

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



“ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE 6 PISOS DE CONCRETO ARMADO EMPLEANDO DERIVAS MÁXIMAS DE 1% Y 0.7% APLICANDO EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER”

Tesis presentada por los Bachilleres:

Febres Lira, Luis Jesus

Salas Valencia, Renato Luis Arturo

Para optar el Título Profesional de

Ingeniero Civil

Asesor:

Msc. Ing. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa – Perú

2023

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
TITULACIÓN CON TESIS
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 01 de Febrero del 2023

Dictamen: 002376-C-EPIC-2023

Visto el borrador del expediente 002376, presentado por:

2012221231 - FEBRES LIRA LUIS JESUS

2012221361 - SALAS VALENCIA RENATO LUIS ARTURO

Titulado:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE 6 PISOS DE CONCRETO ARMADO
EMPLEANDO DERIVAS MÁXIMAS DE 1% Y 0.7% APLICANDO EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO
SÍSMICO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1732 - CHAVEZ VEGA OSCAR FELIX
DICTAMINADOR**



**1887 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR**



**3045 - BUSTAMANTE MORA BORIS ANDRE
DICTAMINADOR**



DEDICATORIA

*Para Dios, que gracias a Él me da la fuerza
y la guía día a día.*

*A mis padres que gracias a su apoyo y
formación han logrado hacer de mí una persona
íntegra y determinada.*

*A mis hermanas Grecia y Luciana, que ellas
son la fuente de mi alegría e inspiración para cada
día ser mejor.*

*A mis abuelos, que me brindan su amor
incondicional desde que tengo memoria.*

*Finalmente, para Andrea, con su amor trajo
de vuelta a esa parte de mí que me define en
esencia, llegó para guiarme a la meta y hoy lo
celebro con ella.*

AGRADECIMIENTO

*Agradecer a nuestros docentes por la
orientación brindada durante la elaboración de
este proyecto de tesis, por la enseñanza académica
y ser un ejemplo de ética y moral que nos
transmitieron a lo largo de estos años de estudio
universitario.*

*Agradezco al Arq. Víctor Agüero Apaza por
brindarme el apoyo para obtener la información
necesario para llevar a cabo este proyecto de tesis.*

Luis Jesus Febres Lira

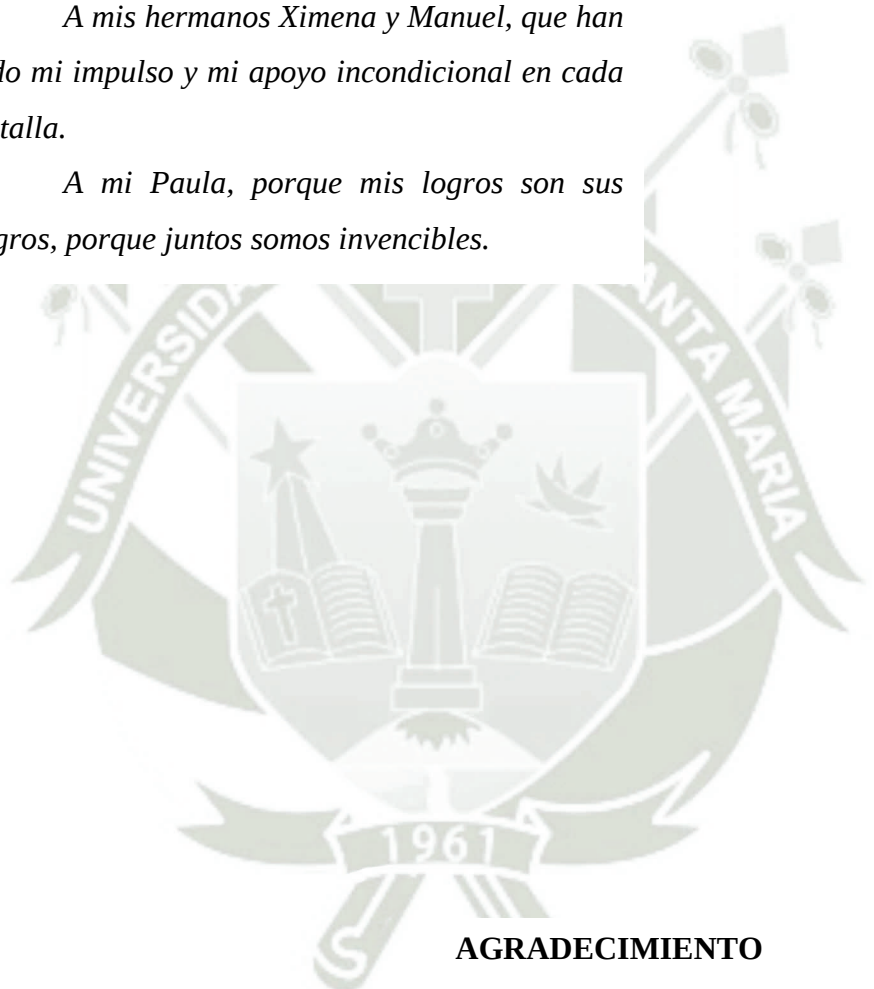
DEDICATORIA

En primer lugar, a Dios por permitirme vivir y disfrutar de cada día junto a ustedes.

A mis padres que su esfuerzo ha sido impresionante, su amor hacia mí es invaluable y a su esperanza eterna que me ha acrisolado.

A mis hermanos Ximena y Manuel, que han sido mi impulso y mi apoyo incondicional en cada batalla.

A mi Paula, porque mis logros son sus logros, porque juntos somos invencibles.



AGRADECIMIENTO

Agradecer a nuestros docentes por la orientación brindada durante la elaboración de este proyecto de tesis, por la enseñanza académica y ser un ejemplo de ética y moral que nos transmitieron a lo largo de estos años de estudio universitario.

Renato Luis Arturo Salas Valencia

RESUMEN

En la investigación se aplica el diseño basado en el desempeño sísmico para una edificación común de 6 niveles, ubicada en la ciudad de Arequipa.

La configuración arquitectónica del proyecto permitió una distribución de elementos estructurales bastante simétrica en ambas direcciones de análisis, esto permitió que los factores de irregularidad en planta y altura no sean perjudiciales puesto que son iguales a 1.

El sistema estructural es de muros de concreto armado; es decir, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas se tomó igual a 6.

Para esto, se diseñó la edificación bajo dos diseños diferentes: una estructura que cumpla una deriva de entrepiso menor a 0.7% y otra estructura que cumpla una deriva no mayor a 1% manteniendo el resto de criterios de diseño de la Normativa Peruana Actual.

El análisis y diseño estructural sismorresistente se realizaron basados en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, principalmente la norma E.030 y E.060.

El análisis estático no lineal Pushover se efectuó en el software Etabs versión 18.1.1, bajo los lineamientos del ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440, donde se obtuvieron los mecanismos de formación de rotulas plásticas, curvas de capacidad y punto de desempeño sísmico.

La evaluación del desempeño sísmico se considera según los objetivos básicos de desempeño dados por el Comité Visión 2000.

Palabras Clave: Muros estructurales, Pushover, Análisis estático no lineal, Desempeño sísmico, punto de desempeño, sismorresistente.

ABSTRACT

The research applies the design based on seismic performance for a common 6-level building, located in the city of Arequipa.

The architectural configuration of the project allowed a fairly symmetrical distribution of structural elements in both directions of analysis, this allowed that the irregularity factors in plan and height are not harmful since they are equal to 1.

The structural system is made of reinforced concrete walls, that is, the factor of reduction of the seismic forces was taken equal to 6.

For this, the building was designed under two different designs: a structure that complies with a drift of less than 0.7% and another structure that complies with a drift of no more than 1%, maintaining the rest of the design criteria of the Current Peruvian Regulations.

The seismic-resistant structural analysis and design were carried out based on the standards of the National Building Regulations, mainly standards E.030 and E.060.

The nonlinear static Pushover analysis was carried out in Etabs software version 18.1.1, under the guidelines of ASCE / SEI 41-13 and FEMA 440, where the mechanisms for the formation of plastic hinges, capacity curves and seismic performance point were obtained.

The evaluation of seismic performance is considered according to the basic performance objectives given by the Vision 2000 Committee.

Keywords: Structural walls, Pushover, Nonlinear static analysis, Seismic performance, performance point, earthquake resistant.

INDICE GENERAL

RESUMEN	5
ABSTRACT	6
INDICE GENERAL	7
ÍNDICE DE FIGURAS	12
ÍNDICE DE TABLAS	21
INTRODUCCIÓN	24
CAPITULO I	26
1. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	26
1.1. Descripción del Proyecto	26
1.2. Identificación y Descripción del problema.	27
1.3. Formulación del problema de investigación	28
1.4. Objetivos	28
1.4.1. Objetivos Generales	28
1.4.2. Objetivos Específicos	28
1.5. Justificación.....	29
1.6. Hipótesis.....	29
1.7. Variables Dependientes e Independiente	30
CAPITULO II.....	31
2. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	31
2.1. Antecedentes	31
2.2. Marco Normativo	34
2.3. Marco teórico	36
2.3.1. Estructuración	36
2.3.2. Diseño Sismorresistente.....	37

2.3.3. Análisis Sísmico	39
2.3.4. Control de la Distorsión de Entrepiso.....	41
2.3.5. Diseño estructural en Concreto Armado.....	41
2.3.6. Ductilidad en Miembros y Sistemas	42
2.3.7. Desempeño Sísmico.....	54
2.3.8. Método del Espectro de Capacidad	61
2.3.9. Procedimiento Propuesto por el FEMA 440.....	67
2.3.10. Desempeño Sísmico.....	73
CAPITULO III.....	77
3. METODOLOGÍA.....	77
3.1. Marco metodológico	77
3.1.1. Diseño de la investigación	77
3.2. Recolección de datos.....	77
3.2.1. Técnicas de Recolección de Datos.....	77
3.2.2. Población y muestra.....	78
CAPITULO IV	79
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO SEGÚN LA NORMA E.030	79
4.1. Estructuración	79
4.2. Predimensionamiento.....	80
4.2.1. Losas aligeradas	80
4.2.2. Columnas	81
4.2.3. Placas	83
4.2.4. Vigas	83
4.3. Metrado de cargas	84
4.3.1. Losas aligeradas	85

4.3.2. Losas macizas	86
4.3.3. Columnas	87
4.3.4. Placas	87
4.3.5. Vigas	88
4.3.6. Vigas chatas	88
4.4. Análisis sísmico	89
4.4.1. Zona	89
4.4.2. Suelo y parámetros de sitio	89
4.4.3. Periodo y factor de amplificación sísmica	89
4.5. Caracterización	90
4.5.1. Categoría	90
4.5.2. Uso	90
4.5.3. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica R_0	90
4.5.4. Irregularidad de la estructura y verificación de restricciones	90
4.5.5. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)	96
4.6. Análisis estructural	96
4.6.1. Peso de la edificación	96
4.6.2. Análisis estático	97
4.6.3. Análisis dinámico	99
4.7. Validación	106
4.7.1. Verificación de coeficiente de reducción	106
4.7.2. Fuerza cortante mínima	108
4.7.3. Desplazamientos laterales	111
4.7.4. Distorsión admisible	112

CAPITULO V	113
5. DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO SEGÚN LA NORMA	
E.060	113
5.1. Consideraciones generales de diseño	113
5.1.1. Vigas	114
5.1.2. Columnas	126
5.1.3. Placas	134
5.1.4. Losas	140
5.1.5. Zapatas	144
CAPITULO VI	155
6. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	155
6.1. Modelos de comportamiento de materiales.....	155
6.2. Modelo de comportamiento de elementos estructurales	157
6.3. Análisis Pushover.....	159
6.3.1. Validación del Análisis.....	159
6.4. Casos de carga.....	164
6.5. Curva de capacidad	166
6.6. Resultados del Análisis Pushover	168
6.6.1. Mecanismo de formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales (Modelo 1 Drift máx = 0.007)	168
6.6.2. Mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales (Modelo 2 Drift máx = 0.010)	182
6.6.3. Mecanismo de formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales (Modelo 3 Drift máx = 0.0087)	187
CAPITULO VII	201

7. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO	201
7.1. Objetivos de desempeño	201
7.2. Determinación del punto de desempeño	202
7.2.1. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007).....	202
7.2.2. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007).....	202
7.2.3. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.0087).....	203
7.2.4. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087).....	203
7.2.5. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010).....	204
7.2.6. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.010).....	204
7.3. Evaluación del nivel de desempeño según los objetivos del Comité Visión 2000	205
CAPITULO VIII.....	213
8. COMPARACIÓN ECONÓMICA DE DISEÑOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO	213
8.1. Comparativo de Presupuesto.....	213
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	217
Conclusiones	217
Recomendaciones	220
REFERENCIAS.....	222
ANEXOS	224

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tipos de Ductilidad de Miembros y Sistemas	42
Figura 2.2 – Diagrama de esfuerzos en la una sección del elemento	44
Figura 2.3 – Modelo de Pórtico Simple de Concreto Armado, en el programa SAP2000	45
Figura 2.4 - Sección de columnas y vigas de 0.40x0.60m, 8 varillas de 5/8” Estribos de 3/8”	45
Figura 2.5 – Modelo de Popovic para concreto sin confinar, elaboración propia	46
Figura 2.6 – Modelo de Popovic para concreto confinado y sin confinar, elaboración propia	47
Figura 2.7 – Sección transversal de un elemento seccionado por fibras	48
Figura 2.8 – Diagrama de Momento Curvatura de una Columna 60x40 cm, elaborado en el programa SAP2000	49
Figura 2.9 – Diagrama de Momento Curvatura de una Columna 60x40 cm, comparativo entre cálculo manual y SAP2000	50
Figura 2.10 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado.....	52
Figura 2.11 – Modelo Simple para el Acero de Refuerzo	53
Figura 2.12 – Esquema del Cálculo del Análisis Pushover	55
Figura 2.13 – Gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento	55
Figura 2.14 – Idealización de la curva de Capacidad (Fuente: ASCE 41-17).....	58
Figura 2.15 – Longitud de Plasticidad en Vigas	59
Figura 2.16 – Visualización de Rótulas Plásticas en Pórtico.....	60
Figura 2.17 – Mecanismos de Rotura en Muros de Concreto Armado	61
Figura 2.18 – Representación Bilineal de la curva de Capacidad.....	61

Figura 2.19 – Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad.	62
Figura 2.20 – Compensación de Energía en el Espectro de Capacidad.....	64
Figura 2.21 – Conversión de Unidades del Espectro de Demanda a ADRS	65
Figura 2.22 – Intersección del Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda	66
Figura 2.23 – Método del Espectro de Capacidad Propuesto por el FEMA 440.....	68
Figura 2.24 – Método de Pseudoaceleraciones y Pseudodesplazamientos Modificado	70
Figura 2.25 – Proyección del Periodo Secante con el Espectro de Demanda	71
Figura 2.26 – Iteración Gráfica del Método de Pseudoaceleraciones y Pseudodesplazamientos Modificado.....	73
Figura 2.27 – Gráfico comparativo entre Niveles de Desempeño vs. Niveles de Sismo	76
Figura 4.1 – Distribuciones previas de elementos estructurales.....	80
Figura 4.2 – Distribución de elementos estructurales en planta típica	80
Figura 4.3 – Luces máximas para cada paño $h=0.20m$	81
Figura 4.4 – Ubicación de columnas y nomenclatura.....	81
Figura 4.5 – Planta típica del 1er al 6to nivel (Deriva máx = 0.007)	90
Figura 4.6 – Nodos Extremos (Deriva máx = 0.007).....	91
Figura 4.7 – Elevación típica (Deriva máx = 0.007)	93
Figura 4.8 – Distribución del cortante estático en dirección X-X (Deriva máx = 0.007)	98
Figura 4.9 – Distribución del cortante estático en dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)	99
Figura 4.10 – Espectro de Respuesta X-X (Deriva máx = 0.007)	101
Figura 4.11 – Espectro de Respuesta Y-Y (Deriva máx = 0.007)	103

Figura 4.12 –Primer Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007)	105
Figura 4.13 – Segundo Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007)	105
Figura 4.14 – Tercer Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007).....	106
Figura 5.1 – Momentos Flectores eje A-A (Deriva máx = 0.007).....	115
Figura 5.2 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 1 Superior (Deriva máx = 0.007)	117
Figura 5.3 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 1 Inferior (Deriva máx = 0.007)	118
Figura 5.4 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 3 Superior (Deriva máx = 0.007)	119
Figura 5.5 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 3 Inferior (Deriva máx = 0.007)	120
Figura 5.6 – Superposición de efectos sísmicos debidos a cortante en la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007).....	122
Figura 5.6 – Envolvente de fuerzas cortante para sismo amplificado en la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007).....	122
Figura 5.7 – Diagrama de momentos en condiciones de servicio para la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007).....	125
Figura 5.8 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 1 (Deriva máx = 0.007)	127
Figura 5.9 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 2 (Deriva máx = 0.007)	127
Figura 5.10 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 3 (Deriva máx = 0.007)	128

Figura 5.11 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 4 (Deriva máx = 0.007) .	128
Figura 5.12 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 5 (Deriva máx = 0.007) .	129
Figura 5.13 – Sección Transversal Columna 25x50 cm (Deriva máx = 0.007)	129
Figura 5.14 – Diagrama de interacción columna 25x50 dirección 3-3 (Deriva máx = 0.007)	130
Figura 5.15 – Diagrama de interacción columna 25x50 dirección 2-2 (Deriva máx = 0.007)	131
Figura 5.16 – CM, CV y CS Placa P6 (Deriva máx = 0.007).....	135
Figura 5.17 – DFA, DMF y DFC Placa P6 1.25(CM+CV)+CS (Deriva máx = 0.007)	135
Figura 5.18 – Sección Transversal Placa P6 (Deriva máx = 0.007)	136
Figura 5.19 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 3-3 (Deriva máx = 0.007).	138
Figura 5.20 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 2-2 (Deriva máx = 0.007).	138
Figura 5.21 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 2-2 (Deriva máx = 0.007).	140
Figura 5.22 – Coeficientes de ACI para cada tramo en la losa.....	141
Figura 5.23 – Distribución de acero para cada tramo (Deriva máx = 0.007)	143
Figura 5.24 – Distribución de acero en plano de planta (Deriva máx = 0.007).....	143
Figura 5.25 – Presentación de Modelamiento de zapatas en SAFE (Deriva máx = 0.007)	145
Figura 5.26 – Selección de materiales en software.....	145

Figura 5.27 – Creación de sección de zapata.....	145
Figura 5.28 – Creación de viga de cimentación 25x60.....	146
Figura 5.29 – Creación de viga de cimentación 25x70.....	146
Figura 5.30 – Selección de propiedades del suelo	147
Figura 5.31 – Modelamiento 3D de la cimentación.....	147
Figura 5.32 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)	148
Figura 5.33 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISX(+).	148
Figura 5.34 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISX(-)..	149
Figura 5.35 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISY (+)	149
Figura 5.36 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV) +SISY (-)	150
Figura 5.37 – Verificación de presiones con máximas cargas de servicio	150
Figura 5.38 – Diagramas de momentos en zapatas.....	151
Figura 5.39 – Cantidad de acero en zapatas.....	151
Figura 5.40 – Cantidad de acero en vigas de cimentación.....	152
Figura 5.41 – Plano de planta de zapatas y vigas de cimentación	152
Figura 5.42 – Sección típica de zapatas	153
Figura 5.43 – Sección de vigas de cimentación.....	154
Figura 6.1 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado.....	156
Figura 6.2 – Modelo Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo	157
Figura 6.3 – Modelos de Idealización de elementos.....	158
Figura 6.4 – Definición de Rótulas Tipo Fibra.....	158

