.m}$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0.004}{17.25} * 100 = 0.0232\text{ m}^{-1}$$

b) Para el cálculo del segundo alejado se utilizará:

$$\varepsilon_{cu} = 90\%0.004 = 0.0036$$

Suponiendo la gráfica de esfuerzos y deformaciones de la figura 5-11, se obtiene

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.0036 * (c - 5.91)}{c} \quad \varepsilon_{s2} = \frac{0.0036 * (17.54 - c)}{c}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.0036 * (29.18 - c)}{c} \quad \varepsilon_{s4} = \frac{0.0036 * (40.82 - c)}{c}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{0.0036 * (52.46 - c)}{c} \quad \varepsilon_{s6} = \frac{0.0036 * (64.10 - c)}{c}$$

$$5.91cm < c < 17.54cm$$

$$f_{s1} = E * \varepsilon_{s1} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s1} \quad f_{s2} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s2}$$

$$f_{s3} = E * \varepsilon_{s3} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s3} \quad f_{s4} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s4}$$

$$f_{s5} = A_{s5} \varepsilon_{s5} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s5} \quad f_{s6} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * \varepsilon_{s6}$$

Suponiendo la siguiente fluencia en los aceros:

$$f_{s1} = f_y \quad f_{s2} \neq f_y \quad f_{s3} = f_y \quad f_{s4} = f_y \quad f_{s5} = f_y \quad f_{s6} = f_y$$

$$P = 0.85f'_c * \beta_1 * c * b + A_{s1}f_{s1} - A_{s2}f_{s2} - A_{s3}f_{s3} - A_{s4}f_{s4} - A_{s5}f_{s5} - A_{s6}f_{s6}$$

$$87000 = 0.85 * 245 * 045c + 9.66 * 4200 - 3.96 * 2 * 10^6 \frac{0.0036 * (17.54 - c)}{c}$$

$$-3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 3.96 * 4200 - 9.66 * 4200$$

$$c = 17.25cm < 17.54cm$$

Con esta suposición se puede constatar que la ubicación del eje neutro asumido es la correcta.

Remplazando $c = 17.25cm$, para comprobar si las suposiciones sobre las fluencias del acero son correctas se tiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.0036 * (17.25 - 5.91)}{17.25} = 0.0026 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.0036 * (21.88 - 17.54)}{17.25} = 0.0001 < 0.0021 \rightarrow \text{no fluye}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.0036 * (37.50 - 29.18)}{17.25} = 0.0028 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s3} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{0.0036 * (40.82 - 17.25)}{17.25} = 0.0055 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s4} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{0.0036 * (52.46 - 17.25)}{17.25} = 0.0082 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s5} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{0.0036 * (64.10 - 17.25)}{17.25} = 0.0109 > 0.0021 \rightarrow \text{fluye} \rightarrow \varepsilon_{s6} = 0.0021$$

En consecuencia, las suposiciones sobre la figura 5-11 y fluencia del acero son correcta, por lo tanto:

$$f_{s1} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0001 = 123.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = E * \varepsilon_{s3} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = E * \varepsilon_{s4} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = E * \varepsilon_{s5} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s6} = E * \varepsilon_{s2} = 2 * 10^6 * 0.0021 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 17.25 \text{ cm}$$

$$M_u = 13097358.84 \text{ kg} - m = 64.44 \text{ Ton.m}$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0.0036}{17.25} * 100 = 0.0209 \text{ m}^{-1}$$

El Resto de los puntos se calculará análogamente a los casos anteriores, variando el ϵ_{cu} , obteniendo la siguiente tabla:

Tabla 33: Puntos del diagrama momento vs curvatura de la columna C4C sometida a una carga a compresión de 87Ton

	ϵ_{cu}	$\phi_u(10^{-3}rad/m)$	MB(Ton. m)
100%0.004	0.00400	23.18	64.44
90%0.004	0.00360	20.87	64.44
80%0.004	0.00320	18.56	64.44
70%0.004	0.00280	15.97	63.74
60%0.004	0.00240	13.49	62.92
50%0.004	0.00200	11.06	62.11
40%0.004	0.00160	8.74	61.06
30%0.004	0.00120	6.57	59.33
20%0.004	0.00080	4.50	55.99
10%0.004	0.00040	2.60	44.81
5%0.004	0.00020	1.46	37.36
2.5%0.004	0.00010	0.80	32.62
1%0.004	0.00003	0.26	28.51

Figura 71: Puntos del diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70cm con una carga de compresión P=84Ton

Evaluando los puntos Notables de la gráfica se tiene:

	$\phi \times 10^{-3}$ (rad/m)	MB(ton.m)
My	4.50	55.99
Mu	23.18	64.44

Figura 72: Diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70cm con una carga a compresión $P=84\text{Ton}$

Figura 73: Diagrama momento vs curvatura de columna 45cm x 70 cm con una carga a compresión de $P=84\text{Ton}$. calculado con el software Etabs

Como se puede observar en el diagrama momento curvatura de la columna de 45cmx70cm sometida a una carga de compresión de 84 Ton, el Momento de fluencia y el Momento último es de 64Ton.m con una rotación unitaria φ_u de $21 \times 10^{-3} \text{ rad.m}^{-1}$ aproximadamente tanto en los cálculos manuales como el del software Etabs, por lo tanto, se utilizará por defectos los datos generados por el programa.

6.1.3 Diagrama cortante-desplazamiento en placas

Para el cálculo de los puntos del diagrama cortante – desplazamiento en primer lugar se debe determinar el diagrama momento curvatura del elemento, en esta investigación se considera que las placas fallarán por corte, como lo indica el ATC 40. El procedimiento para convertir las placas toma en cuenta los puntos de agrietamiento y fluencias. Para la representación de cortante desplazamiento se tuvo en cuenta el procedimiento descrito en el libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” de Priestley.

A continuación, se muestra el procedimiento que se debe seguir para obtener el diagrama de cortante vs desplazamiento de una placa. Para ello utilizaremos a la placa p1,2 (30cmx260cm) que fue diseñada en el capítulo 5.1.5

En primer lugar, se calcula la cortante, para ello necesitamos la altura de la placa. Así como, los puntos de fluencia y últimos, que se muestra en la figura 72 y en la tabla 34.

Tabla 34: Puntos del diagrama momento vs curvatura de la placa P1/(30x260cm) con una carga de compresión de $P = 110\text{Ton}$

	M(Ton.m)	$\Phi(1/m)$
Origen	0	0
Y	509.00	0.002
U	549.00	0.015
D	109.80	0.0
E	109.80	0.0

Figura 74: Diagrama momento vs curvatura de la laca p1/C (30x260cm) con una carga a compresión de P=110 Ton. Calculada con ayuda del Etabs.

Se tienen la siguiente información de la sección:

Tabla 35: *Propiedades de la placa P1,P2*

L	2.5	m
A	0.3	m
f'c	245	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Db	3/4	pulg
H	4.5	m
ρ	0.01137	

Mediante la siguiente relación: $V = M/L$ (5.14)

$V_y = 145.43\text{Ton}$ y $V_u = 156.86\text{Ton}$

En segundo lugar, se calcula el desplazamiento por flexión de primer agrietamiento:

A partir de la siguiente relación $\Delta'_y = \phi_y(H + L_{sp})^2/3$ (5.15)

Para lo cual calcularemos el valor de L_{sp} , según la siguiente relación: $L_{sp} =$

$0.022f_y d_{bl}$ (5.16)

Considerando f_y en Mpa y d_{bl} como el diámetro de la varilla longitudinal en mm.

Reemplazando en la ecuación 5.16

$L_{sp} = 0.022 * 411.8793 * 19.05 = 172.62\text{mm}$

Reemplazando en la ecuación 5.15:

$$\Delta'_y = \frac{0.002 \left(3.5 + \frac{172.62}{100} \right)^2}{3} = 0.566 \times 10^{-2} m$$

Asimismo necesitamos calcular la longitud de la rótula plásticas, la cual será el mayor valor según esta relación $L_p = 0.08L + L_{sp}$ o $2L_{sp}$, lo cual nos servirá para determinar el desplazamiento total por flexión en función del momento y la curvatura según esta relación:

$$\Delta = \Delta'_y \frac{M}{M_y} + (\phi - \phi'_y \frac{M}{M_y}) L_p H \quad (5.17)$$

Para calcular dicho desplazamiento es necesario calcular los siguientes valores de L_p

$$L_p = 0.08L + L_{sp} = 0.08 \times 3500 + 172.62 = 452.62 \text{ mm}$$

$$L_p = 2L_{sp} = 345.24 \text{ mm}$$

Utilizaremos el mayor valor para L_p , Reemplazando en la ecuación 5.17

$$\Delta = 0.0090 \frac{549.00}{509.00} + \left(0.015 - 0.002 \frac{549.00}{509.00} \right) 345.24 \times 3.5 = 3.006 \times 10^{-2} m$$

Además, es necesario considerar el desplazamiento debido al corte, el cual será el siguiente:

En primer lugar, se debe considerar el desplazamiento elástico

$$\Delta_{s,el} = \frac{V_{cr}}{K_{s,eff}} \quad (5.18) \quad \text{que es igual a} \quad \frac{V_{cr} H}{G A_s} \frac{E I_{bruta}}{E I_{eff}} \quad (5.19)$$