Figura 6.5 – Definición de Longitud de Plasticidad	159
Figura 6.6 – Detalles de Muro de Ensayo Cíclico del Laboratorio	161
Figura 6.7 – Resultados del Ensayo Cíclico del Laboratorio	161
Figura 6.8 – Modelado del Muro del Ensayo Cíclico, en el programa Etabs	162
Figura 6.9 – Resultados del Ensayo Cíclico, elaborado en el programa Etabs.....	163
Figura 6.10 – Gráfico comparativo entre Ensayo de Laboratorio vs Ensayo Cíclico en Etabs	163
Figura 6.11 – Definición del patrón de carga de Gravedad para el Análisis Estático No Lineal	164
Figura 6.12 – Definición del patrón de carga lateral en la dirección X-X para el Análisis Estático No Lineal	165
Figura 6.13 – Definición del patrón de carga lateral en la dirección Y-Y para el Análisis Estático No Lineal	166
Figura 6.14 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.007)	167
Figura 6.15 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.007)	167
Figura 6.16 – Push X-X Step 75 (Deriva máx = 0.007)	168
Figura 6.17– Push X-X Step 120 (Deriva máx = 0.007)	169
Figura 6.18 – Push X-X Step 220 (Deriva máx = 0.007)	169
Figura 6.19 – Push X-X Step 400 (Deriva máx = 0.007)	170
Figura 6.20 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007).....	171
Figura 6.21 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.007).....	173
Figura 6.22 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007).....	173

Figura 6.23 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007).....	175
Figura 6.24 – Push Y-Y Step 75 (Deriva máx = 0.007)	177
Figura 6.25 – Push Y-Y Step 180 (Deriva máx = 0.007)	177
Figura 6.26 – Push Y-Y Step 250 (Deriva máx = 0.007)	178
Figura 6.27 – Push Y-Y Step 400 (Deriva máx = 0.007)	179
Figura 6.28 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	179
Figura 6.29 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	180
Figura 6.30 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007).....	181
Figura 6.31 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	182
Figura 6.32 – Plano de Planta – Estructura (Deriva máx = 0.010).....	183
Figura 6.33 – Gráfica de Distorsiones Máximas de Estructura (Deriva máx = 0.010)	183
Figura 6.34 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.010)	184
Figura 6.35 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.010)	185
Figura 6.36 – Diagrama de Momento – Rotación la columna más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.010).....	185
Figura 6.37 – Diagrama de Momento – Rotación la columna más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.010).....	186
Figura 6.38 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.010).....	186

Figura 6.39 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.010).....	187
Figura 6.40 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.0087)	188
Figura 6.41 – Push X-X Step 90 (Deriva máx = 0.0087)	189
Figura 6.42 – Push X-X Step 200 (Deriva máx = 0.0087)	190
Figura 6.43 – Push X-X Step 400 (Deriva máx = 0.0087)	190
Figura 6.44 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087).....	191
Figura 6.45 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.0087).....	192
Figura 6.46 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087).....	192
Figura 6.47 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087).....	193
Figura 6.48 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.0087)	194
Figura 6.49 – Push Y-Y Step 77 (Deriva máx = 0.0087)	194
Figura 6.50 – Push Y-Y Step 130 (Deriva máx = 0.0087)	195
Figura 6.51 – Push Y-Y Step 250 (Deriva máx = 0.0087)	196
Figura 6.52 – Push Y-Y Step 400 (Deriva máx = 0.087)	197
Figura 6.53 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087).....	197
Figura 6.54 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087).....	198
Figura 6.55 – Diagrama de Momento – Rotación la viga más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087).....	199

Figura 6.56 – Diagrama de Momento – Rotación la columna más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087).....	200
Figura 7.1 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007)	202
Figura 7.2 – Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007)	202
Figura 7.3 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.0087)	203
Figura 7.4 – Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087)	204
Figura 7.5 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010)	204
Figura 7.6 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010)	205
Figura 7.7 – Determinación de los Niveles de Desempeño	206
Figura 7.8 –Nivel de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007).....	207
Figura 7.9 –Nivel de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007).....	208
Figura 7.11 –Nivel de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087).....	210
Figura 7.12 –Nivel de Desempeño para sismo X-X (Deriva máx = 0.010)	211
Figura 7.13 –Nivel de Desempeño para sismo Y-Y (Deriva máx = 0.010)	212
Figura 8.1. –Variación porcentual de cada elemento estructural de C°A° considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia)	215
Figura 8.2. –Variación porcentual del Presupuesto Total considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia)	215

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 – Variables Dependientes e Independientes	30
Tabla 2.1 – Datos Diagrama Momento – Curvatura, cálculo manual	49
Tabla 4.1 – Predimensionamiento de columnas exteriores	82
Tabla 4.2 – Predimensionamiento de columnas interiores	82
Tabla 4.3 – Cargas vivas repartidas mínimas	84
Tabla 4.4 – Pesos unitarios	84
Tabla 4.5 – Metrado de cargas muertas para losa aligerada	85
Tabla 4.6 – Metrado de cargas vivas para losa aligerada	85
Tabla 4.7 – Metrado de cargas últimas en losas aligeradas	85
Tabla 4.8 – Cargas Últimas Columnas (Deriva máx = 0.007).....	87
Tabla 4.9 – Irregularidad torsional X-X (Deriva máx = 0.007).....	91
Tabla 4.10 – Irregularidad torsional Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	92
Tabla 4.11 – Rigidez lateral por piso X-X (Deriva máx = 0.007).....	93
Tabla 4.12 – Rigidez lateral por piso Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	94
Tabla 4.13 – Irregularidad por piso débil X-X (Deriva máx = 0.007).....	94
Tabla 4.14 – Irregularidad por piso débil Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	95
Tabla 4.15 – Verificación irregularidad de masa (Deriva máx = 0.007).....	95
Tabla 4.16 – Restricciones según zona.....	96
Tabla 4.17 – Peso Total de la Edificación (Deriva máx = 0.007)	96
Tabla 4.18 – Factores de la edificación	97
Tabla 4.19 – Fuerzas sísmicas distribuidas X-X (Deriva máx = 0.007).....	98
Tabla 4.20 – Fuerzas sísmicas distribuidas Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	98
Tabla 4.21 – Aceleraciones en función del periodo X-X (Deriva máx = 0.007).....	99

Tabla 4.22 – Aceleraciones en función del periodo Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	101
Tabla 4.23 – Modos de Vibración de la Estructura (Deriva máx = 0.007).....	104
Tabla 4.24 – Cortante en columnas X-X (Deriva máx = 0.007).....	106
Tabla 4.25 – Cortante en Placas X-X (Deriva máx = 0.007).....	107
Tabla 4.26 – Cortante en columnas Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	107
Tabla 4.27 – Cortante en Placas Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	108
Tabla 4.28 – Cortante basal en columnas y placas (Deriva máx = 0.007)	108
Tabla 4.29 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección X-X (Deriva máx = 0.007)	109
Tabla 4.30 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)	109
Tabla 4.31 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección X-X (Amplificado) (Deriva máx = 0.007)	110
Tabla 4.32 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección Y-Y (Amplificado) (Deriva máx = 0.007)	110
Tabla 4.33 – Desplazamientos laterales X-X (Deriva máx = 0.007).....	111
Tabla 4.34 – Desplazamientos laterales Y-Y (Deriva máx = 0.007).....	111
Tabla 4.35 – Límites de distorsión para entrepiso	112
Tabla 5.1 – Factores de reducción	114
Tabla 5.2 – Acero por Flexión Vigas Eje A-A	115
Tabla 5.3 – Verificación a flexión en vigas	116
Tabla 5.4 – Parámetro Z para la viga del eje A-A	126
Tabla 5.5 – Momento 3-3 de diseño columna 25x50	130
Tabla 5.6 – Momento 3-3 nominal columna 25x50	130
Tabla 5.7 – Momento 2-2 de diseño columna 25x50	131

Tabla 5.8 – Momento 2-2 nominal columna 25x50	131
Tabla 5.9 – Cortantes Máximos por Combinaciones de Carga	132
Tabla 5.10 – Cortantes Máximos por Amplificación de Carga Sísmica	132
Tabla 5.11 – Esfuerzos máximos por combinaciones de cargas en Placa P6.....	137
Tabla 6.1 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Muros de Corte (Fuente: ASCE 41-13)	172
Tabla 6.2 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Vigas de Concreto Armado (Fuente: ASCE 41-13)	174
Tabla 6.3 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Columnas de Concreto Armado (Fuente: ASCE 41-13)	176
Tabla 7.1 – Niveles de desempeño según sismo de diseño	201
Tabla 8.1 – Comparativo entre presupuestos de la vivienda multifamiliar considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia).....	214

INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la investigación es realizar el análisis, diseño y comparación de la estructura en estudio empleando derivas máximas de 0.7% y 1%. Es decir, diseñar la estructura en sus principales elementos estructurales, hacer un análisis estático no lineal, establecer el punto de desempeño y evaluar el desempeño sísmico de la estructura. Adicionalmente, se plantea una comparación económica de ambos diseños. Estos objetivos se desarrollan a lo largo de 8 capítulos planteados y establecidos de la siguiente forma:

CAPÍTULO I

En el presente capítulo se hace un breve resumen de la investigación, así como también de la problemática que motivo el estudio, la hipótesis planteada, las variables a evaluar y los objetivos principales.

CAPÍTULO II

En el presente capítulo se desarrolla el marco teórico que servirá de base para el desarrollo de los objetivos planteados en el capítulo anterior.

CAPÍTULO III

En el presente capítulo se describirá la metodología a emplear, la cuál será el diseño de la investigación y cuáles serán las fuentes de datos e información.

CAPÍTULO IV

En el presente capítulo se plasman los resultados del análisis estructural según los lineamientos de la norma E.030.

CAPÍTULO V

En el presente capítulo se desarrolla el diseño estructural de los principales elementos tales como vigas, columnas, placas y losas todo esto según la norma E.060.

CAPÍTULO VI

En el presente capítulo se muestran los resultados del análisis estático no lineal elaborado en el software ETABS y cuyos resultados son relevantes para el desarrollo del siguiente capítulo.

CAPÍTULO VII

En el presente capítulo se determina el punto de desempeño sísmico en ambas direcciones de análisis y se evalúa el desempeño sísmico de la estructura según los objetivos del Comité Visión 2000.

CAPÍTULO VIII

En el presente capítulo se realiza un análisis comparativo del costo de los componentes estructurales de concreto armado de ambas edificaciones en estudio.

CAPITULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Descripción del Proyecto

El presente trabajo está enfocado en la evaluación por desempeño de una edificación de concreto armado utilizando el análisis estático no lineal, esto con la intención de verificar su desempeño sismorresistente para un nivel de sismo raro; y a su vez, el cumplimiento de sus niveles de desempeño.

Para ello se realizará un análisis comparativo de una edificación de concreto de 06 pisos de altura empleando 2 diseños, ambos diseños se realizarán bajo todos los lineamientos del reglamento nacional de edificaciones, un primer diseño considerando una deriva no mayor a 0.7% de acuerdo a la norma E-030, y un segundo diseño el cual se considera una deriva de entrepiso no mayor a 1% y no menor a 0.7%. Posteriormente, se realizará un análisis estático no lineal por el método de Pushover para ambos casos con los que se obtendrán los puntos de desempeño de ambas estructuras y así poder evaluar la estructura en función de los objetivos de desempeño propuestos.

1.2. Identificación y Descripción del problema.

En la actualidad existe cierta disyuntiva en el diseño de edificaciones de mediana a gran altura cuando se aplica el análisis sísmico indicado en la NTE E.030 (análisis estático lineal y análisis dinámico modal espectral), puesto que estos métodos de análisis estructural se encuentran dentro del rango elástico de deformación y el diseño se realiza por el método de resistencia para obtener esfuerzos máximos según lo especificado en la NTE E.060. Esta filosofía de diseño está basada en la amplificación de cargas y reducción de resistencia.

Por lo antes mencionado, se entiende que es importante también conocer el comportamiento sísmico de cada elemento estructural en el rango inelástico, es decir que capacidad tienen estos para deformarse frente a un evento sísmico representado por fuerzas externas aplicadas en la estructura durante el tiempo. Esto permitirá conocer cuáles podrían ser los esfuerzos máximos y posibles mecanismos de falla en cada elemento y la estructura en conjunto hasta su punto de colapso.

Según lo expuesto, esta investigación considera necesaria la evaluación por desempeño de una estructura por medio del análisis estático no lineal que permitirá verificar la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE E.030, la cual establece textualmente “La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio, 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”. Norma Técnica Peruana E-030 Diseño Sismorresistente (2018)

1.3. Formulación del problema de investigación

¿El uso de una deriva mayor a 0.7% para una edificación de concreto armado diseñada bajo los lineamientos del RNE puede obtener mejores resultados económicos y mantener los principios de la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE E.030?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivos Generales

Realizar un análisis comparativo económico-estructural de una edificación de 06 pisos de concreto armado diseñada con derivas máximas de 0.7% y cercana a 1% bajo los lineamientos del RNE implementando la evaluación por desempeño sísmico mediante la aplicación del análisis estático no lineal Pushover.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Modelar y diseñar una edificación de 6 niveles según la norma E.030 con derivas máximas de 0.7% y cercanas a 1%.
- Analizar las estructuras mediante la aplicación del análisis estático no lineal Pushover según el ASCE/SEI 41-13.
- Obtener la curva de capacidad de ambas estructuras y sus mecanismos de formación de rotulas plásticas en sus elementos.
- Hallar el punto de desempeño de ambas estructuras utilizando los métodos propuestos por FEMA 440.
- Evaluar el nivel de desempeño de cada estructura según los objetivos del Comité Visión 2000.
- Realizar un análisis comparativo entre los dos diseños propuestos de acuerdo a sus niveles de desempeño obtenidos y verificar el cumplimiento de la filosofía de diseño de la NTE E.030.

- Realizar una comparación económica entre ambos diseños y determinar si hay beneficios económicos en el costo final del proyecto.

1.5. Justificación

Nuestro país al encontrarse inmerso en el Cinturón de Fuego del Pacífico presenta una alta demanda sísmica en gran parte del territorio nacional, lo que conlleva a tener un estudio de ingeniería que permita a las estructuras soportar dichos fenómenos. Teniendo en cuenta la situación antes descrita es que el Reglamento Nacional de Edificaciones a través de la Norma E.030 presenta procedimientos de diseño sismorresistente enfocados en una sola respuesta sísmica afectados únicamente por sismos severos, todos estos con un parámetro de deriva máxima de 0.7%.

Si bien la Norma E.030 y el RNE son conservadores y siguen una filosofía basada en el cuidado y protección de la vida humana, esto presenta una contraparte en el factor económico. Por tal motivo, se tiene la intención de conocer el comportamiento de una edificación para un nivel de sismo raro y dando una holgura de la deriva máxima mayor a 0.7% y cercana a 1% utilizando el Análisis Estático No Lineal “Pushover”, una metodología que permitirá analizar la estructura aplicando cargas laterales simulando el comportamiento de un sismo con la que se obtiene un nivel de desempeño sísmico más acorde a lo real para verificar la estructuración, diseño y desplazamientos estructurales.

1.6. Hipótesis

El uso de una deriva máxima cercana al 1% para una edificación de concreto armado diseñada bajo los lineamientos del RNE puede tener mejores resultados económicos y mantener los principios de la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE E.030

1.7. Variables Dependientes e Independiente

Tabla 1.1 – Variables Dependientes e Independientes

VARIABLE	INDICADOR	MEDICION	VALORACIÓN
<u>Var. Independiente: (X)</u>			
Estructuración	- Selección elementos estructurales	Predimensionamiento inicial	De acuerdo a NTE E.060
Modelamiento	- Diámetro de acero de refuerzo	Pulg.	3/8" a 1"
Sistema Estructural	- Resistencia a la Compresión	kgf/cm ²	210, 280
	- Deriva Máxima	‰	7‰, 10‰
	- % Fza. Corte en elementos Muros	%	30% < V < 70% :Dual V > 70%: Muros Est.
<u>Var. Dependiente: (Y)</u>			
Análisis Estático No Lineal	- Desplazamiento Máximo	cm	
Nivel de Desempeño	- Fuerza Cortante Máxima	Tonf	
Ductilidad	- Desempeño Estructural	Niveles de Operatividad	
Costo	- Costo del Proyecto	Soles	

CAPITULO II

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

- Según Calcina (2017) en su trabajo de investigación sobre “Evaluación del Desempeño Sísmico de un edificio de once pisos utilizando Análisis Estático y Dinámico No Lineal” – Universidad Privada de Tacna, presenta como objetivo de su investigación la evaluación del nivel de desempeño de una edificación de 11 niveles por medio del análisis estático no lineal y dinámico no lineal. Como técnica de investigación utiliza el software ETABS 2016, realizando un modelamiento estructural de concreto armado para así poder encontrar estructuras con elementos débiles gracias a un análisis no lineal. El análisis se apoyó de la metodología de los códigos FEMA 273 y ATC-40. Gracias a este análisis pudieron encontrar las posibles zonas débiles en la estructura propuesta, pudiendo producirse daños o quedar inoperativa.

- Según Hernández (2017) en su trabajo de investigación sobre “Evaluación del Desempeño Sísmico estructural del Hospital “María Auxiliadora” mediante el Análisis Estático No Lineal. San Juan de Miraflores” – Universidad César Vallejo, tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico en una de las torres del Hospital María Auxiliadora, una edificación existente la cual consta de 7 pisos de sistema estructural dual. Se empleó el Análisis estático no lineal utilizando los criterios de la Norma de Diseño Sismorresistente y revisando el cumplimiento de los objetivos propuestos por el ATC-40. Dentro del análisis de los resultados, se pudo observar que la curva de capacidad del sentido en “X” fue mayor a las estructuras que soportan fuerzas en el eje “Y”, esto por tener placas que rigidizan la estructura en este último eje. La estructura cumplió los objetivos de desempeño, indicando que para un sismo de diseño (raro) la edificación tiende al pre colapso cuyo factor principal sería la antigüedad del mismo.
- Oliva (2017), en su tesis titulada “Curvas de Capacidad y Fragilidad Estructural de Tipologías Comúnmente Usadas en el Salvador”, teniendo como objetivo general definir los parámetros para establecer las curvas de capacidad y fragilidad de tipologías estructurales comúnmente usadas en El Salvador, a partir de la información recolectada en la ciudad de Santa Tecla, siendo una investigación de tipo descriptiva analítica, llegando a la conclusión final que con la investigación se pudo determinar la valoración de los datos obtenidos verificando de esta forma el comportamiento de las edificaciones de

marcos de concreto de uno y dos pisos de acuerdo a los estados de daños propuestos relacionándose a las curvas de capacidad.