El valor de G que nos sugiere el método es igual al $0.43 \times E_c$

$$\Delta_{s,el} = \frac{0.89 \times 3.5}{0.43 \times 24508.31 \times 2.6 \times 0.3 \times 25.49} = 0.002 \times 10^{-2} m$$

En segundo lugar, debemos calcular el desplazamiento por corte después de la fluencia o rotura diagonal para lo cual utilizaremos la siguiente relación

$$\Delta_s = \frac{(V - V_c)}{K_{col,cr}} \quad (5.20)$$

Del cual V_c es la resistencia al corte del concreto.

$$K_{col,cr} = K_{s,cr} / H \quad (5.21)$$

$$\text{Del cual: } K_{s,cr} = \frac{0.25 \rho_a}{0.25 + n \rho_a} E_s B_w d \quad (5.22)$$

Siendo ρ_a el 0.39 de la cuantía vertical y n la relación modular

Reemplazando en la ecuación 5.22

$$K_{s,cr} = \frac{0.25 \times 0.01137}{0.25 + 10 \times 0.01137} 2000000 \times 2.56 \times 0.22 = 423.70 \frac{kg \times m^2}{cm^2}$$

Reemplazando en la ecuación 5.21

$$K_{col,cr} = \frac{423.707}{3.5} = 1212.48 \frac{kgxm}{cm^2}$$

Calculando para el desplazamiento último utilizando la ecuación 5.20

$$\Delta_s = \frac{(156.86 - 90.47)}{1212.48 \times 10} = 0.547 \text{ m} \times 10^{-2}$$

Los resultados se encuentran resumidos en el siguiente cuadro

Tabla 36: Puntos del diagrama cortante desplazamiento

	V(Ton)	Δ flexión(10^{-2} m)	Δ Corte(10^{-2} m)	Δ Total(10^{-2} m)
Origen	0	0	0	0
Y	509.00	0.899	0.002	0.901
U	549.00	3.006	0.547	3.554
D	109.8			3.554
E	109.8			4.738

A continuación, los resultados de las conversiones diagramas momento-curvatura en cortante-desplazamiento:

Figura 75: Diagrama cortante vs desplazamiento de la placa p1/C (30x260cm) con una carga de compresión de P = 110 Ton

6.1.4 Resultado del análisis estático no lineal mediante Etabs 2016

En siguiente procedimiento ha sido realizado mediante el software ETABS 2016 V.16.2.1

Para este procedimiento se utilizó una carga incremental ubicada en los centros de masa de los entrepisos de 1tonelada en el piso más elevado disminuyendo en relación a la altura hasta que decrece hasta 0.

Así mismo fue necesario calcular las fuerzas cortantes de los entre pisos mediante el análisis sísmico estático del RNE.

Piso	Peso sísmico (T)	Altura (m)	Fuerza sísmica (T)
1	379.11	4.5	85.626
2	420.44	8.25	174.096
3	297.07	12	178.926

Pesos sísmicos bloque A

Piso	Peso sísmico (T)	Altura (m)	Fuerza sísmica (T)
1	437.49	4.5	108.117
2	301.00	8.25	136.372
3	196.55	12	129.530

Pesos sísmicos bloque B

Piso	Peso sísmico (T)	Altura (m)	Fuerza sísmica (T)
1	322.53	4.5	75.654
2	301.00	8.25	129.437
3	196.55	12	122.943

Pesos sísmicos bloque C

El resultado obtenido mediante el software ETABS es el siguiente:

Figura 76: Formación de rotulas plásticas paso 1 bloque B sismo X

Figura 77: Formación de rotulas plásticas paso 2 bloque B sismo en X

Figura 78: Formación de rotulas plásticas paso 3 bloque B sismo en X

Figura 79: Formación de rotulas plásticas paso 4 bloque B sismo en X

Figura 80: Formación de rotulas plásticas paso 5 bloque B sismo en X

Figura 81 Formación de rotulas plásticas paso 6 bloque B sismo en X

A continuación, se mostrarán las curvas de capacidad donde muestran el desplazamiento en el eje X y el cortante en el eje Y.

Figura 82: Curva de capacidad en el eje X del bloque A

Figura 83: Curva de capacidad en el eje Y del bloque A

Figura 84: Curva de capacidad en el eje X del bloque B

Figura 85: Curva de capacidad en el eje Y del bloque B

Figura 86: Curva de capacidad en el eje X del Bloque C

Figura 87: Curva de capacidad en el eje Y del Bloque C

6.1.5 Cálculo del espectro de capacidad

Para conocer el punto de desempeño, según el método del espectro de capacidad sugerido en el ATC-40, es necesario convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad, de esta forma poder interceptarlo con el espectro de demanda, el procedimiento realizado está de acuerdo con la sección 8.2.2.1.1 del ATC-40. En la cual se utiliza el análisis modal de la edificación. Las fórmulas utilizadas se encuentran descritas en el capítulo 2.5.5.

A continuación, se muestra el cuadro de cortante-desplazamiento resultante del análisis no lineal:

Tabla 37: Cortante desplazamiento Bloque A sentido X de análisis

Paso	Desplazamiento m	Cortante (V) Ton
0	0	0
1	0.016623	280.172
2	0.023333	369.900
3	0.034870	448.581
4	0.082924	601.406
5	0.083034	601.614
6	0.088217	607.505

Previamente se debe tener la información del análisis modal, como es la amplitud de cada uno de los modos de vibración. Así mismo se deben considerar las masas de cada entrepiso de la edificación. Para el cálculo de la amplitud modal utilizaremos la matriz de masa y la matriz de desplazamiento de cada entrepiso, la división de estas matrices nos dará la respuesta de la amplitud de los modos los cuales serán normalizados.

$$\begin{array}{ccc}
 \text{Masas} & & q \\
 \begin{array}{|c|c|c|} \hline 22.37 & 0 & 0 \\ 0 & 20.89 & 0 \\ 0 & 0 & 17.47 \\ \hline \end{array} & / & \begin{array}{|c|} \hline -0.188517 \\ -0.364272 \\ -0.447012 \\ \hline \end{array} = \begin{array}{|c|} \hline 0.329350448 \\ 0.681492488 \\ 1 \\ \hline \end{array} \\
 \end{array}$$

En el cuadro siguiente se resumen los cálculos para encontrar el primer punto del espectro de capacidad, se utilizarán las formulas siguientes para dicho cálculo.

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g}] [\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}]} \quad (2.2)$$

$$S_{ai} = \frac{V_I}{\alpha_1} \quad (2.3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.4)$$

Tabla 38: Cálculo de espectro de capacidad

MODO 1				
PERIODO				0.269
	W/g	ϕ	$(w/g)X\phi$	$(w/g)X\phi^2$
1	22.370	0.32935045	7.368	2.427
2	20.890	0.68149249	14.236	9.702
3	17.470	1	17.470	17.470
	60.730		39.074	29.598

PFRf	1.325
------	-------

α_m	0.8195
------------	--------

Reemplazando el primer valor de la cortante

$$S_{ai} = \frac{\frac{280.172 I}{60.73 \cdot 9.81}}{0.8195} = 0.39207 \text{ m/s}^2$$

Y reemplazando en el primer desplazamiento

$$S_{di} = \frac{0.016623}{1.325} = 0.01254 \text{ m}$$

Para obtener los siguientes puntos del espectro de capacidad se debe repetir el mismo procedimiento. El resultado de todos los puntos es el siguiente cuadro

Tabla 39: *Coordenadas del espectro de capacidad*

	Sd m	Sa m/s ²
0	0	0
1	0.01254	0.392069
2	0.017871	0.498845
3	0.027498	0.570844
4	0.0694	0.735516
5	0.069498	0.735719
6	0.074193	0.740034

El espectro de capacidad se muestra en el siguiente gráfico:

Figura 88: Espectro de capacidad bloque A eje X

6.1.6 Cálculo de la representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad se elaboró según el método gráfico detallado en la sección 2.5.6. La gráfica conseguida es la siguiente:

Figura 89: Representación bilineal del eje X-X del bloque C

6.2 Espectro de demanda

Se considerarán en el espectro sísmico de pseudo-aceleraciones para el tipo de suelo considerado en el proyecto - tipo S3 según las normas de diseño sismo resistente 2003 y la actual 2016, estos espectros deben ser expresados en valores de la gravedad. Como se muestra en la gráfica siguiente:

Figura 90: Espectro de demanda de un suelo flexible norma 2003

Figura 91: Espectro de demanda de un suelo flexible norma 2016, 2018

Los espectros mostrados en las figuras 4-28 y 4-29 reducidos según los factores mostrados en el cuadro siguiente⁴⁸:

Tabla 40: *factores equivalentes de la norma peruana con la UBC*

SISMO DE DISEÑO		ACELERACIÓN ASOCIADA PARA LA COSTA DEL PERÚ	Cv	Ca
SISMOS FRECUENTES	SF	0.20	0.20	0.20
SISMOS OCASIONALES	SO	0.25	0.25	0.25
SISMOS RAROS	SR	0.40	0.40	0.40