- Choque & Luque (2019) en su tesis titulada “Análisis Estático No Lineal y Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de 8 Niveles Diseñado con la Norma E.030” que tuvo como objetivo general aplicar la metodología del diseño en el desempeño sísmico a dos alternativas de estructuración de un edificio de 8 niveles para evaluar y comparar los resultados obtenidos, siendo una investigación analítica – explicativa donde se llegó a la conclusión final que el desempeño de las estructuras se determinó con la aplicación de los Métodos de Espectro de Capacidad, Método de Coeficientes, definiendo de esta forma la demanda sísmica de espectro de diseño mediante la norma NTE E 0.30 (2018).
- Mendoza & Yanqui (2019) “Diseño Sísmico Basado en Desempeño del Nuevo Pabellón de Aulas de Ingeniería Civil UNSA” tuvo como objetivo general desarrollar el análisis estático no lineal y el diseño basado en el desempeño en una estructura de concreto armado, siendo una investigación descriptiva, llegando a la conclusión final que gracias a esta herramienta implementada se pudo determinar el comportamiento de la estructura cuando se somete a un determinado nivel de peligro sísmico.
- Según Villarreal (2018) presento un trabajo de investigación titulado “Evaluación del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNASAM” – Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo. La cual tuvo como objetivo la

evaluación del desempeño sísmico de la facultad de Ingeniería Civil de la UNASAM, dicha edificación consta de 7 niveles de sistema estructural dual. Para el desarrollo del modelo se empleó el programa ETABS y se basaron en los criterios de las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (E.020, E.030, E.060), el ATC-40, FEMA 356 y EUROCODE-8. Para determinar el cortante basal se modeló la estructura tal y como es; mientras que para el análisis no lineal se evaluó modificando placas por columnas anchas. Al evaluar la estructura se encuentra dentro de los parámetros de Ocupación Inmediata frente a un sismo

2.2. Marco Normativo

La SEAOC (Structural Engineers Association of California) estableció el Comité Visión 2000 en 1992, que definió el marco conceptual para el desarrollo de una nueva generación de códigos sísmicos, contenido en el documento Performance Based Seismic Engineering of Buildings (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

En 1994, el ATC (Applied Technology Council) obtuvo el contrato para desarrollar metodologías y comentarios para la evaluación y adecuación sísmica de edificios de concreto existentes, el resultado fue el ATC-40.

En el año 1997, FEMA (Federal Emergency Management Agency) publica los documentos FEMA 273 y 274 que consiste en una serie de guías para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones utilizando el concepto de desempeño, que buscan tener un enfoque de rehabilitación efectivo y confiable que limitara el daño esperado por el sismo a un rango específico para un nivel específico de sismo.

En el año 2000, se publica el pre estándar FEMA 356, con dos objetivos claros, siendo el primero de incentivar la aplicación del FEMA 273 al convertirla en una

normativa obligatoria y el segundo convertirla en una base para una norma reconocida a nivel nacional y aprobada por ANSI. Siendo la primera completamente satisfecha y la segunda dependería de la votación de la American Society of Civil Engineers (ASCE).

En el año 2003, se publica el estándar ASCE/SEI 31-03 (Seismic Evaluation of Existing Buildings) que fue establecida para reflejar todos los avances hasta la fecha e incorporar lecciones aprendidas. Esta normativa describe un procedimiento de tres etapas para la evaluación sísmica de edificaciones existentes con relación a los niveles de desempeño, definidos en términos de riesgo estructural, no estructural y geológico o de cimentación.

En el año 2005, se publica el documento FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures), cuyo objetivo principal fue la verificación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales NSP contenidos en el FEMA 356 y en el ATC-40, desarrollando directrices enfocadas en cómo y cuándo se debe aplicar cada metodología y así evitar respuestas conflictivas.

Posteriormente el avance fue en los estándares dados por el ASCE, en el año 2007 se publicó el ASCE/SEI 41-06 (Seismic Rehabilitation of Existing Buildings), desarrollado a partir del FEMA 356 y que representa el estado del arte del conocimiento en ingeniería sismorresistente, siendo una herramienta para la profesión del Ingeniero estructural con la finalidad de mejorar el desempeño de las edificaciones en sismos futuros.

En el año 2014, se publicó el ASCE/SEI 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) que establece una metodología de evaluación rigurosa y aplicable a cualquier edificación, este estándar combina, actualiza y reemplaza las normativas previas. La normativa combina el proceso de evaluación y adecuación,

plantea un proceso de tres etapas para la evaluación sísmica de acuerdo a un rango de niveles desempeño, que acopla con el comportamiento estructural deseado con el desempeño de elementos no estructural.

Finalmente, en el año 2017, se publica el ASCE/SEI 41-17, que es una actualización del anterior estándar, donde sus cambios más representativos son la definición de un nuevo nivel de desempeño para elementos no estructurales, define espectros de respuesta según las nuevas definiciones establecidas en el ASCE 7-16, cambia los criterios de modelado y aceptación para las rotulas plásticas en columnas de concreto, actualiza el aislamiento sísmico según la normativa ASCE 7-16 (2017), entre otros.

Para la presente tesis el diseño se hará con las normas vigentes E.020, E.030 y E.060. Para el análisis Pushover se considerará las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. La demanda sísmica se obtendrá a partir de las recomendaciones dadas por el Comité Visión 2000. Para determinar el punto de desempeño se utilizarán los procedimientos mejorados por el FEMA 440 (adaptados en el ASCE/SEI 41-13).

2.3. Marco teórico

2.3.1. Estructuración

Se diseñarán los siguientes elementos estructurales:

- Losas aligeradas
- Vigas
- Columnas y Placas

El peso de las losas es transmitido hacia las vigas del pórtico, y de las vigas se transmite la carga hacia las columnas para posteriormente a las zapatas, y finalmente las zapatas transmiten las cargas al suelo.

Consideraremos la losa aligerada unidireccional, entonces para el metrado de cargas se distribuirá el peso propio más la carga viva del ancho tributario de la losa hacia las vigas principales, que generalmente son de gran peralte.

Las columnas y placas de los pórticos se diseñarán por flexión y compresión de acuerdo a las cargas de gravedad y por las cargas de sismo recibidas por los pórticos.

Las placas serán diseñadas adicionalmente por corte, estos elementos se utilizarán para rigidizar más la estructura.

Combinaciones de Cargas

Las cargas mínimas actuarán de acuerdo a los parámetros establecidos en la Norma E.060, cumpliendo en que no deberán exceder los esfuerzos indicados para cada material. Aquí mostramos las siguientes combinaciones de carga:

- $C1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $C2 = 1.25 CM + 1.25 CV + CS$
- $C3 = 1.25 CM + 1.25 CV - CS$
- $C4 = 0.9 CM + CS$
- $C5 = 0.9 CM - CS$
- $Envolvente = C1 + C2 + C3 + C4 + C5$

2.3.2. Diseño Sismorresistente

En este tema, nuestra Norma Peruana nos da criterios de Diseño Sismorresistente los cuales consideran:

- a. Las estructuras deben soportar fuerzas sísmicas leves sin presentar daños.
- b. Deben resistir sismos moderados en el cual las edificaciones podrán presentar daños estructurales leves y estos sean reparables.

- c. Finalmente, estas estructuras deben resistir sismos severos que presenten daños estructurales de mayor magnitud en la que no debería colapsar ni dañar gravemente a las personas.

Se le llama colapso a la falla estructural en la que la edificación se desploma parcial o totalmente debido a la insuficiencia de resistencia de carga lateral transmitida hacia los elementos verticales (columnas y placas) y que tiene una probabilidad de muertes de las personas que lo habitan.

Espectro de Diseño: este es un coeficiente sísmico con el cual se diseñan las estructuras, el cual da respuestas máximas de la excitación sísmica en un sistema de un grado de libertad en función de la frecuencia o periodo. Es con este espectro que la norma busca que las edificaciones tengan un comportamiento elástico para un sismo leve y un comportamiento inelástico para un sismo severo. Estos principios hacen que el diseño deje de ser un cálculo matemático, sino un aporte a conceptos de comportamiento y tipos de falla.

Es por ello que de acuerdo a las condiciones sísmicas en la que nuestro país se encuentra, el diseño se enfoca a que una estructura debe estar orientada a evitar el colapso frágil para el sismo severo, permitiendo daños estructurales leves.

2.3.2.1.Sismología.

La sismología es una rama de la geofísica encargada de estudiar los sismos y propagación de ondas elásticas en las diferentes capas de la tierra cuyos objetivos de investigación son:

- Estudio de ondas sísmicas por el interior de la Tierra.
- Estudio de las causas que dan origen a temblores.
- Prevención de daños.

Los sismos son perturbaciones en el interior de la tierra que producen vibraciones en la superficie generado por la ruptura de las capas de roca más externas de la corteza terrestre. Estas vibraciones son captadas a través de instrumentos en estaciones sísmicas y percibidas.

Clasificación de los sismos

Por su profundidad estos pueden ser:

- Superficiales: donde el hipocentro es menor o igual a 30 km.
- Intermedios: el hipocentro se encuentra entre los 70 km y 200 km.
- Profundos: el hipocentro es mayor a 200 km.

Por su origen se clasifican en:

- Tectónicos: ocasionado por movimientos de las placas, está comprendido por el 90% de los sismos.
- Volcánicos: ocasionados por la fractura de rocas producidos por el magma volcánico. Son de menor intensidad que los sismos tectónicos.
- De colapso: Producido por derrumbamientos de cavernas, avalanchas, etc.

2.3.3. Análisis Sísmico

2.3.3.1. Análisis Lineal Estático

Este concepto se basa en la representación de las fuerzas sísmicas a través de un conjunto de fuerzas horizontales estáticas en cada nivel de una edificación aplicadas a través de un análisis elástico.

Esta fuerza horizontal es representada por la fuerza cortante en la base de la estructura, la cual puede ser determinada por medio de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Cuyos valores representan las siguientes expresiones:

Z = Factor de Zona

U = Factor de Categoría (según el tipo de edificación)

C = Factor de Amplificación Sísmica

S = Factor de Suelo

R = Coeficiente de reducción Sísmica

P = Peso sísmico de la estructura

2.3.3.2. Análisis Modal Espectral

Este a diferencia del análisis estático, involucra las propiedades dinámicas de la estructura para determinar las fuerzas sísmicas a través de diferentes casos en los que se pueda mover la estructura llamados modos de vibración. Para ello es utilizado un espectro de respuesta para un sismo de diseño, el cual tiene la siguiente expresión:

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

Cuyos valores representan las siguientes expresiones:

Z = Factor de Zona.

U = Factor de Categoría (según el tipo de edificación).

C = Factor de Amplificación Sísmica.

S = Factor de Suelo.

R = Coeficiente de reducción Sísmica.

g = Gravedad.

Este espectro de pseudoaceleraciones que representa el sismo de diseño es combinado con los modos de vibración de la estructura y esta es analizada en cada dirección “X” y “Y”.

2.3.4. Control de la Distorsión de Entrepiso

Este término es conocido como el cociente entre la diferencia de desplazamiento lateral de la estructura y la altura del respectivo entrepiso.

2.3.5. Diseño estructural en Concreto Armado

Para el diseño de elementos de concreto armado se hace uso de los siguientes métodos:

- Método de cargas de servicio.
- Método de Resistencia o cargas últimas.

La Norma E.060 trabaja con este último, por lo que todos los diseños a realizarse serán por el método de resistencia.

Este método está enfocado en amplificar las cargas actuantes en los elementos en su “etapa última”, para ello se usarán factores de reducción de resistencia.

2.3.5.1. Requisitos Generales de Resistencia

- Es importante verificar que para un diseño de una estructura de concreto armado las resistencias de diseño de todos sus elementos deben ser mayores o iguales a sus resistencias requeridas para la cual sus cargas deberán estar afectadas por las combinaciones de cargas anteriormente explicadas.
- Resistencia Requerida: Esta es afectada por la amplificación de cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS), estas consideradas como cargas convencionales en el diseño estructuras, pudiendo la estructura ser afectada por otro tipo de cargas (viento, terreno, nieve, etc.).
- Resistencia de Diseño: Está será considerada como resistencia nominal, la cual proviene del elemento una vez reforzado y afectado por un factor ϕ de reducción de resistencia. Dicho factor se utiliza para compensar

posibles errores en el cálculo, variaciones de resistencias de los materiales, errores en la etapa de construcción y dimensionamiento.

- Estos factores varían de acuerdo al elemento que será diseñado ya que los elementos trabajan a diferentes tipos de esfuerzos.

2.3.6. Ductilidad en Miembros y Sistemas

Ductilidad: Es la facultad que tiene un elemento de poder deformarse alcanzando un rango inelástico y que se comporta en función de su sistema estructural, las irregularidades que el elemento presente y su tipo de material. La característica dúctil que tenga el concreto se debe principalmente a las propiedades del acero de refuerzo que le permite poder sobrepasar su límite en el rango elástico. Podemos estimar el valor de ductilidad aprovechable y el valor de ductilidad demandada para un nivel de sismo determinado.

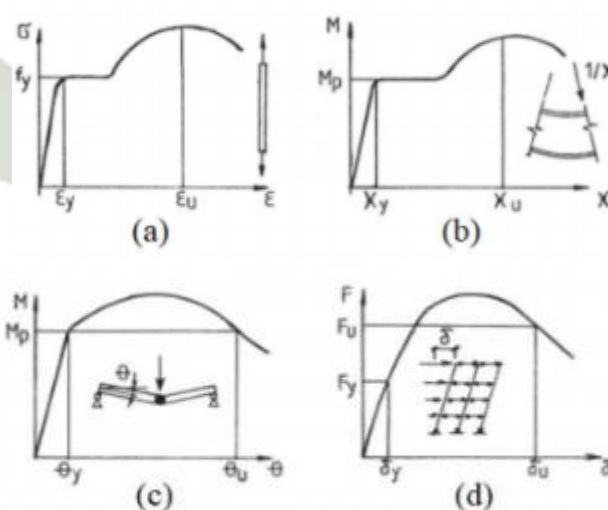


Figura 2.1 - Tipos de Ductilidad de Miembros y Sistemas

1. Ductilidad del material (a), esta propiedad representa la capacidad de deformación en el rango inelástico del propio material del elemento.
2. Ductilidad de la sección transversal (b), o llamado también ductilidad de curvatura, propiedad que representa la capacidad de deformación de

la sección transversal en el rango inelástico, considerando la interacción entre las diferentes partes de la sección transversal.

3. Ductilidad del elemento (c), conocido también como ductilidad de rotación, es la capacidad de deformación considerando todas las propiedades de un elemento en conjunto.
4. Ductilidad de la estructura (d), es la capacidad de deformación de todos los elementos integrados como un solo sistema en conjunto.

Para determinar las características como desempeño y ductilidad de la sección de un elemento de concreto armado, se ve por conveniente analizar los estados de agrietamiento, fluencia y agotamiento de este, en relación a los momentos aplicados en cada una de estas etapas, y para los elementos sometidos a flexión se representa gráficamente en el diagrama de Momento – Curvatura $M-\phi$.

2.3.6.1. Diagrama de Momento Curvatura

El diagrama de momento curvatura se da en una porción de longitud nula de la sección fisurada de un elemento de concreto armado. Para el cálculo del diagrama de Momento Curvatura debemos de partir de los modelos no lineales tanto de los elementos de concreto (Modelo de Mander) para concreto confinado y no confinado como del acero de refuerzo (Modelo Simple) para obtener sus propiedades elastoplásticas. En donde el diagrama momento curvatura se define como la rotación por unidad de longitud. representa la capacidad de flexión y su deformación en el rango lineal y no lineal de una sección de un elemento estructural de concreto armado. Este diagrama se calcula a través del estudio en 3 estados de carga:

- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

2.3.6.1.1. Cálculo del Diagrama de Momento Curvatura

Para el cálculo de estos diagramas debe hacerse uso de tres tipos de ecuaciones:

- Ecuaciones de equilibrio: Aquellas determinan el equilibrio de fuerzas internas dentro del elemento estructural que se esté analizando
- Ecuaciones de Compatibilidad: Son las que se apoyan de las semejanzas geométricas de los esfuerzos internos y deformaciones, y que se encuentra relacionada con la geometría de los elementos estructurales
- Ecuaciones Constitutivas: Es la relación que se tiene entre las propiedades físicas del elemento de acuerdo a la composición de sus materiales.

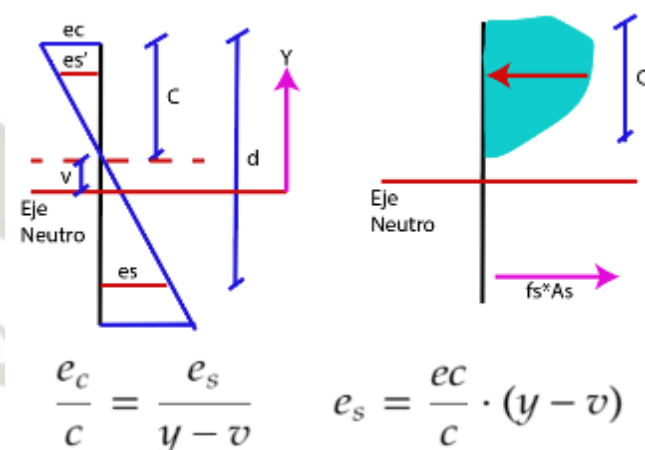


Figura 2.2 – Diagrama de esfuerzos en la una sección del elemento

Tomaremos como modelo un pórtico simple elaborado en el programa SAP2000. Este pórtico tiene las siguientes características:

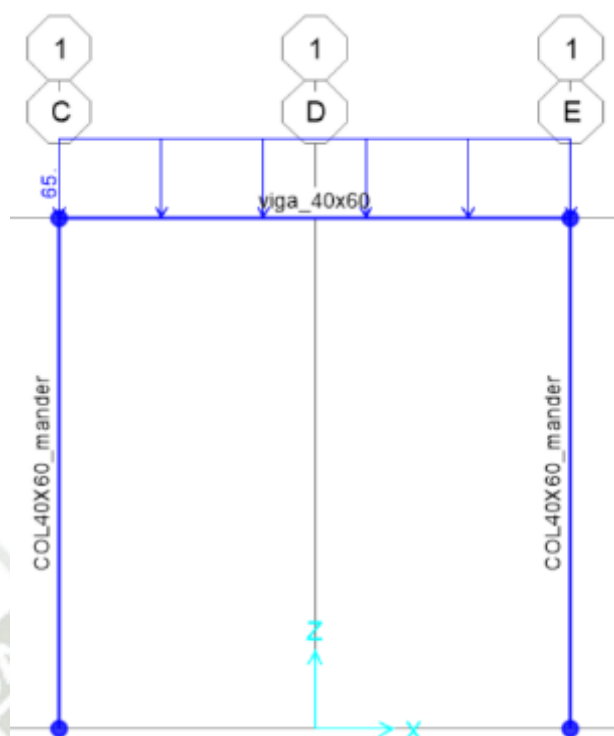


Figura 2.3 – Modelo de Pórtico Simple de Concreto Armado, en el programa SAP2000

Para ello consideraremos que la sección de sus respectivos elementos es tienen las siguientes propiedades:

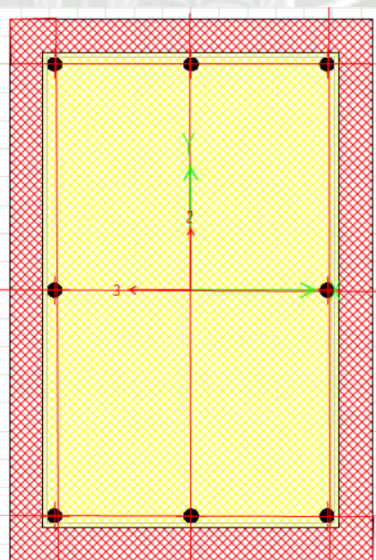


Figura 2.4 - Sección de columnas y vigas de 0.40x0.60m, 8 varillas de 5/8" Estribos de 3/8"

Utilizaremos el modelo de Popovic como referencia para modelo del concreto

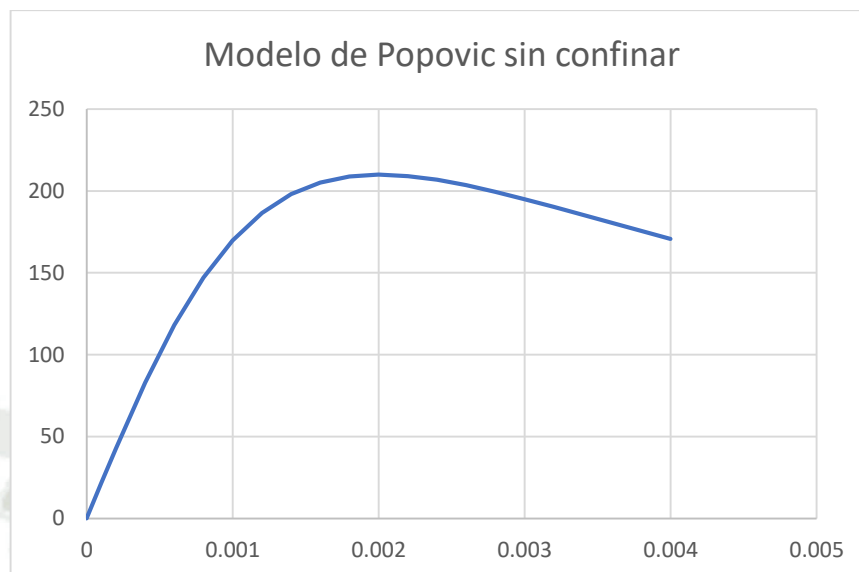


Figura 2.5 – Modelo de Popovic para concreto sin confinar, elaboración propia

$$f = f_0 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \frac{n}{n - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^n}$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad inicial del concreto

E₀ = Modulo de elasticidad secante en el punto de esfuerzo máximo f₀

ε = Deformación unitaria del concreto

ε₀ = Deformación unitaria de rotura del concreto

f₀ = Esfuerzo máximo del concreto

f = Esfuerzo del concreto

$$n = \frac{E}{E - E_0} = \frac{E}{E - \frac{f}{\varepsilon_0}}$$

Para el modelo del concreto confinado nos apoyamos en la ecuación que propuso Sakino para determinar el esfuerzo del concreto en relación a la deformación unitaria

$$c\sigma_{cB} = c\sigma_B + \frac{1}{2} \rho_h \sigma_{hs} \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right)$$

Donde:

σ_{cB} = Esfuerzo maximo del concreto confinado

σ_B = Esfuerzo máximo del concreto no confinado

ρ_h = Cuantía de acero del área confinada

σ_{hs} = Esfuerzo de fluencia del acero

d'' = Diametro del Estribo

C = Peralte del área de concreto confinado

s = Espaciamiento del Acero confinado

D_c = Ancho del área de concreto confinado

Con esta fórmula determinamos el esfuerzo máximo del concreto confinado, y luego aplicamos dicho resultado a la ecuación inicial de Popovic para obtener un modelo de concreto confinado.