6.2.1 Cálculo del amortiguamiento espectral

El cálculo del amortiguamiento de la demanda espectral se encuentra en función de la representación bilineal de la curva de capacidad obtenida en el punto 5.2.4. Según el procedimiento descrito en el capítulo 2.7 se inicia el procedimiento a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, el cual se expresa en distintas coordenadas de Cortantes-desplazamiento, como se aprecia en el punto 5.1.4. En referencia a dichos puntos se ha procedido con determinar el amortiguamiento efectivo de esta curva de capacidad. Los diferentes cambios de pendientes nos originan diferentes amortiguamientos efectivos, los cuales se calculan de acuerdo a las fórmulas 2.11 y 2.12'. A continuación se mostrará la aplicación del procedimiento para obtener el amortiguamiento efectivo en un punto de la curva de capacidad

Figura 92: Cálculo del amortiguamiento en espectro de capacidad del eje X del bloque A

⁴⁸ Cfr. Albarracín 2010 : 52

Entonces, de la gráfica 6-30 espectro de capacidad del eje x del bloque A se tiene

ay	0.39207
dy(m)	0.01254
api	0.49885
dpi(m)	0.01787

Como se explicó en la sección 2.7 la ecuación para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente es la siguiente:

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 63.7k \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

$$\beta_0 \% = 63.7 \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} = 63.7 \frac{0.39207 \times 0.01787 - 0.01254 \times 0.49885}{0.49885 \times 0.01787} = 5.37\%$$

Utilizando la tabla 2-8 se puede estimar el valor de k. Para esta estructura se esperan que el comportamiento estructural sea del tipo A. Entonces, dado que $\beta_0 = 5.37\% < 16.25\%$ se tiene un valor de K=1

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 1 \times 5.37\% + 5\% = 10.37\%$$

Análogamente se calcula el amortiguamiento efectivo para cada punto obteniendo

SdCapacity(m)	SaCapacity	Beff
0.000	0.000	5.00%
0.013	0.392	5.00%
0.018	0.499	10.37%
0.027	0.571	22.17%
0.069	0.736	31.38%
0.069	0.736	31.40%
0.070	0.736	31.54%

6.2.2 Cálculo de los factores de reducción espectral

Continuando con el procedimiento con el procedimiento planteado en la sección 2.8. Se emplearán las fórmulas 2.13 y 2.14 para SRA y SRV correspondientemente, se empleará la información del amortiguamiento efectivo y el periodo efectivo este último tomado directamente del software Etabs

Tabla 41: *Periodo y amortiguamiento efectivos*

	Teff(s)	Beff
0	0.35883	0.05
1	0.35883	0.05
2	0.379757	0.103658
3	0.440362	0.221656
4	0.616314	0.313831
5	0.616666	0.31398
6	0.635296	0.324465

Se reemplaza el amortiguamiento efectivo en porcentaje, de cada punto en las ecuaciones 2.13 y 2.14

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(5)}{2.12} = 0.9979$$

$$SR_V = \frac{3.21 - 0.41 \ln(5)}{1.65} = 1.5455$$

De los cuales se presenta el cuadro de todos los puntos de la curva:

Tabla 42: *Valores de SRA y SRV para el espectro de demanda*

	SRA	SRV
0	0.997916	1.545534
1	0.997916	1.545534
2	0.758866	1.360344
3	0.500044	1.159838
4	0.416732	1.095297
5	0.395343	1.078728

Para el cálculo del espectro de aceleración de la demanda se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$Sa = 2.5 \text{ SRA CA} \dots (5.1)$$

$$Sd = Sa \left(\frac{T_{\text{eff}}}{2\pi} \right)^2 \dots (5.2)$$

Reemplazando en las ecuaciones anteriores, para los primeros puntos del espectro de capacidad.

$$Sa = 2.5 \times 0.997916 \times 0.4 = 1g$$

$$Sd = 1 * 9.81 \left(\frac{0.35883}{2\pi} \right)^2 = 0.020858m$$

Se continua para cada punto de la tabla V-6. En el cuadro siguiente se muestran todos los puntos de espectro de capacidad.

Tabla 43: Espectro de demanda

	Sa(m/s ²)	Sd(m)
0	0.997916	0.0208218
1	0.997916	0.0208218
2	0.758866	0.0178206
3	0.500044	0.0170987
4	0.416732	0.0244136
5	0.395343	0.0295218

6.3 Espectro de demanda

Según el procedimiento indicado en el capítulo 2.9.1 se interceptarán con los espectros de capacidad con el espectro de demanda, asimismo el espectro de demanda reducido a diferentes niveles de amortiguamiento. A continuación, se mostrarán los puntos de desempeño de los 3 módulos en los sentidos X e Y. Se considera la intersección de los espectros reducidos con el espectro de capacidad como punto de desempeño. Asimismo, se han considerado los límites de desempeño en las respectivas gráficas.

Figura 93: Gráfica de Espectro de capacidad y espectro de demanda del bloque A en sentido X

Tabla 44: *Punto de desempeño del bloque A en el sentido X de análisis*

Punto de desempeño	
V(Ton)	D(m)
432.5	0.033
Sa(m/s ²)	Sd(m)
0.556	0.026
Teff(s)	Beff
0.428	0.198

7 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

7.1 Resultados

Para poder realizar el análisis estático no lineal se necesita ingresar la información de los diagramas de momento curvatura en las rótulas de las columnas, vigas y placas. Según lo detallado en el capítulo anterior se ha desarrollado cada uno de los diagramas y se muestran en los cuadros siguientes, según lo indicado en el ATC-40. A continuación se mostrarán los diagramas momento curvatura y cortante desplazamiento de los elementos estructurales de cada uno de los bloques considerados en el proyecto diseñados según las consideraciones de la norma de diseño sísmico E030 del 2003 y del 2016 o 2018. Asimismo, se muestra el formato en el cual se ingresa la información al programa de modelamiento Etabs.

Punto de desempeño

A continuación, se presentan los puntos de desempeño de los 3 diferentes bloques en sentidos X e Y de la edificación considerando el espectro de demanda de la norma E0.30 2003, en el capítulo anterior en la figura 6-34 se mostró el punto de desempeño del bloque A en sentido X

Figura 94: Espectro de capacidad y de demanda Bloque A eje Y E-030(2003)

Tabla 45: Coordenadas del punto de Desempeño Bloque A eje Y

Punto de desempeño					
V(Ton)	D	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
396.616	0.035	0.504	0.028	0.448	0.182

Figura 95: Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje X E-030(2003)

Tabla 46: Coordenadas del punto de Desempeño Bloque B eje X

Punto de desempeño					
V(Ton)	D	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
524.154	0.036	0.655	0.029	0.412	0.135

Figura 96: Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje Y E-030(2003)

Tabla 47: Coordenadas del punto de Desempeño Bloque B eje Y

Punto de desempeño					
V (Ton)	D (m)	S_a (m/s ²)	S_d (m)	Teff(s)	Beff
545.089	0.037	0.673	0.023	0.37	0.133

Figura 97: Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje X E-030(2003)

Tabla 48: Coordenadas del punto de Desempeño Bloque C eje X

Punto de desempeño					
V(Ton)	D	S_a (m/s ²)	S_d (m)	Teff(s)	Beff
264.026	0.031	0.483	0.026	0.449	0.214

Figura 98: Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje Y E-030(2003)

Tabla 49: Coordenadas del punto de Desempeño Bloque C eje Y

Punto de desempeño					
V (Ton)	D (m)	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
275.675	0.044	0.517	0.036	0.478	0.133

En los siguientes gráficos se mostrarán las gráficas de espectro de capacidad considerando el espectro de demanda sugerido por la norma de diseño sismo resistente E 030 del RNE del 2016.

Figura 99: Espectro de capacidad y de demanda Bloque A eje X E-030(2016,2018)

Tabla 50: Coordenadas del punto de desempeño bloque B eje Y

Punto de desempeño					
V (Ton)	D (m)	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
535.296	0.018	0.599	0.015	0.299	0.146

Figura 100: Espectro de capacidad y de demanda Bloque B eje Y E-030(2016,2018)

Tabla 51: Coordenadas del punto de desempeño Bloque B eje Y

Punto de desempeño					
V (tn)	D (m)	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
647.45	0.022	0.704	0.015	0.29	0.125

Figura 101: Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje X E-030(2016,2018)

Tabla 52 : Coordenadas del punto de desempeño Bloque C eje X E-030(2016,2018)

Punto de desempeño					
V (Ton)	D (m)	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
404.44	0.019	0.589	0.016	0.319	0.174

Figura 102: Espectro de capacidad y de demanda Bloque C eje Y E-030 (2016,2018)

Tabla 53: Coordenadas del punto de desempeño Bloque C eje Y E-030(2016,2018)

Punto de desempeño					
V (Ton)	D (m)	Sa(m/s ²)	Sd(m)	Teff(s)	Beff
404.44	0.024	0.597	0.02	0.335	0.134

En los siguientes cuadros se indican los puntos de desempeño de cada uno de los bloques para los 2 sentidos de diseño X e Y, considerado los 3 tipos de sismo que se sugiere en el cuadro V-4. Así mismo se indica si el punto de desempeño es inferior al límite que sugiere el ATC-40 para desplazamiento espectral para ocupación inmediata y seguridad de vida.