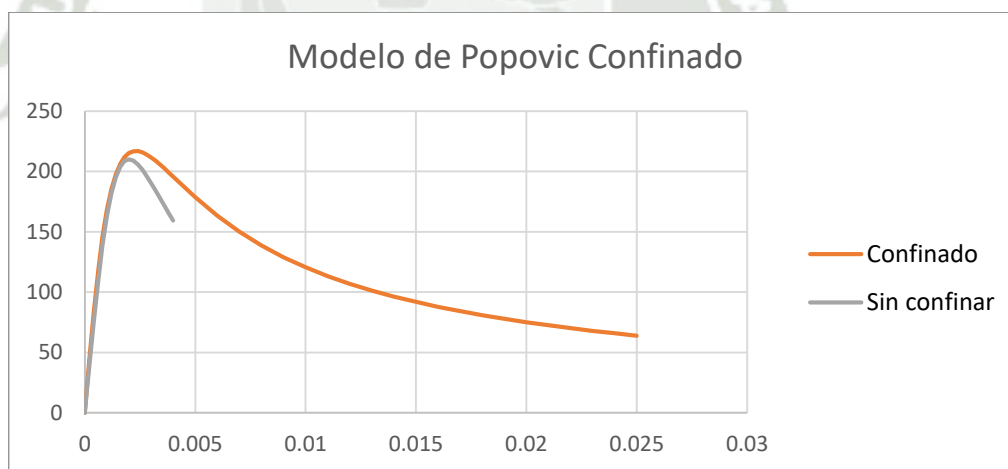


Figura 2.6 – Modelo de Popovic para concreto confinado y sin confinar, elaboración propia

Para el concreto no confinado utilizaremos los siguientes parámetros:

- Resistencia a la compresión a 28 días $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$
- Resistencia a tracción $f_r = 28.983\text{kgf/cm}^2$
- Deformación de Esfuerzo Máximo $\epsilon_c = 0.002$

- Deformación de falla, asumimos $\varepsilon_c = 0.004$ (deformación del 100%)
- Módulo de elasticidad $E_c = 217370.65 \text{ kgf/cm}^2$

Para el concreto confinado utilizaremos los siguientes parámetros:

- Resistencia a la compresión a 28 días $f'_c = 216.88 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia a tracción $f_r = 28.983 \text{ kgf/cm}^2$
- Deformación de Esfuerzo Máximo $\varepsilon_c = 0.00231$
- Deformación de falla, asumimos $\varepsilon_c = 0.03$ (deformación del 100%)
- Módulo de elasticidad $E_c = 217370.65 \text{ kgf/cm}^2$

El método de plasticidad tipo Fibra consiste en seccionar un elemento o sección en pequeñas partes y determinar los esfuerzos correspondientes en cada una de ellas. Finalmente se procede a hacer una sumatoria de esfuerzos para determinar el esfuerzo final del elemento.

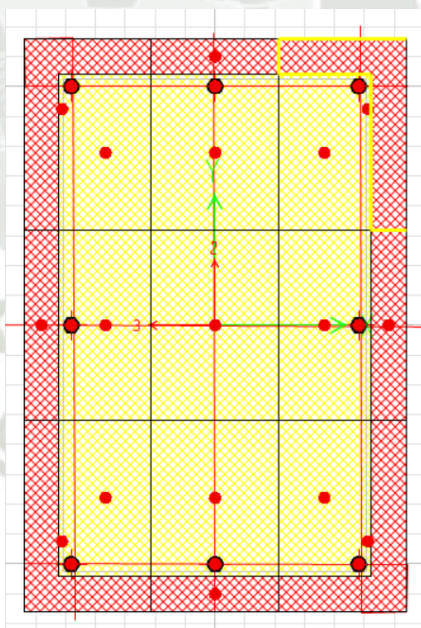


Figura 2.7 – Sección transversal de un elemento seccionado por fibras

Obtenemos los resultados de Momento – Curvatura para cada una de las deformaciones unitarias mostradas a continuación:

Tabla 2.1 – Datos Diagrama Momento – Curvatura, cálculo manual

ec	Curvatura (1/m) (1/1000)	Mtotal (tonf-m)
	0	0
0.0005	1.048218029	17.42084269
0.001	3.663003663	27.05304663
0.00230833	12.4093949	37.77480069
0.004	23.71475446	38.91240685
0.01	51.41388175	35.27910741
0.03	104.3363631	25.42406587

De igual forma obtenemos el diagrama de Momento – Curvatura del programa

SAP 2000

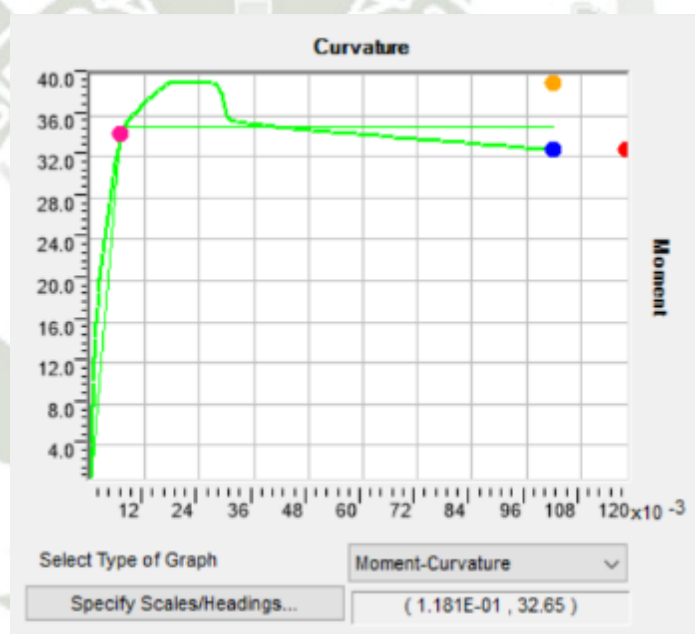


Figura 2.8 – Diagrama de Momento Curvatura de una Columna 60x40 cm, elaborado en el programa SAP2000

Hacemos una comparación entre los diagramas de Momento – Curvatura realizados de forma manual y elaborados el software SAP 2000 en la siguiente gráfica:

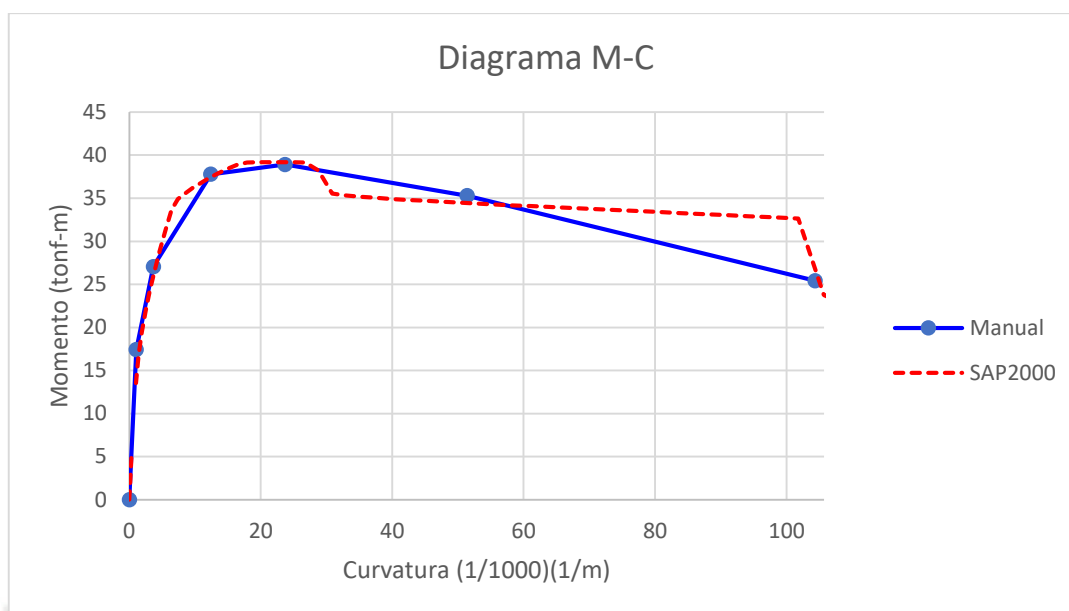


Figura 2.9 – Diagrama de Momento Curvatura de una Columna 60x40 cm, comparativo entre cálculo manual y SAP2000

Se puede observar que los resultados obtenidos del proceso manual del diagrama de Momento – Curvatura realizado por el método de fibras tienen valores similares, lo que nos hace concluir que los resultados de dichos programas utilizando el método de plasticidad tipo fibra tienen resultados confiables y muy similares a un método manual.

2.3.6.1.2. Modelo de Comportamiento de Mander

El modelo de Mander nos devuelve valores de resistencia a la compresión y la resistencia última en función del confinamiento del acero (refuerzo transversal). Para ellos se presentan modelos para concreto confinado y no confinado.

a. Para concreto no confinado

Para el concreto no confinado la curva de esfuerzo deformación consta de un tramo que se forma de manera lineal y otro tramo que pertenece a una parte curvada, que representan a la curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado, y cuyas variables se presentan a continuación.

ε = Deformación del concreto

f = Esfuerzo del concreto

E = Módulo de Elasticidad

f'_c = Resistencia a la Compresión del Concreto

ϵ'_c = Deformación del concreto en f'_c

ϵ_u = Deformación Última del Concreto

b. Para concreto confinado

Para el caso del concreto confinado los valores de esfuerzo y deformación última están basados en el refuerzo transversal del acero

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

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

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

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

Donde las variables tienen las siguientes definiciones:

f'_{co} = Resistencia máxima del concreto no confinado

ϵ_{co} = Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

ϵ_{sp} = Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno

f'_{cc} = Resistencia máxima del concreto confinado

ϵ_{cc} = Deformación unitaria máxima del concreto confinado

f_{cu} = Resistencia última del concreto confinado

ϵ_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec} = Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo

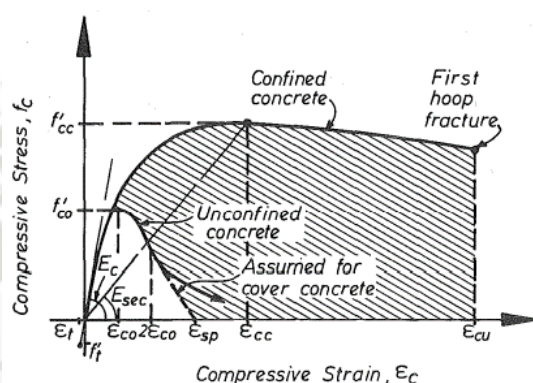


Figura 2.10 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado

2.3.6.1.3. Modelo del Acero de Refuerzo

a. Modelo Simple

Para el acero de refuerzo existe el modelo Simple y el modelo de Park, con la diferencia que en la zona de endurecimiento el modelo Simple aplica una curva parabólica mientras que en el modelo de Park usa una curva de manera empírica.

La curva de esfuerzo deformación tiene tres regiones: elástica, perfectamente plástica y de endurecimiento, las cuales tienen diferentes fórmulas en cada región para determinar dicha curva.

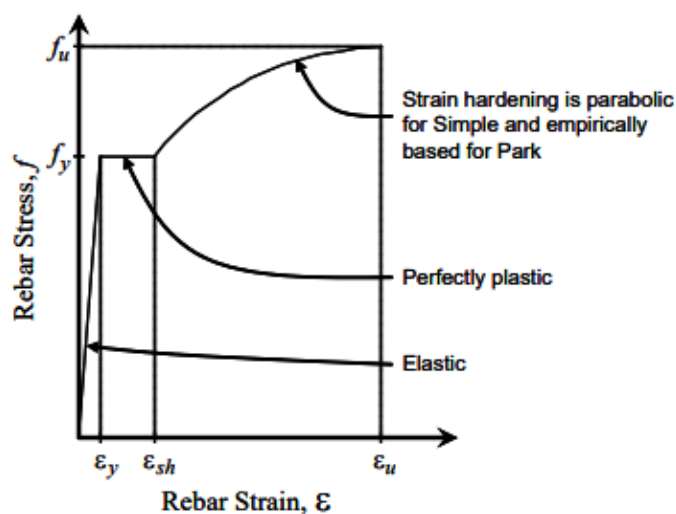


Figura 2.11 – Modelo Simple para el Acero de Refuerzo

Modelo de Curva Esfuerzo-Deformación para Acero de Refuerzo

ϵ = Deformación del concreto

f = Esfuerzo del concreto

E = Módulo de Elasticidad

f_y = Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo

f_u = Esfuerzo Último del Acero de Refuerzo

ϵ_{sh} = Deformación del Acero de Refuerzo comenzando el rango de endurecimiento

ϵ_u = Deformación Última del Acero de Refuerzo

Para $\epsilon \leq \epsilon_y$ (Rango elástico)

$$f = E\epsilon$$

Para $\epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh}$ (Rango perfectamente plástico)

$$f = f_y$$

Para $\epsilon_{sh} < \epsilon \leq \epsilon_u$ (Rango de endurecimiento), para la curva paramétrica del Modelo Simple:

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}}$$

2.3.7. Desempeño Sísmico

2.3.7.1. Análisis Estático No Lineal

El análisis Estático no lineal es un método práctico para determinar la respuesta sísmica de una estructura, el cual es utilizado en lugar de un análisis dinámico no lineal, que si bien tiene un resultado más aproximado a la realidad no es muy utilizado por un tema de complejidad. Aun así, el análisis estático no lineal es un gran avance en cuanto a un análisis calculado en el rango elástico.

Para este análisis estático no lineal utilizaremos uno de sus métodos más usados denominado “Pushover” que consiste en obtener la curva de capacidad de una estructura o elemento armada bajo la acción de fuerzas sísmicas representadas por cargas laterales incrementales, hasta llevarlo al colapso. Estas cargas laterales aplicadas al pórtico permiten obtener la relación momento-curvatura de los elementos estructurales en cada incremento de carga, su mecanismo de falla de rótulas plásticas y con ello poder conocer el comportamiento de la estructura.

Este procedimiento se inicia en un estado no lineal sujeto a cargas gravitacionales las cuales se mantendrán a lo largo del análisis donde serán aplicadas cargas laterales incrementales, superando el punto de fluencia y empezando a tener una reducción de rigidez y resistencia hasta llegar a su punto de colapso.

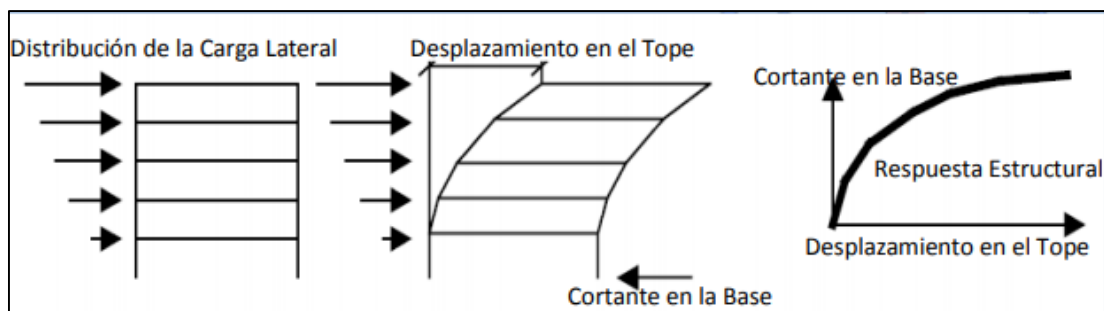


Figura 2.12 – Esquema del Cálculo del Análisis Pushover

2.3.7.1.1. Análisis PUSHOVER

Se le llama Pushover a uno de los métodos de análisis no lineal de una estructura, constituida por cargas verticales aplicadas de manera permanente y aplicando de manera gradual cargas laterales (incrementales) hasta conseguir su estado de falla o colapso. Esta carga lateral trabaja de manera semejante a las fuerzas de sismo en una estructura. El comportamiento de la estructura bajo estos esfuerzos se representa gráficamente como cortante basal vs desplazamiento lateral, que nos da la capacidad de determinar la carga en la que el elemento llegó a su colapso como también sus valores de ductilidad.