Tabla 54: Cuadro resumen de resultado de punto de desempeño utilizando la norma E-030 de 2003

				Punto de desempeño		Parámetros mínimos		
		CRA	CRV	Sa(m/s ²)	Sd(m)	OI	SV	
BLOCK A	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4400	0.0150	0.0271	0.0543	cumple
		0.25	0.25	0.4890	0.0170	0.0271	0.0543	cumple
		0.40	0.40	0.5560	0.0260	0.0271	0.0543	no cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.3780	0.0140	0.0286	0.0572	cumple
		0.25	0.25	0.4140	0.0160	0.0286	0.0572	cumple
		0.40	0.40	0.5040	0.0280	0.0286	0.0572	no cumple
BLOCK B	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4180	0.0130	0.0280	0.0559	cumple
		0.25	0.25	0.4650	0.0160	0.0280	0.0559	cumple
		0.40	0.40	0.6030	0.0250	0.0280	0.0559	cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.4660	0.0130	0.0280	0.0559	cumple
		0.25	0.25	0.5320	0.0160	0.0280	0.0559	cumple
		0.40	0.40	0.6730	0.0230	0.0280	0.0559	cumple
BLOCK C	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4070	0.0150	0.0288	0.0576	cumple
		0.25	0.25	0.4270	0.0170	0.0288	0.0576	cumple
		0.40	0.40	0.4830	0.0260	0.0288	0.0576	cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.4100	0.0180	0.0282	0.0565	cumple
		0.25	0.25	0.4370	0.0220	0.0282	0.0565	cumple
		0.40	0.40	0.5170	0.0360	0.0282	0.0565	no cumple

Tabla 55: Cuadro resumen de resultado de punto de desempeño utilizando la norma E-030 2016,2018

				Punto de desempeño		Parámetros mínimos		
		CRA	CRV	Sa(m/s ²)	Sd(m)	OI	SV	
BLOCK A	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4640	0.0100	0.0286	0.0572	cumple
		0.25	0.25	0.5160	0.0120	0.0286	0.0572	cumple
		0.40	0.40	0.6090	0.0170	0.0286	0.0572	cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.4130	0.0094	0.0277	0.0554	cumple
		0.25	0.25	0.4567	0.0110	0.0277	0.0554	cumple
		0.40	0.40	0.5690	0.0170	0.0277	0.0554	cumple
BLOCK B	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4380	0.0072	0.0286	0.0573	cumple
		0.25	0.25	0.4770	0.0091	0.0286	0.0573	cumple
		0.40	0.40	0.5990	0.0150	0.0286	0.0573	cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.4760	0.0084	0.0228	0.0457	cumple
		0.25	0.25	0.5390	0.0100	0.0228	0.0457	cumple
		0.40	0.40	0.7040	0.0150	0.0228	0.0457	cumple
BLOCK C	PUSHOVER X	0.20	0.20	0.4860	0.0086	0.0294	0.0587	cumple
		0.25	0.25	0.5130	0.0100	0.0294	0.0587	cumple
		0.40	0.40	0.5890	0.0160	0.0294	0.0587	cumple
	PUSHOVER Y	0.20	0.20	0.4870	0.0093	0.0288	0.0554	cumple
		0.25	0.25	0.5130	0.0120	0.0288	0.0554	cumple
		0.40	0.40	0.5970	0.0200	0.0288	0.0554	cumple

7.2 Planos

Los planos estructurales de los bloques, se encuentran anexados. Tanto la versión diseñada utilizando la norma E-030 del 2003 y del 2018

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

- Las fuerzas sísmicas resultantes del diseño según la norma E-030 del 2018 o del 2014 son menores que las fuerzas sísmicas del E-030 del 2003 como se muestra en la tabla 28 en el orden de 11-13%, eso se debe que los factores de diseño sísmico de suelo y de zona son menores al de la norma anterior, esto involucra a los desplazamientos y el diseño de las secciones de los elementos estructurales verticales y horizontales. Por lo tanto, se tuvo que aumentar la junta de separación sísmica, así como la cuantía de refuerzo para cumplir con dicha norma.
- En la Tabla 54, los edificios diseñados según el diseño por la normal E-030 2003, el punto de desempeño obtenido para el block B en el sentido Y, en el block A en ambos sentidos de análisis no cumple con el desempeño esperado para una institución educativa. En el block C en ambos sentidos y el sentido X del block B cumplen con el objetivo de desempeño de dicha edificación. Se debe incrementar la ductilidad del edificio incrementando la cuantía de acero en los elementos estructurales.
- En la Tabla 55, los edificios diseñados Según el diseño por la norma E-030-2018, se llegó a constatar que el nivel de desempeño de la estructura de las edificaciones en los blocks A, B y C, cumple con el objetivo de desempeño para un sismo raro. Es decir que los elementos estructurales y configuración muestran un desempeño satisfactorio con el objetivo de desempeño para ese tipo de edificación.
- En este caso en particular el planteamiento inicial del diseño elástico según la norma sismo resistente actual cumple con el procedimiento de análisis y diseño según el código ATC-40 para un análisis estático no línea para un sismo raro.
- Si se desea obtener un mejor desempeño de la estructura el principal punto para tener en cuenta es mejorar la ductilidad del edificio, ya que esta mejora la capacidad de la estructura de deformarse plásticamente sin perder su resistencia. Además, mejorar la ductilidad equivale a obtener un mejor amortiguamiento de la estructura. Asimismo, se sabe que la ductilidad del edificio depende de la ductilidad de cada uno de los elementos, por lo tanto, se puede concluir que, a mayor ductilidad de los elementos, el punto desempeño se encuentra en un menor desplazamiento.
- Se puede obtener mayor ductilidad aumentando la cuantía de acero a compresión o aumentando la resistencia del concreto (f'_c)