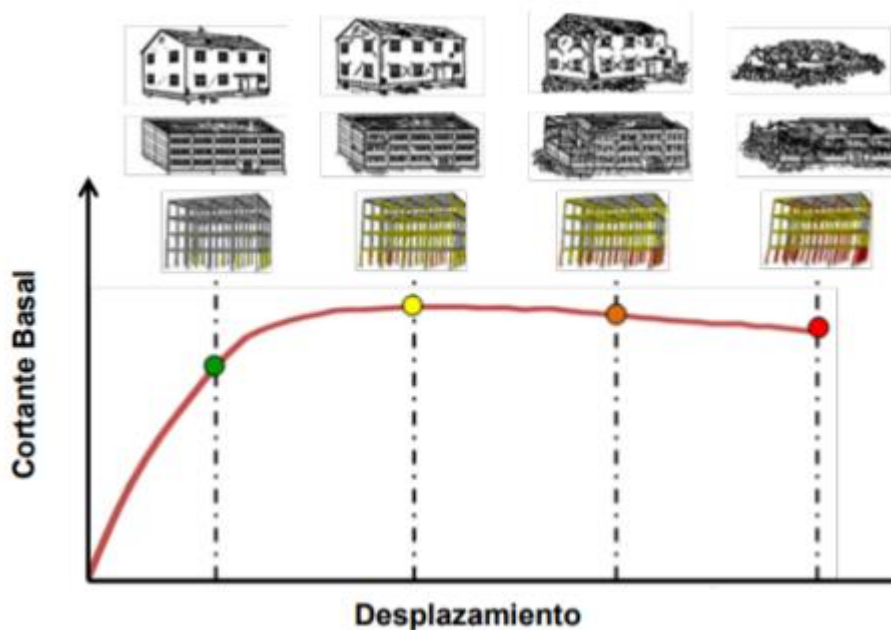


Figura 2.13 – Gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento

Características.

- Transforma un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de 1 grado de libertad.
- Da como resultado valores que permiten graficar la curva de capacidad.
- Permite calcular y evaluar la ductilidad de una estructura.
- Permite mapear el proceso de agrietamiento, los mecanismos de falla de los elementos estructurales, el estado de fluencia, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura.

Limitaciones.

- El valor de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor al valor μ_{max} . Si esta relación no se cumple, debe llevarse a cabo un procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal para confirmar su estabilidad dinámica. El valor de resistencia $\mu_{strength}$ es una medida que determina el inicio de la no linealidad, y μ_{max} es un valor que determina la degradación del sistema analizado. $\mu_{strength}$ y μ_{max} son valores aplicados en el Método de Coeficientes, por lo que no tendrá mayor ahondamiento en el presente estudio.
- Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global de la estructura. Para comprobarlo, debe realizarse un primer análisis modal tomando en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de la masa participativa, y un segundo análisis modal considerando sólo el primer modo de vibración. Si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis excede en un 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, deben considerarse

significativos los modos superiores. Si fuera el caso, debe llevarse a cabo, además del Análisis Estático No Lineal (NSP), un Análisis Dinámico Lineal (LDP).

Procedimientos.

- Definir el patrón de carga lateral que se aplicará para cada nivel de piso.
- Determinar el punto de control de desplazamiento lateral, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
- Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
- Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de cortante basal y el desplazamiento lateral del punto de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas ($M - \theta$).
- Cada incremento de carga lateral es un análisis independiente que parte del fin de la aplicación de carga en el último análisis, es por eso que a los resultados del último análisis se debe establecer los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
- Por medio de procedimientos de linealización, se determina la curva de capacidad idealizada.

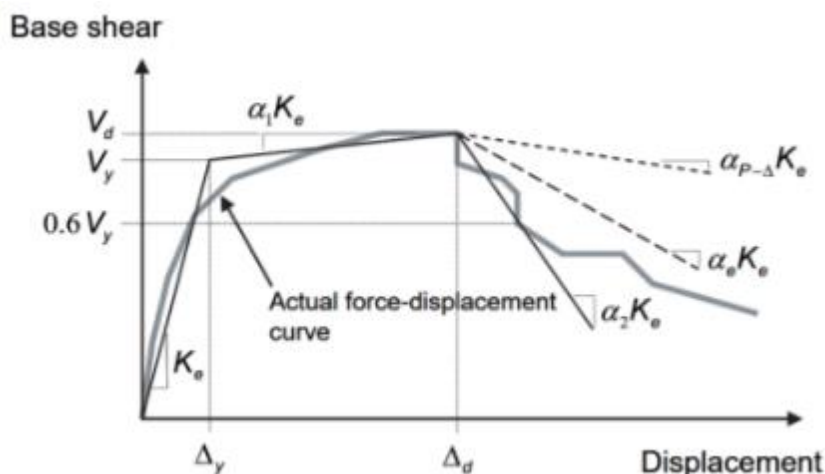


Figura 2.14 – Idealización de la curva de Capacidad (Fuente: ASCE 41-17)

2.3.7.1.2. Curvas de Capacidad

ATC-40. (1996) Se define como la gráfica de la fuerza lateral V en una estructura versus la deflexión lateral d en el techo de una estructura, usualmente referido como la curva “Pushover”.

Representan la relación entre la fuerza cortante (V) en la base de un edificio y el desplazamiento (U) en el tope del mismo.

Sobrerresistencia: Es el incremento de la resistencia de esfuerzos sobrepasando el rango elástico, este fenómeno sucede en la mayoría de estructuras y elementos estructurales. Este resultado cuantitativo se obtiene del cociente entre la fuerza cortante de colapso y la fuerza cortante en el punto de fluencia efectiva. También se puede calcular la sobrerresistencia de demanda para un nivel de sismo específico.

2.3.7.1.3. Mecanismos de formación de rotulas plásticas

Se le llama rótula plástica a la zona de cedencia en un elemento estructural debido a la superación de su momento de cedencia, en la que se obtienen altos niveles de deformación con un pequeño incremento de carga y que tiene la capacidad de disipar energía.

- Vigas: Durante la acción sísmica el comportamiento no lineal en las vigas suele concentrarse en las zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada L , el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos. Para desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina “rótula plástica” y le corresponde una longitud “ L_p ” (Figura 3.15). Una aproximación para la L_p es de aproximadamente 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.5d$) (ATC-40, 1996) Se asume que en esta longitud la curvatura es constante. Todas estas suposiciones son muy útiles ya que permiten pasar de la relación momento curvatura a la relación momento-rotación.

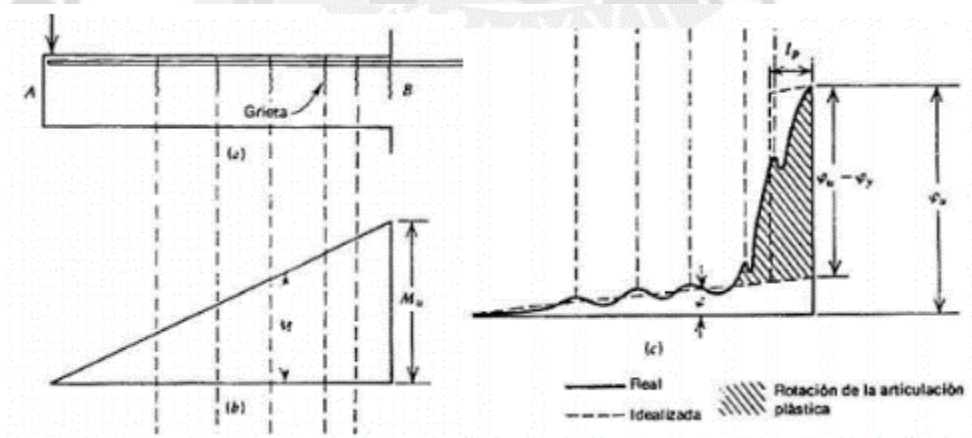


Figura 2.15 – Longitud de Plasticidad en Vigas

- Columnas: Asmat Garaycochea, Christian (2016) En el caso de las columnas al tener una mayor tendencia a recibir esfuerzos bajo acciones sísmicas deben considerarse valores más altos de longitud de rotulas plásticas que las vigas, cuyos rangos varían entre $L_p = 0.60d - 0.85d$

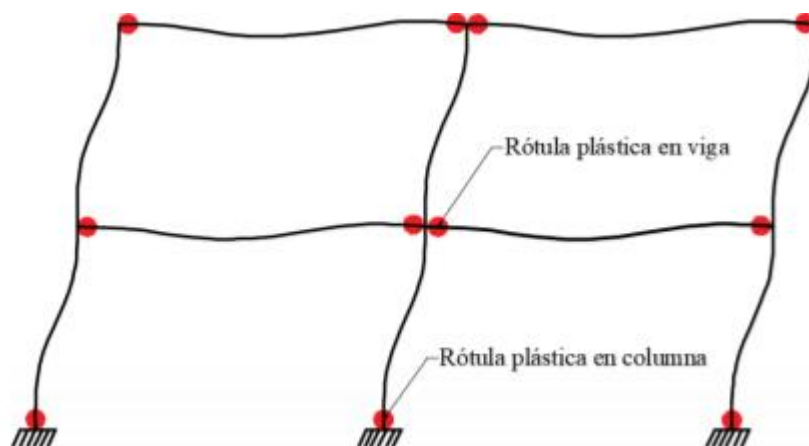


Figura 2.16 – Visualización de Rótulas Plásticas en Pórtico

- Muros de corte: Su comportamiento principal frente a cargas laterales son esfuerzos de tracción por flexión adicionales a sus esfuerzos por corte. Dependen de su relación altura-longitud. Para el caso de muros esbeltos ($H/L > 2$) estos se comportan similares a vigas en voladizo empotradas en su base depende de la relación altura-longitud, es por eso que se presenta una alta concentración de esfuerzos debidos a momento en una altura cercana a la base, donde debe considerarse una rótula plástica. Para este tipo de casos el espesor tiene un rol importante por los efectos de fuerza cortante y esbeltez.

Según Choque & Luque (2019) En un muro bajo ($H/L < 2$) puede presentarse la falla por deslizamiento, dada la mínima carga axial existente, y la falla por cortante o tracción diagonal. La falla por flexión es muy rara puesto que el muro no toma momentos importantes, dado que antes de que esto ocurra la cimentación habrá girado controlando el momento que pueda llegar al muro.

De acuerdo de resultados obtenidos por Asmat (2016), de acuerdo a valores aproximados las longitudes de plasticidad se encontrarían en los rangos de $0.6d$ a $1.00d$ para muros bajos y 0.45 a $0.70d$ para muros largos.

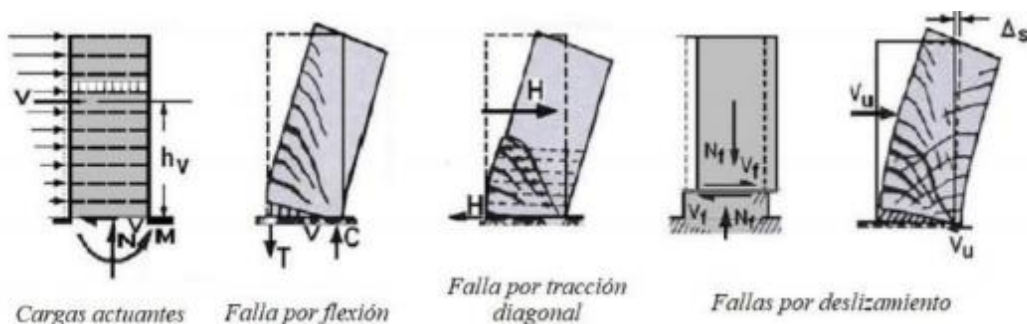


Figura 2.17 – Mecanismos de Rotura en Muros de Concreto Armado

2.3.8. Método del Espectro de Capacidad

Aguiar, R. (2003) Este método consiste en la linealización de la curva de capacidad obtenida del análisis Pushover para poder hallar los desplazamientos máximos en un sistema no lineal idealizados en un sistema lineal.

Para ello los datos obtenidos de la curva de capacidad son transformados a un formato ADRS de pseudoaceleraciones, y que con la representación bilineal mencionada anteriormente el espectro de Capacidad quedaría de la siguiente forma:

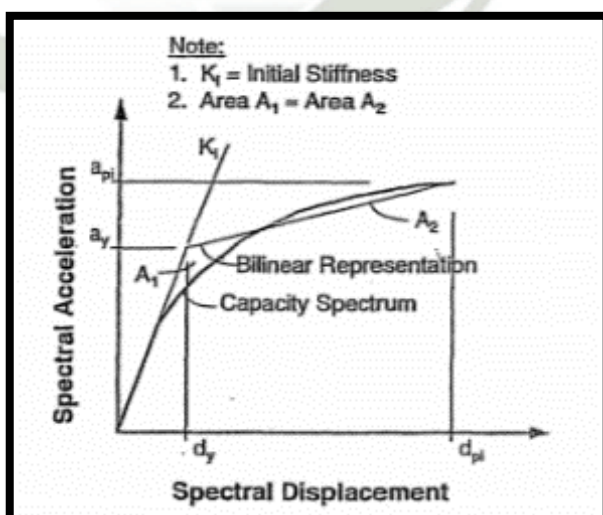


Figura 2.18 – Representación Bilineal de la curva de Capacidad

Es con ayuda de esta representación que podremos obtener los valores del amortiguamiento efectivo (área que encierra el espectro de capacidad), y el punto de desempeño (intersección entre el espectro de demanda y espectro de capacidad).

2.3.8.1. Conversión de la Curva de capacidad en espectro de Capacidad

Una vez graficada la curva de capacidad, debe realizarse una transformación de unidades convirtiendo a un formato ADSR (Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento), ya que esta se encuentra en valores referidos al cortante basal y desplazamiento lateral en el punto de control.

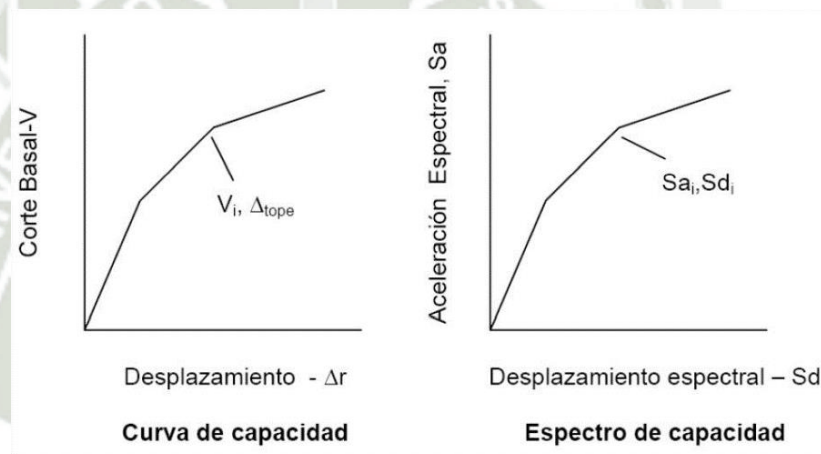


Figura 2.19 – Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad.

La conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad se logra a través de la aplicación de las ecuaciones de dinámica de estructuras, para obtener pseudo aceleraciones Sa y pseudo desplazamientos Sd .

En el análisis dinámico modal espectral se definen los modos de vibración ϕ_i , para cada modo de vibración existirá un coeficiente denominado factor de participación modal (PF_i) y además existirá un factor asociado a la masa que participa en cada modo llamado coeficiente de participación de masa modal (α_i).

Para el desarrollo de la curva de capacidad se definió que el modo característico de la estructura sería el modo 1 ya que el mismo representa el modo fundamental de la estructura.

Las ecuaciones para convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad son las siguientes:

$$\text{Aceleración espectral: } S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$\text{Desplazamiento espectral: } S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1 \phi_{tope,1}}$$

Donde:

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

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

Donde:

PF_1 : Factor de participación sísmica del modo natural 1

α_1 = Coeficiente de masa modal para el modo natural 1

w_i / g = masa asignada al nivel i

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

N = nivel N, correspondiente al más alto de la estructura

W = peso de la estructura considerado para el cálculo de la curva de capacidad

Δ_{tope} = desplazamiento lateral en el techo, obtenido los resultados de la curva de capacidad (para cada valor de corte basal V)

2.3.8.2. Representación bilineal del espectro de capacidad

Para realizar la bilinealización del espectro de capacidad, debe de trazarse una línea recta en dirección de la pendiente de la rigidez inicial de la estructura; luego se

traza una segunda línea teniendo como origen el punto de desempeño tentativo a_{pi}, p_i , de manera cuando se realice la intersección de ambas líneas en el punto a_y, d_y , las áreas A_1 y A_2 deben igualarse gráficamente tratando de obtener una compensación de energías.

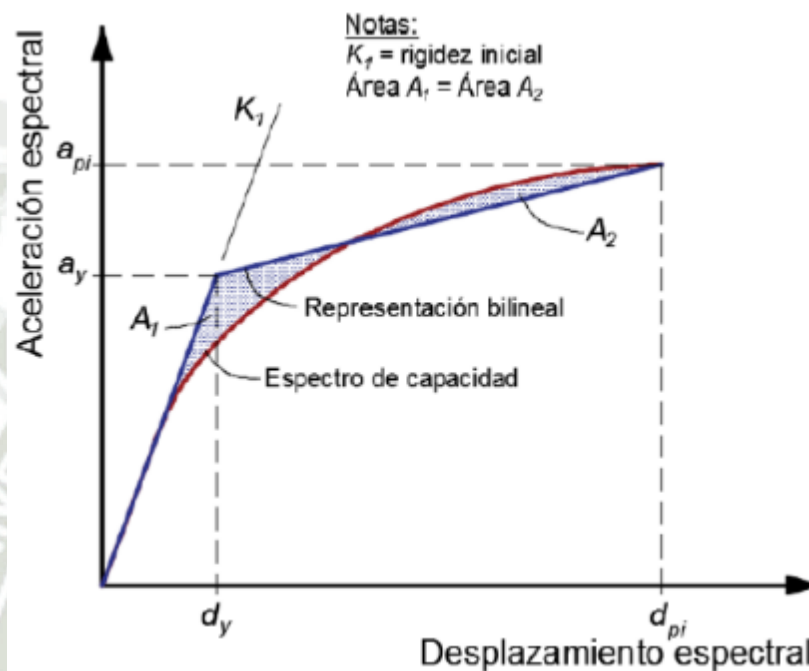


Figura 2.20 – Compensación de Energía en el Espectro de Capacidad

2.3.8.3. Espectro de Demanda

Safina Melone, Salvador (2003) El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudo espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

2.3.8.3.1. Conversión del Espectro de demanda sísmica

El método de conversión del espectro de capacidad tiene el objetivo de encontrar un punto en el espectro de capacidad de la estructura que coincidan con un espectro de respuesta de demanda definido reducido por efectos no lineales. Este punto

se denomina punto de desempeño y representa el estado donde el desempeño sísmico de la estructura es igual a la demanda sísmica asignada por un movimiento sísmico dado.

El espectro de demanda está representado por un espectro definido de acuerdo al sismo en investigación. Este espectro tiene un periodo de retorno y aceleración dependiendo del nivel de amenaza sísmica determinado.

El espectro de respuestas que representa la demanda debe mostrarse en formato ADRS. Al momento de convertir el espectro de respuesta estándar con valores S_{ai} , T_i a su forma equivalente S_{ai} , S_{di} , cada desplazamiento espectral S_{di} en función de T_i debe determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$S_{di} = \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 S_{ai} g$$

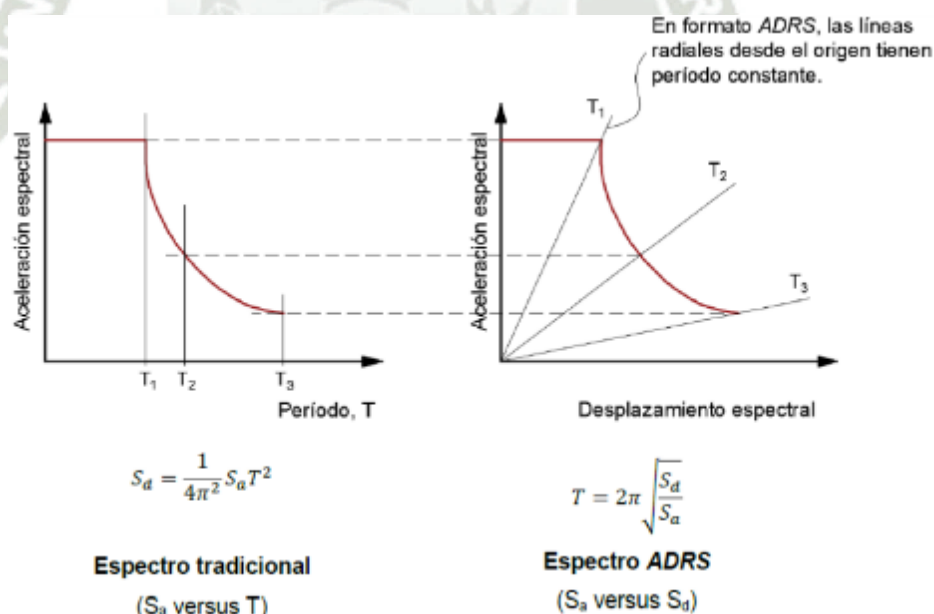


Figura 2.21 – Conversión de Unidades del Espectro de Demanda a ADRS

2.3.8.4. Intersección de Espectro de Capacidad con Espectro de demanda

El punto determinado donde el espectro de capacidad y el espectro de demanda coinciden se obtiene por medio de un proceso iterativo, en el cual se aplica un 5% de

amortiguamiento viscoso proveniente de la estructura más un amortiguamiento originado por la pérdida de rigidez en el rango inelástico los cuales van generando una reducción sucesiva del espectro de demanda de acuerdo a la disipación histerética de energía bajo el espectro de capacidad.

La determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por estos factor de reducción, que toman en cuenta de manera compatible la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad está en un rango del 5% con respecto al punto de desempeño tentativo, esto es, $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$, este punto se convierte en el punto de desempeño. Si esta intersección no tiene la tolerancia aceptable, se debe elegir un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y comenzar de nuevo el proceso. El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el movimiento del terreno definido como demanda.

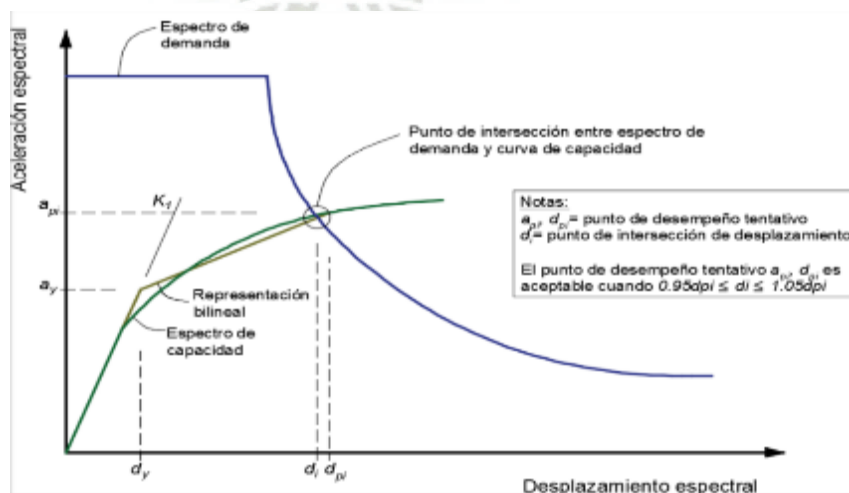


Figura 2.22 – Intersección del Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda

2.3.9. *Procedimiento Propuesto por el FEMA 440*

Según el ATC-40, de acuerdo al método del espectro de capacidad, en este procedimiento parte de llevar una relación entre la fuerza aplicada a la estructura que genera un desplazamiento de este, donde el amortiguamiento equivalente está representado por el área total bajo la curva de capacidad, y su periodo equivalente T_{eq} , es representado por la secante que interseca con la curva de capacidad previamente reducida por el valor del amortiguamiento equivalente.

Dado que el desplazamiento inelástico es un valor dependiente tanto del periodo equivalente como del amortiguamiento efectivo es necesario llegar a su resultado mediante un proceso iterativo; de acuerdo al ATC-40 da valores límite que son referenciados de acuerdo a la degradación de la resistencia y la rigidez. De acuerdo al FEMA 440 se tiene un procedimiento denominado Linealización Equivalente Mejorada (Improved Procedures for Equivalent Linearization Cap. 6), que es un procedimiento modificado del anterior Método del Espectro de Capacidad del ATC-40. Este proceso de bilinealización tiene la intención de representar los valores no lineales de desplazamiento del sistema en un sistema lineal equivalente, utilizando el periodo efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} , los cuales se encuentran en función de las propiedades que tenga la curva de capacidad, el amortiguamiento, periodo inicial y la ductilidad del sistema μ .

Se mantiene el procedimiento de manera similar al del ATC-40 haciendo que el espectro de demanda coincida con el espectro de capacidad, obteniendo la intersección de estas dos funciones. Este procedimiento se obtiene de manera iterativa ya que la ductilidad es un valor que se encuentra dentro de los cálculos de periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} .

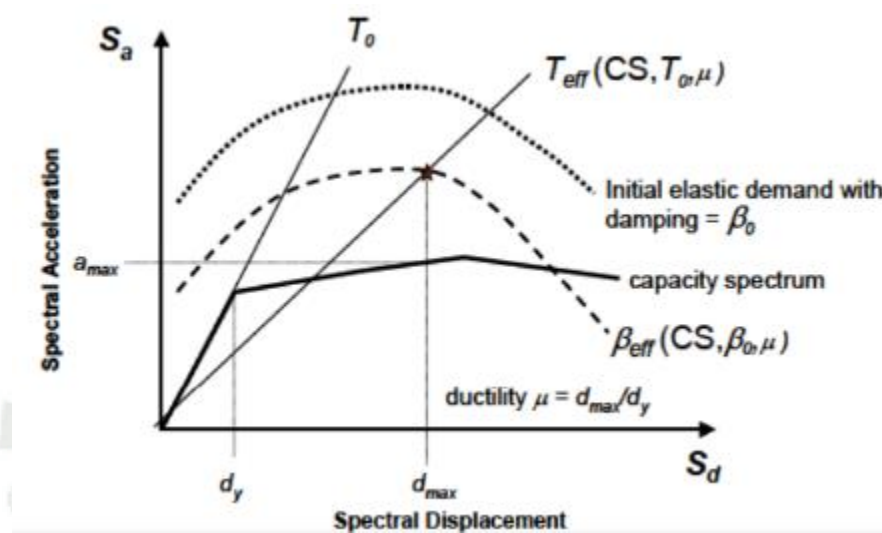


Figura 2.23 – Método del Espectro de Capacidad Propuesto por el FEMA 440

- **Amortiguamiento Efectivo:** El cálculo del amortiguamiento efectivo es dependiente de la ductilidad global del sistema, representado como un valor proporcional del amortiguamiento crítico adicional al amortiguamiento equivalente, donde β_{eff} se calcula con las siguientes ecuaciones:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$

Para $\mu \geq 6.5$: $\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$

μ = ductilidad

Estas expresiones son aplicables para todos los modelos histeréticos.

- **Periodo Efectivo:** Al igual que el amortiguamiento efectivo, el cálculo del periodo efectivo es dependiente de la ductilidad global de la estructura, representado como un valor proporcional del periodo equivalente. T_{eff} se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad T_{\text{eff}} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad T_{\text{eff}} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\text{Para } \mu \geq 6.5: \quad T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Estas expresiones aplican sólo para $T_0 = 0.2$ a 2 seg.

2.3.9.1. Método del Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento

Modificado (MADRS)

De acuerdo al ATC-40, el método del Espectro de Capacidad emplea el período secante como se usa el periodo efectivo para hallar el punto de desplazamiento máximo, es decir el punto máximo donde ocurre la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda (punto de desempeño) calculado en un formato ADRS, logrando tener una herramienta gráfica que permite tener una comparación entre la curva de capacidad y curva demanda; sin embargo, se han propuesto estrategias para poder calcular una linealización equivalente, creando una curva de demanda modificada (MADRS) la cual interseca la curva de capacidad en el punto de su desplazamiento máximo.

Aplicando las fórmulas de periodo y amortiguamiento efectivo, logramos obtener una línea radial respectiva del periodo efectivo que interseca con el espectro de demanda ya reducido por el amortiguamiento efectivo como se muestra en la siguiente figura:

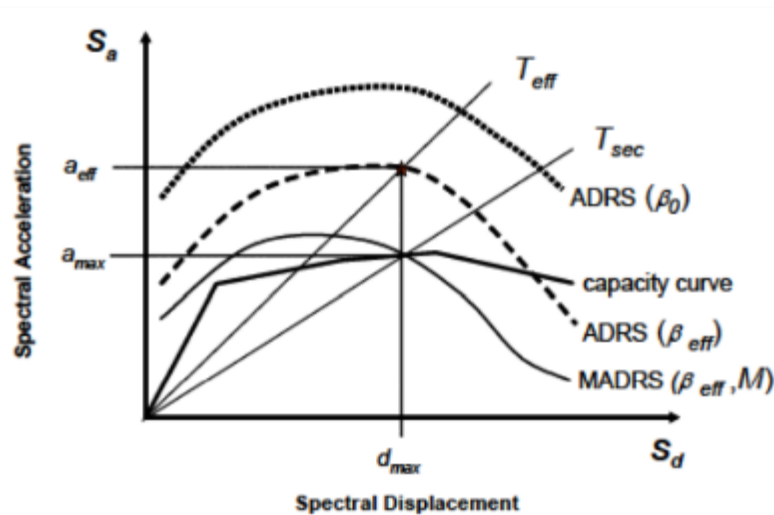


Figura 2.24 – Método de Pseudoaceleraciones y Pseudodesplazamientos Modificado

De acuerdo a la imagen, se puede ver que el periodo efectivo T_{eff} que se obtiene del procedimiento modificado es más corto que el periodo T_{sec} que interseca con la curva de capacidad, correspondiendo este a su desplazamiento máximo d_{max} y la aceleración máxima a_{max} viene a ser la aceleración real del sistema.

Multiplicando el factor de modificación M proveniente de la división de las aceleraciones efectiva y máxima con el valor del amortiguamiento efectivo β_{eff} , se llega a obtener nuestra curva de capacidad modificada (MADRS), cuya función interseca con el espectro de capacidad obteniendo el punto de desempeño. El factor M se calcula con la siguiente fórmula:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Los valores de aceleración se encuentran en función de los periodos correspondientes, se obtiene la siguiente ecuación:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

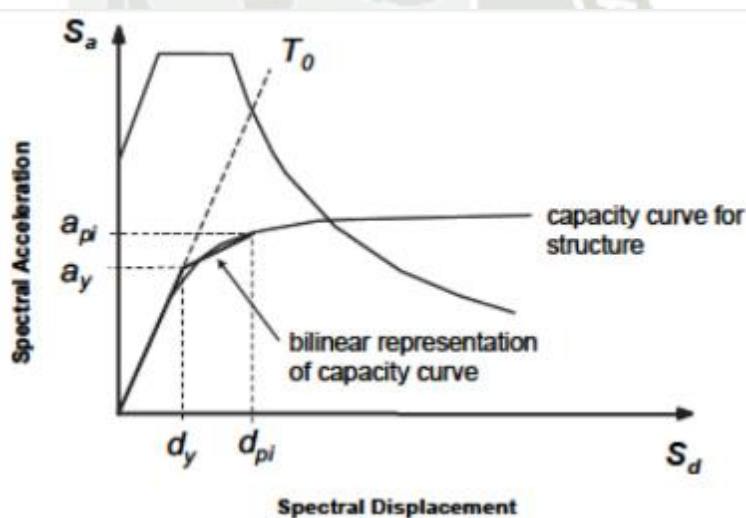
$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

Para la reducción del espectro de respuesta inicial, esta función es afectada por un factor B , donde la ordenada espectral reducida será igual a la ordenada espectral inicial dividida entre este factor B , como se expone a continuación:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Donde:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)}$$



**Figura 2.25 – Proyección del Periodo Secante con el Espectro de Demanda
Procedimiento**

Como los valores del periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} son funciones de la demanda de ductilidad, es necesario un procedimiento iterativo o gráfico para dicha solución.

1. Tomar un espectro de respuesta inicial con las características del terreno en estudio con un amortiguamiento inicial de 5%.
2. Transformar el espectro al formato ADRS para obtener el espectro de demanda inicial.
3. A través del análisis obtener la función para graficar la curva de capacidad de la estructura para transformarla a formato ADRS.
4. Seleccionar un punto tentativo de desempeño inicial (máxima aceleración a_{pi} y desplazamiento d_{pi}).
5. Graficar por medio del procedimiento de bilinealización del ATC-40 el espectro de capacidad, obteniendo los valores de T_0 , desplazamiento cedente d_y , y aceleración cedente a_y .
6. Para la representación bilineal, determinar los valores de la rigidez post-elástica α y ductilidad μ aplicando las siguientes fórmulas:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

7. Con los valores de rigidez post elástica y ductilidad, determinar los valores de amortiguamiento efectivo β_{eff} y período efectivo T_{eff} .
8. Realizar la reducción del espectro de respuesta inicial con el uso del amortiguamiento efectivo β_{eff} .
9. Multiplicar el factor de modificación M por el valor de aceleración de demanda afectada por el amortiguamiento efectivo β_{eff} , el cual es hallado con T_{eff} para generar el espectro de respuesta modificado aceleración-desplazamiento MADRS.

10. Generamos un tentativo punto de desempeño mediante la intersección del período secante T_{sec} , con la demanda MADRS.
11. Incrementar o disminuir el punto de desempeño estimado con la intención de determinar una serie de posibles puntos.
12. Finalmente, el punto de desempeño real es aquel que interseque con el espectro de capacidad.

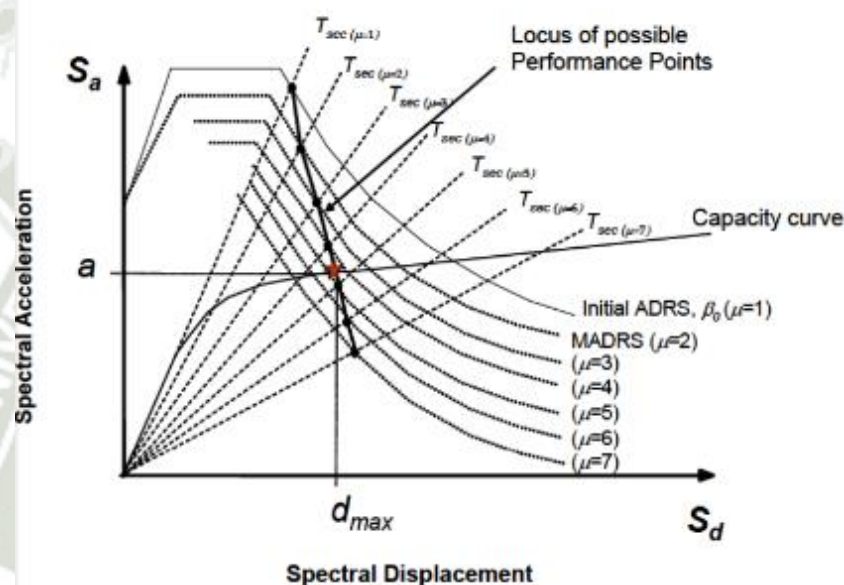


Figura 2.26 – Iteración Gráfica del Método de Pseudoaceleraciones y Pseudodesplazamientos Modificado

2.3.10. Desempeño Sísmico

2.3.10.1. Niveles de Sismo

Son grupos de eventos sísmicos que representan una amenaza sísmica determinada. Se tienen 3 niveles de Sismo propuestos por el ATC-40 los cuales son:

- **Sismo de Servicio (SE):** Se define como un sismo con el 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años con un periodo de retorno de 75 años, el cual representa los sismos frecuentes que puede soportar una estructura en su vida útil. Tiene una magnitud de 0.5 del Sismo de Diseño (SE)

- **Sismo de Diseño (DE):** Definido como un evento con el 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años con un periodo de retorno de 475 años, que representa un sismo ocasional que puede soportar una estructura en su vida útil.
- **Sismo Máximo (ME):** Se define como el nivel de sismo máximo que puede soportar una estructura. Es un evento con el 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 970 años. Tiene una magnitud de 1.25 a 1.5 del Sismo de Diseño (SE)

2.3.10.2. Diseño Sísmico Basado en el Desempeño

Podemos definir el diseño sísmico basado en el desempeño como la facultad de poder realizar diseños de estructuras sometido a fuerzas sísmicas obteniendo resultados de sus comportamientos de manera previsible y confiable.

Podríamos idealizar que estas edificaciones logren tener un resultado operacional luego de un evento sísmico fuerte, pero esto conllevaría a costos altos en el diseño; sin embargo, un evento sísmico fuerte que lleve a la edificación a un nivel de seguridad de vida puede que no sea tan llamativo para algunos inversionistas.

La manera de poder mapear el comportamiento de una estructura en un sismo determinado es evaluando el daño causado y las secuelas que esta pueda tener. No se exponen normativas actuales que puedan evaluar el desempeño de una edificación una vez que este se encuentre dañado; lo que realizan en realidad es buscar el cumplimiento de un diseño que sea respaldado con un registro histórico de sismos.

La clave para establecer cómo se comportará un edificio para un sismo determinado, es la de poder evaluar el daño que percibirá y sus secuelas. Los códigos actuales no evalúan el desempeño de un edificio luego del daño; en cambio, consiguen cumplimiento con un diseño que ha protegido históricamente las vidas en los sismos.

Es por ello el empleo de este tipo de evaluación, respaldando el diseño para casos en los que las edificaciones presenten irregularidades o hasta para un mayor nivel de desempeño como el control de daños.

2.3.10.3. Niveles de Desempeño

Estos niveles de desempeño están representados como parámetro de daño a la estructura y/o al usuario que lo ocupa, los cuales están enfocados en tres aspectos fundamentales:

- a. El daño físico de los elementos estructurales y no estructurales dentro del edificio.
- b. La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño.
- c. La funcionalidad del edificio posterior al sismo.

2.3.10.3.1. Niveles de Desempeño según el ATC-40

De acuerdo al ATC-40 se definen estos niveles de desempeño relacionando daños entre elementos estructurales y no estructurales, englobando todo el daño como un estado de daño definitivo y como esta estructura completa se comporta estructuralmente.

- **Operacional (1-A):** Como indica el nombre de este nivel, una vez afectada la estructura por un sismo, su estado de daño será limitado, es decir que no tendrá mayor daño en los componentes estructurales y tendrá la posibilidad de tener ocupación con ligeras reparaciones tanto en elementos estructurales y no estructurales, sin riesgo en la funcionalidad del edificio.

- **Ocupación Inmediata (1-B):** De acuerdo al análisis se determina el mantener la ocupación del edificio, considerando la restricción de algunos ambientes por algún daño sufrido.
- **Seguridad de Vida (3-C):** De acuerdo a los parámetros de niveles de desempeño, este es el nivel esperado para un diseño sísmico convencional, donde no se presenta una amenaza a la seguridad de vida por algún daño estructural y no estructural.
- **Estabilidad Estructural (5-E):** Este nivel de desempeño se considera la resistencia de cargas laterales en un estado límite y con una alta posibilidad al colapso con algún otro evento sísmico, sin embargo, aún presenta resistencia de las cargas de gravedad. La ocupación de los usuarios del edificio no es posible ya que existe un alto nivel de daños en los elementos estructurales, y se sugiere desalojar y en otros casos demoler la edificación.