- En los elementos verticales (placas, columnas) incrementar la carga axial ocasiona que estos se vuelvan menos dúctil.

8.2 Recomendaciones

- Se recomienda verificar si el diseño elástico sugerido por el RNE cumple de igual forma con un análisis por desempeño para diferentes factores de amplificación sísmica, ya que los factores de amplificación sísmica utilizados en esta investigación fueron los más severos que sugiere la norma. Es decir, un suelo flexible S3, factor de zona 0.45 y factor de uso 1.5.
- Se recomienda asegurar una mejor ductilidad y resistencia de los elementos verticales por sobre los elementos horizontales como son las vigas, de esta forma asegurar la formación de las rotulas plásticas en las vigas antes que en las columnas o placas.
- Si se desea obtener una mejor ductilidad de las vigas, es preferible que estas sean doblemente reforzadas, si es necesario se debería igualar el acero a tracción y el de compresión. En general todos los elementos mejoran ductilidad cuando se les incrementa el peralte y el f'_c , por lo que también sería recomendable incrementarlos si se necesita mejorar la ductilidad.

9 BIBLIOGRAFIA

- AGUIAR, Roberto, (2003), Análisis sísmico por desempeño, Centro de Investigaciones Científicas. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército, Quito.
- AGUIAR Roberto, Mora David, Rodriguez Michael (2015), Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/ SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB, Centro de Investigaciones Científicas. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército, Quito.
- ATC. (1996) “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- ALBARRACIN, Patricia y Gallo, Eduardo (2010) Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1% (tesis de título en Ingeniería Civil). Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú
- BONETT, Ricardo (2003) Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. (tesis de doctorado en Ingeniería antisísmica). España: Universidad Politécnica de Catalunya.
- BLANCO, Antonio (2010) diapositivas de la conferencia evolución de las normas sísmicas en el Perú. 2010... (<http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2011/09/Evolucion-Normas-Sismicas-en-Peru-AB.pdf>) (Consulta 26 de setiembre del 2015)
- BURGOS, Maribel (2007) Estudio de la metodología “diseño por capacidad” en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como diseño alternativo. (tesis de maestría en Ingeniería estructural). Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- DELGADILLO, Edwin (2005) Análisis no lineal estático de estructura y la norma E-030. (tesis de maestría en Ingeniería estructural). Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- FAJARDO, Cesar (2012) Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad (tesis). Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- PIQUÉ, Javier (2010) Antecedentes de las normas sismoresistentes en el Perú. Lima:UPC.

<http://www.epivial.com/descargas/asocem/Normatividad%20Sismo%20resistente%20en%20el%20Peru.pdf> (Consulta 26 de setiembre del 2015)

- PRIESTLEY M , CALVIN G, KOWALSKY M,(2007)Displacement – based seismic design of structures. Italia : ISSS PRESS , Istituto universitario di studi superiori di Paula
- PARK, Robert y PAULAY, Thomas (1994) Estructuras de concreto reforzado. Nueva Zelanda: Universidad de Cantbury.
- CHITAKARA UNIVERSITY (2014) Moment Curvature Characterisitcs for Structural elemnts of RC Building. pp.1-17. En: Journal on Today’s Ideas-Tomorrow’s Technologies , vol. 2, No. 1
- VIERA, Luisa (2004) Diseño sísmico basado en el desempeño de los edificios de hormigón armado (tesis de maestría en Ingeniería estructural). Ecuador Universidad Técnica de Ambato.
- TOLEDO, Vlacev (2011) Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. (1º. Ed.). Perú: [Comunidad para la Ingeniería Civil](#) .
https://www.cingcivil.com/?wpfb_dl=3 (Consulta 26 de setiembre del 2015)

10 ANEXOS

- Planos de estructuras Versión 1 y 2