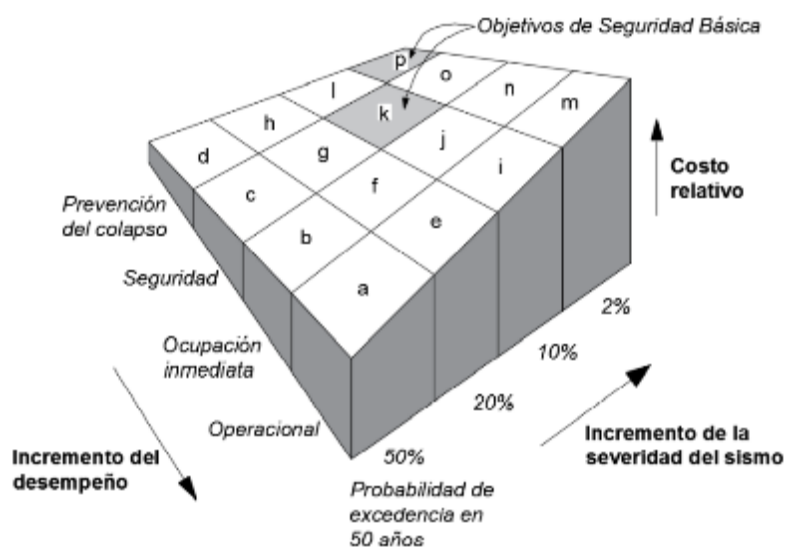


Figura 2.27 – Gráfico comparativo entre Niveles de Desempeño vs. Niveles de Sismo

CAPITULO III

3. METODOLOGÍA

3.1. Marco metodológico

3.1.1. *Diseño de la investigación*

El enfoque de la investigación es cuantitativo, puesto que al finalizar se procesarán los datos obtenidos para alcanzar conclusiones a partir del análisis de los mismos. El diseño es de nivel experimental, ya que se realizará un análisis comparativo antes y después de la manipulación de la deriva máxima y poder ver la evolución del desempeño sísmico de la estructura en base a los resultados del modelamiento y a su vez obtener un análisis comparativo de sus costos de ejecución. Por último, esta investigación tiene propósito aplicativo ya que se caracteriza por su interés en la aplicación de los conocimientos teóricos a determinada situación concreta.

3.2. Recolección de datos

3.2.1. *Técnicas de Recolección de Datos*

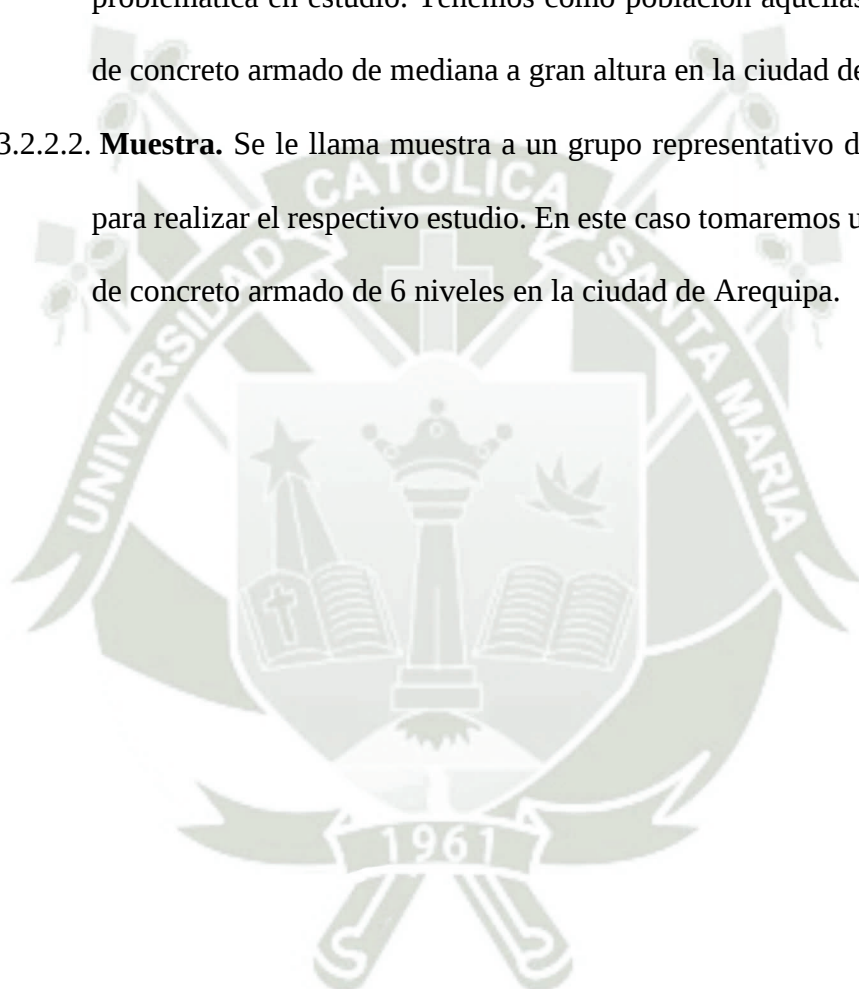
3.2.1.1. **Fuente Primaria.** Experimentación: Esta investigación recopilará la información de forma directa durante el desarrollo del diseño, de modo que las condiciones de las variables modifican dichos resultados; En esta prueba existe un control directo sobre un factor que se va a analizar.

3.2.1.2. **Fuente Secundaria.** Por medio de la revisión de archivos, documentos, artículos, tesis, libros, revistas indexadas, entre otros de manera indirecta.

3.2.2. *Población y muestra*

3.2.2.1. **Población.** Entendemos como población como el universo afectado por la problemática en estudio. Tenemos como población aquellas edificaciones de concreto armado de mediana a gran altura en la ciudad de Arequipa.

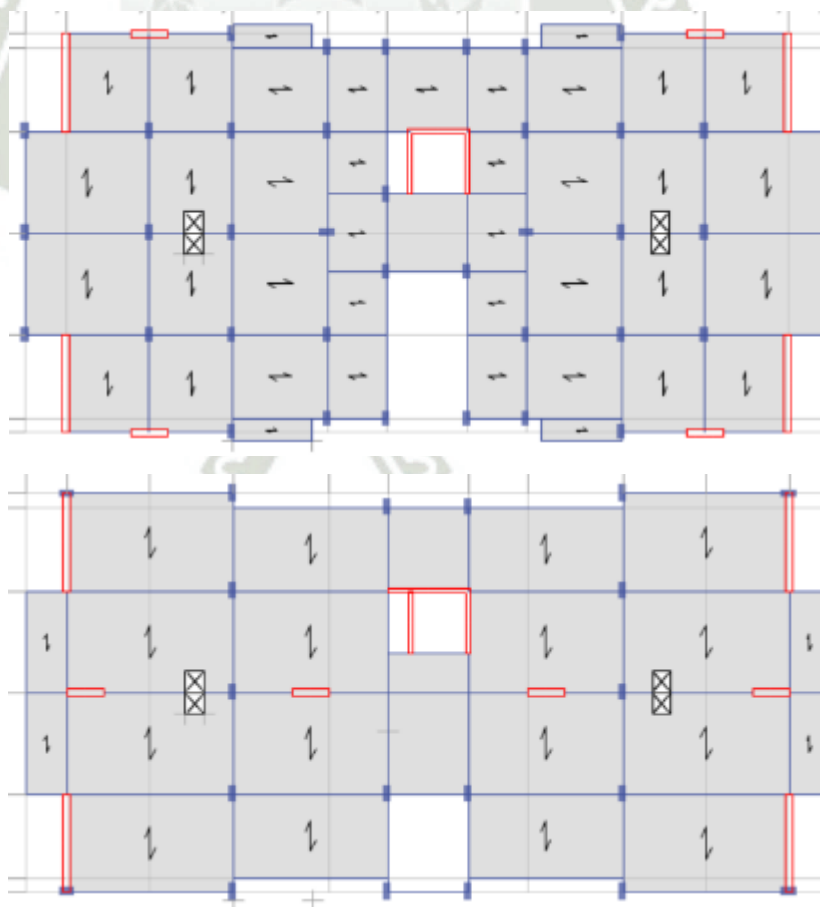
3.2.2.2. **Muestra.** Se le llama muestra a un grupo representativo de la población para realizar el respectivo estudio. En este caso tomaremos una edificación de concreto armado de 6 niveles en la ciudad de Arequipa.



CAPITULO IV

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO SEGÚN LA NORMA E.030

4.1. Estructuración



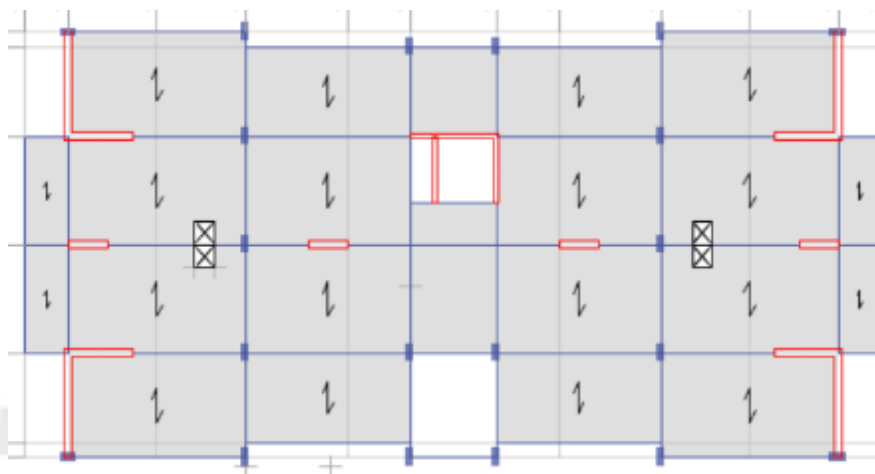


Figura 4.1 – Distribuciones previas de elementos estructurales

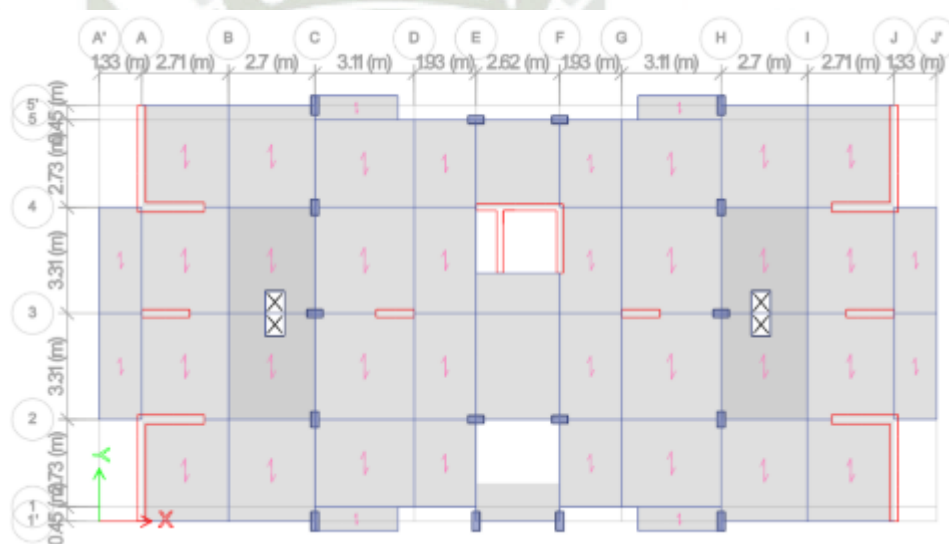


Figura 4.2 – Distribución de elementos estructurales en planta típica

4.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento de elementos estructurales como vigas, columnas, losas y placas se realiza teniendo en cuenta los criterios dados por el Ing. Antonio Blanco en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

4.2.1. Losas aligeradas

Una vez que se ha definido la estructura, las losas se deben orientar, de preferencia, en el sentido más corto del paño, es decir en el de menor longitud. Blanco Blasco recomienda un peralte de 17cm para luces menores a 4.00 m. En este caso, la

mayor longitud de paño se presenta entre los ejes 2-3 y 3-4, es igual a 3.31 m. Por razones constructivas optaremos por un peralte de 20cm.

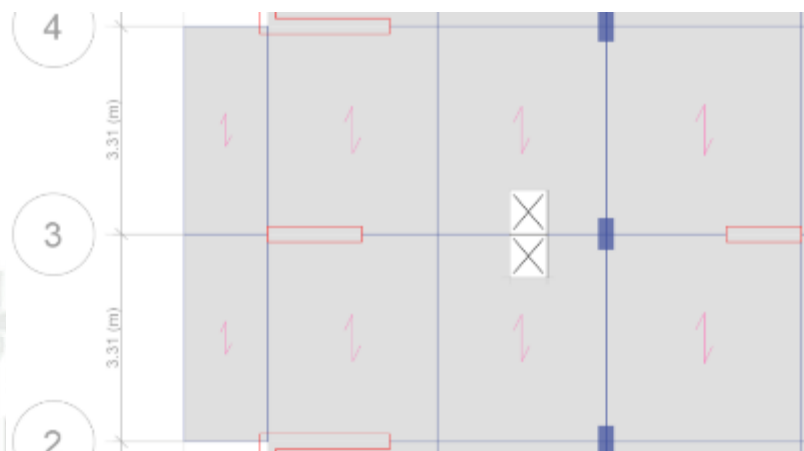


Figura 4.3 – Luces máximas para cada paño $h=0.20m$

4.2.2. Columnas

El predimensionamiento de columnas se realizó de acuerdo a la ubicación de la columna. Se ha asumido una sobrecarga de 1.25 Tonf/m².

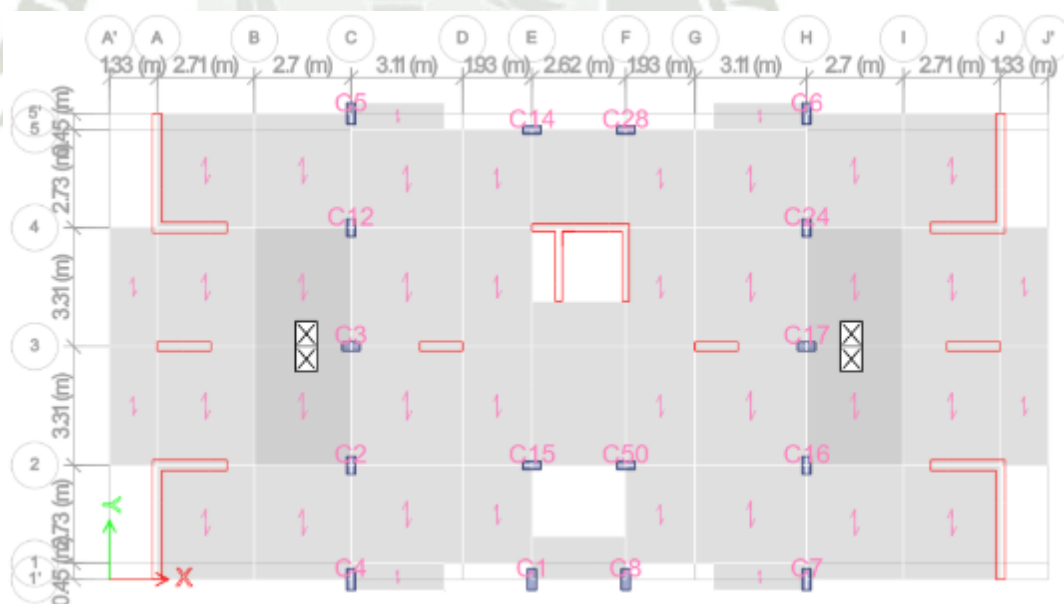


Figura 4.4 – Ubicación de columnas y nomenclatura

Se aplican las fórmulas de acuerdo a la ubicación de las columnas, ya sean estas exteriores o interiores.

- Para columna exterior

$$A_{ce} = \frac{\text{Carga axial total en la columna}}{f'_c * 0.35}$$

Tabla 4.1 – Predimensionamiento de columnas exteriores

Columna	Área	Área	Lado (cm)
	Tributaria (m2)	columna (cm2)	
C14	5.25	492.86	22.20
C28	5.20	488.16	22.09
C4	9.45	887.14	29.78
C5	9.08	852.41	29.20
C6	9.08	852.41	29.20
C7	9.44	886.20	29.77
C1	4.89	459.06	21.43
C8	4.91	460.94	21.47

Fuente: Elaboración propia

Si se optasen por columnas cuadradas se deberían considerar un lado mínimo de entre 25 y 30 cm. Teniendo en cuenta que las columnas no solo estarán sometidas a cargas de gravedad, sino que también a la acción del sismo, consideraremos columnas de 25cm x 60cm y de 25cm x 50cm.

- Para columna interior

$$A_{ci} = \frac{\text{Carga axial total en la columna}}{f'_c * 0.45}$$

Tabla 4.2 – Predimensionamiento de columnas interiores

Columna	Área	Área	Lado (cm)
	Tributaria (m2)	columna (cm2)	
C2	10.10	737.46	27.16
C3	7.64	557.84	23.62
C12	9.11	665.17	25.79
C16	10.08	736.00	27.13

C17	8.31	606.76	24.63
C24	9.08	662.98	25.75
C15	9.05	660.79	25.71
C50	8.95	653.49	25.56

Fuente: Elaboración propia

De colocar columnas cuadradas estas debieran ser como mínimo de 25cm x 25cm y de 30cm x 30cm. De igual manera que para las columnas exteriores, se consideraran columnas rectangulares de 25cm x 50cm.

4.2.3. Placas

El predimensionamiento de placas se realiza asumiendo un cortante basal en ambas direcciones igual a 300 Tonf y un espesor de placas igual a 25cm.

$$L_{min} = 1.20 \text{ m}$$

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

$$L_x = \frac{V_x}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * 0.8}$$

$$L_y = \frac{V_y}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * 0.8}$$

$$\phi = 0.85$$

$$L_x = L_y = \frac{300 * 1000}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8} = 2.30 \text{ m}$$

Con la finalidad de controlar los desplazamientos de la edificación se consideraron en la estructuración longitudes de placa mayores a 2.30m en ambas direcciones.

4.2.4. Vigas

Según la norma E.060, una viga estructural debe tener una base mínima de 25cm. El peralte se determina con la siguiente formula:

$$h = \frac{\text{Luz libre}}{10@12}$$

En vista de que los paños son simétricos, se predimensionará la viga del paño con mayor longitud, es decir la más crítica.

$$h = \frac{5.41 \text{ m}}{11} = 0.49\text{m} \approx 0.50\text{m}$$

En función al predimensionamiento, se trabajarán con vigas de 25cm x 50cm.

4.3. Medrado de cargas

Para realizar el medrado de cargas es necesario remitir a la norma E.020 para seleccionar las cargas vivas según corresponda y obtener los valores de las cargas muertas.

Tabla 4.3 – Cargas vivas repartidas mínimas

Viviendas	Cargas repartidas (Kg _f /m ²)
Vivienda	200
Corredores y escaleras	200

Fuente: Adaptado de la Norma E.020 del RNE

Tabla 4.4 – Pesos unitarios

Materiales	Peso
Concreto armado	2400 Kg _f /m ³
Unidades de albañilería hueca	1350 Kg _f /m ³
Losa aligerada armada en una dirección h=020m	300 Kg _f /m ²
Piso terminado	100 Kg _f /m ²

Fuente: Adaptado de la Norma E.020 del RNE

4.3.1. Losas aligeradas

El metrado de este elemento se realiza por ancho de vigueta (0.40m). En la tabla se muestran los valores para carga muerta, viva y la primera combinación.

▪ Carga muerta

Tabla 4.5 – Metrado de cargas muertas para losa aligerada
Carga muerta (Tn/m)

Peso propio	0.12
Piso terminado	0.04
CM	0.16

Fuente: Elaboración propia

▪ Carga viva

Tabla 4.6 – Metrado de cargas vivas para losa aligerada
Carga viva (Tn/m)

s/c vivienda	0.08
CV_{vivienda}	0.08
s/c corredor y escalera	0.08
CV_{corredor}	0.08
s/c azotea	0.04
CV_{azotea}	0.04

Fuente: Elaboración propia

▪ Carga última: 1.4CM+1.7CV

Tabla 4.7 – Metrado de cargas últimas en losas aligeradas

Tipo de carga	CM	CV	Carga última (Tonf/m)
Vivienda	0.16	0.08	0.36
Corredor	0.16	0.08	0.36

Azotea	0.16	0.04	0.29
--------	------	------	------

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Losas macizas

Se trabajarán con losas macizas de 12cm de espesor, principalmente en la zona de circulación entre la escalera y el ascensor.

$$PP_{LM} = 2.4 * 0.12 = 0.29 \text{ Tn/m}^2$$

$$CM_{LM} = 0.39 \text{ Tn/m}^2$$

$$CV_{LM} = 0.20 \text{ Tn/m}^2$$

$$wu_{LM} = 0.89 \text{ Tn/m}^2$$

4.3.3. Columnas

Tabla 4.8 – Cargas Últimas Columnas (Deriva máx = 0.007)

Columna	Área Tributaria (m2)	Losa (Tonf)	Piso terminado (Tonf)	Peso propio (Tonf)	CM (Tonf)	CV (Tonf)	Carga Última (Tonf)
C2	10.10	18.18	6.06	5.40	29.64	12.12	62.10
C3	7.64	13.75	4.58	5.40	23.74	9.17	48.82
C12	9.11	16.40	5.47	5.40	27.26	10.93	56.75
C14	5.25	9.45	3.15	5.40	18.00	6.30	35.91
C16	10.08	18.14	6.05	5.40	29.59	12.10	61.99
C17	8.31	14.96	4.99	5.40	25.34	9.97	52.43
C24	9.08	16.34	5.45	5.40	27.19	10.90	56.59
C28	5.20	9.36	3.12	5.40	17.88	6.24	35.64
C15	9.05	16.29	5.43	5.40	27.12	10.86	56.43
C23	1.49	2.68	0.89	5.40	8.98	1.79	15.61
C35	1.58	2.84	0.95	5.40	9.19	1.90	16.09
C50	8.95	16.11	5.37	5.40	26.88	10.74	55.89
C51	1.47	2.65	0.88	5.40	8.93	1.76	15.50
C54	1.60	2.88	0.96	5.40	9.24	1.92	16.20
C4	9.45	17.01	5.67	5.40	28.08	11.34	58.59
C5	9.08	16.34	5.45	5.40	27.19	10.90	56.59
C6	9.08	16.34	5.45	5.40	27.19	10.90	56.59
C7	9.44	16.99	5.66	5.40	28.06	11.33	58.54
C1	4.89	8.80	2.93	5.40	17.14	5.87	33.97
C8	4.91	8.84	2.95	5.40	17.18	5.89	34.07

4.3.4. Placas

Metrado de Cargas Placa P-6

$$A_T = 15.015 \, m^2$$

$$Peso \, propio = 2.4 \, Tn/m^3 * 0.15 \, m * 1.50 \, m * 2.50 \, m = 1.35 \, Tn$$

$$Piso terminado = 0.1 \text{ Tn/m}^2$$

$$Peso aligerado = 0.3 \text{ Tn/m}^2 * 15.015 \text{ m}^2 = 4.51 \text{ Tn}$$

$$Peso vigas = 2.4 \text{ Tn/m}^3 * 0.25 \text{ m} * (1.23 \text{ m} * 0.20 \text{ m} + 1.84 \text{ m} * 0.50 \text{ m})$$

$$Peso vigas = 0.70 \text{ Tn}$$

$$CM_{Total} = 0.1 \text{ Tn/m}^2 + \frac{(1.35 \text{ Tn} + 4.51 \text{ Tn} + 0.70 \text{ Tn})}{15.015 \text{ m}^2} = 0.54 \text{ Tn/m}^2$$

$$CV_{Total} = 0.2 \text{ Tn/m}^2 \text{ (piso típico)}$$

$$CV_{Total} = 0.1 \text{ Tn/m}^2 \text{ (azotea)}$$

4.3.5. Vigas

$$Peso propio = 2.4 \text{ Tn/m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.50 \text{ m} = 0.30 \text{ Tn/m}$$

$$Tabiquería = 1.35 \text{ Tn/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 2.6 \text{ m} = 0.53 \text{ Tn/m}$$

$$wu_{viga peraltada} = 1.4 * (0.27 \text{ Tn/m} + 0.53 \text{ Tn/m}) = 1.12 \text{ Tn/m}$$

4.3.6. Vigas chatas

En la edificación hay presencia de tabiques paralelos al sentido del aligerado, por ello se han colocado vigas chatas que puedan cargar estos elementos.

$$PP_{VC} = 2.4 * 0.25 \text{ m} * 0.20 \text{ m} = 0.12 \text{ Tn/m}$$

$$Piso terminado = 0.1 * 0.25 = 0.025 \text{ Tn/m}$$

$$Tabiquería = 1.35 * 0.15 * 2.6 = 0.53 \text{ Tn/m}$$

$$CM_{VC} = 0.675 \text{ Tn/m}$$

$$CV_{VC} = 0.05 \text{ Tn/m}$$

$$wu_{VC} = 1.02 \text{ Tn/m}$$

4.4. Análisis sísmico

4.4.1. Zona

El proyecto en estudio se encuentra ubicado en la provincia de Arequipa, Distrito de Sachaca En el Anexo N°1 de la norma E.030 se especifican las zonas sísmicas correspondientes a cada lugar, el proyecto en desarrollo le pertenece a la zona 3 cuyo factor es:

$$Z = 0.35$$

4.4.2. Suelo y parámetros de sitio

Según el estudio de mecánica de suelos es de tipo intermedio S_2 , el factor S y los periodos T_p y T_L son los siguientes:

$$S = 1.15$$

$$T_p = 0.6$$

$$T_L = 2.0$$

4.4.3. Periodo y factor de amplificación sísmica

4.4.3.1.Periodo

La estructura está compuesta por pórticos reforzados con muros de corte en ambas direcciones, por ende, el coeficiente de estimación del periodo es $C_T = 60$, la altura total de la edificación $h_n = 18m$.

$$T = \frac{h_n}{C_T} = 0.30$$

4.4.3.2.Factor de amplificación sísmica

El periodo de la estructura es menor que el periodo que define la plataforma de C. Al ser $T < T_p$, entonces,

$$C = 2.5$$

4.5. Caracterización

4.5.1. Categoría

La norma E.030 categoriza las edificaciones como: temporales (D), comunes (C), importantes (B) y esenciales (A). Las viviendas multifamiliares se clasifican como edificaciones comunes.

4.5.2. Uso

Las edificaciones comunes presentan un factor de uso igual a:

$$U = 1.0$$

4.5.3. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica R_0

Inicialmente se ha considerado un sistema estructural de tipo dual que combina la acción de los pórticos y muros concreto armado. Posteriormente se verificará esta hipótesis.

$$R_{ox} = R_{oy} = 7$$

4.5.4. Irregularidad de la estructura y verificación de restricciones

4.5.4.1. Irregularidades en planta

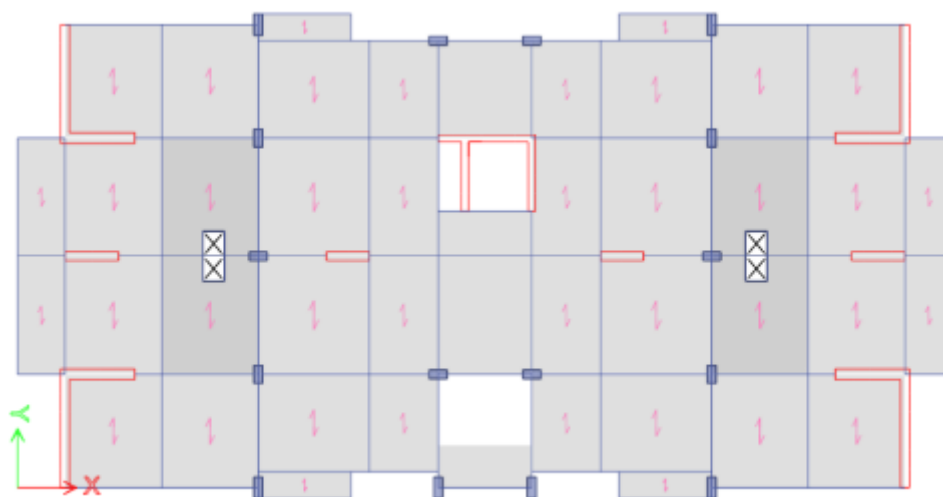


Figura 4.5 – Planta típica del 1er al 6to nivel (Deriva máx = 0.007)

▪ Torsional

Se hallan los desplazamientos relativos máximos de entrepiso Δ_{max} y se comparan con el promedio de los desplazamientos relativos.

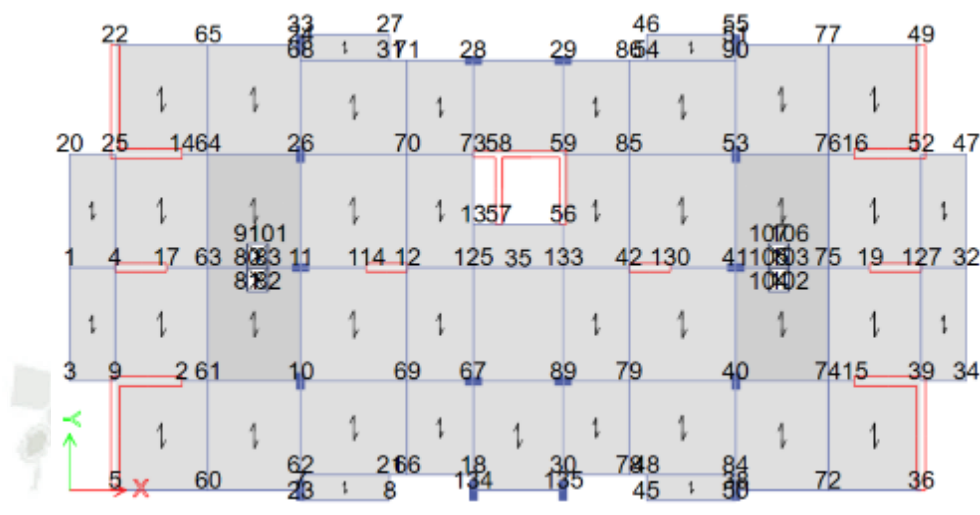


Figura 4.6 – Nodos Extremos (Deriva máx = 0.007)

Dirección X-X

Tabla 4.9 – Irregularidad torsional X-X (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Nodo	Desp. Relativo	1.3* Desp. Relativo	Presenta Irregularidad
6	5	0.0182	0.0217744	NO
	22	0.0153		
	36	0.0182		
	49	0.0153		
5	5	0.0148	0.0177106	NO
	22	0.0125		
	36	0.0148		
	49	0.0125		
4	5	0.0112	0.0134986	NO
	22	0.0096		
	36	0.0112		
	49	0.0096		
3	5	0.0075	0.0091065	NO
	22	0.0065		
	36	0.0075		
	49	0.0065		
2	5	0.0041	0.0049238	NO
	22	0.0035		
	36	0.0041		
	49	0.0035		

	5	0.0013		
1	22	0.0011	0.0015405	NO
	36	0.0013		
	49	0.0011		

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior,

$$\Delta_{max} < 1.3 * \Delta_{prom}$$

No presenta irregularidad torsional en la dirección X-X.

Dirección Y-Y

Tabla 4.10 – Irregularidad torsional Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Nodo	Desp. Relativo	1.3* Desp. Relativo	Presenta Irregularidad
	5	0.0150		
6	22	0.0150		
	36	0.0124	0.0178126	NO
	49	0.0124		
	5	0.0119		
5	22	0.0119	0.0140972	NO
	36	0.0098		
	49	0.0098		
	5	0.0088		
4	22	0.0088	0.0104111	NO
	36	0.0072		
	49	0.0072		
	5	0.0057		
3	22	0.0057	0.0068029	NO
	36	0.0047		
	49	0.0047		
	5	0.0030		
2	22	0.0030	0.0035731	NO
	36	0.0025		
	49	0.0025		
	5	0.0009		
1	22	0.0009	0.0011174	NO
	36	0.0008		
	49	0.0008		

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior,

$$\Delta_{max} < 1.3 * \Delta_{prom}$$

No presenta irregularidad torsional en la dirección Y-Y.

■ Esquinas entrantes

No presenta esquinas entrantes.

▪ Discontinuidad del diafragma

Los diafragmas no presentan discontinuidades.

▪ Sistemas no paralelos

Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos, por consiguiente, no se presentan irregularidades de este tipo.

4.5.4.2. Irregularidades en altura

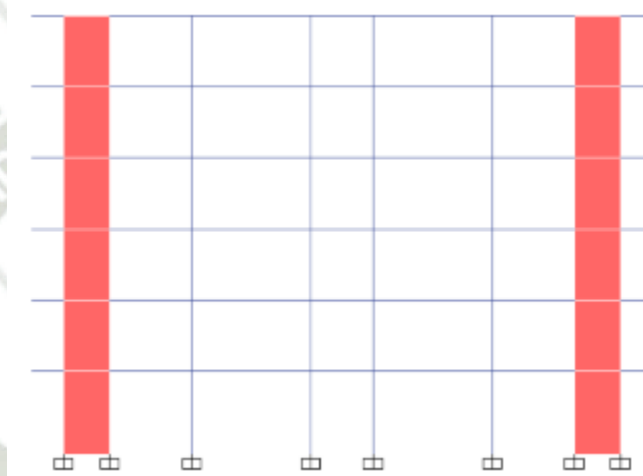


Figura 4.7 – Elevación típica (Deriva máx = 0.007)

▪ Piso blando

Se compara la rigidez lateral del entrepiso en estudio y el superior inmediato.

Si la rigidez lateral del entrepiso resulta menor al 70% de la rigidez lateral en el entrepiso superior entonces la estructura presenta irregularidad de piso blando.

Para el cálculo de la rigidez lateral se usan los valores del cortante por nivel y el desplazamiento del centro de masas en dicho nivel.

Dirección X-X

Tabla 4.11 – Rigidez lateral por piso X-X (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Vdin (Tonf)	DLcm (m)	Rigidez Lateral (Tonf)/m)	70% RL (Tonf)/m)	80% Promedio RL (T Tonf)/m)
6	81.97	0.0160	5121.12	3584.79	15838.55 6259.94
5	137.64	0.0130	10555.44	7388.81	

4	177.87	0.0100	17858.83	12501.18	
3	208.62	0.0067	30980.31	21686.22	29935.93
2	231.36	0.0036	63420.61	44394.43	
1	245.53	0.0011	214815.31		

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y-Y

Tabla 4.12 – Rigidez lateral por piso Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Vdin (Tonf)	DLcm (m)	Rigidez Lateral (Tonf/m)	70% RL (Tonf/m)	80% Promedio RL (Tonf/m)
6	83.93	0.0105	7975.25	5582.67	
5	140.45	0.0084	16733.59	11713.51	9955.49
4	179.76	0.0063	28624.14	20036.90	25480.86
3	211.07	0.0042	50195.48	35136.84	47962.55
2	234.61	0.0023	101039.92	70727.95	
1	250.97	0.0008	300203.35		

Fuente: Elaboración propia

La rigidez lateral en los entrepisos inferiores es mayor a la de los entrepisos superiores por lo que no se presentan irregularidades de rigidez.

▪ Piso débil

Se presenta cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es menor al 80% de la resistencia del entrepiso superior.

Tabla 4.13 – Irregularidad por piso débil X-X (Deriva máx = 0.007)

Dirección X-X		
Nivel	Vdin (Tonf)	80% Vdin (Tonf)
6	81.97	65.58
5	137.64	110.11
4	177.87	142.30
3	208.62	166.90
2	231.36	185.09
1	245.53	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.14 – Irregularidad por piso débil Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Dirección Y-Y		
Nivel	Vdin (Tonf))	80% Vdin (Tonf))
6	83.93	67.15
5	140.45	112.36
4	179.76	143.81
3	211.07	168.86
2	234.61	187.69
1	250.97	

Fuente: Elaboración propia

▪ **Irregularidad de masa o peso**

Se presenta cuando el peso de un nivel supera en 50% al peso de un nivel adyacente.

Tabla 4.15 – Verificación irregularidad de masa (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Peso (Tonf))	1.5*Peso (Tonf))
6	363.59	545.39
5	362.66	543.99
4	362.66	543.99
3	362.66	543.99
2	362.66	543.99
1	362.66	543.99

Fuente: Elaboración propia

No presenta irregularidad de masa o peso.

▪ **Irregularidad geométrica vertical**

No presenta este tipo de irregularidad.

▪ **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

No presenta irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes.

4.5.4.3. Verificación de restricciones

Tabla 4.16 – Restricciones según zona

Zona	Categoría de la edificación	Restricciones
3 y 4	C	No se permiten irregularidades extremas.

Fuente: Adaptado de la Norma E.030

Al ser la arquitectura simétrica en ambos ejes, los factores de irregularidad se consideran iguales a 1.

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

4.5.5. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)

$$R = I_a * I_p * R_0$$

$$R = 1.00 * 1.00 * 7 = 7$$

4.6. Análisis estructural

4.6.1. Peso de la edificación

Según el artículo 23 de la Norma E-030, se debe considerar el 25% de la sobrecarga, puesto que la edificación es de tipo común.

Tabla 4.17 – Peso Total de la Edificación (Deriva máx = 0.007)

Nivel	CM acumulada (Tonf))	CM (Tonf))	CV acumulada (Tonf))	CV (Tonf))	Peso (Tonf))
6	348.28	348.28	61.27	61.27	363.59
5	695.69	347.41	122.28	61.01	362.66
4	1043.09	347.41	183.29	61.01	362.66
3	1390.50	347.41	244.31	61.01	362.66
2	1737.91	347.41	305.32	61.01	362.66
1	2085.32	347.41	366.33	61.01	362.66
		2085.32		366.33	2176.90

$$P = CM_{total} + 0.25 * s/c$$

$$P = 2176.90 Tn$$

4.6.2. Análisis estático

4.6.2.1.Fuerza cortante

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} P$$

Tabla 4.18 – Factores de la edificación

Factor	Valor
Z	0.35
U	1
C	2.5
S	1.15
P (Tonf)	2176.90

Fuente: Elaboración propia

4.6.2.2.Periodo fundamental

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

Donde:

h_n = altura de la edificación

C_T = coeficiente de estimación de periodo

$$C_T = 60$$

$$T_x = T_y = 0.30$$

4.6.2.3.Fuerza sísmica distribuida

La fuerza sísmica se distribuye en función del factor:

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k}$$

$$F_i = V * \alpha_i$$

Dirección X-X

Tabla 4.19 – Fuerzas sísmicas distribuidas X-X (Deriva máx = 0.007)

i	hi (m)	Pi (Tonf))	Pi*hi	α_i	Fi (Tonf))	Vi (Tonf))
6	18.00	363.59	6544.68	0.29	89.57	89.57
5	15.00	362.66	5439.93	0.24	74.45	164.02
4	12.00	362.66	4351.95	0.19	59.56	223.59
3	9.00	362.66	3263.96	0.14	44.67	268.26
2	6.00	362.66	2175.97	0.10	29.78	298.04
1	3.00	362.66	1087.99	0.05	14.89	312.93
				22864.48	1.00	312.93

Fuente: Elaboración propia

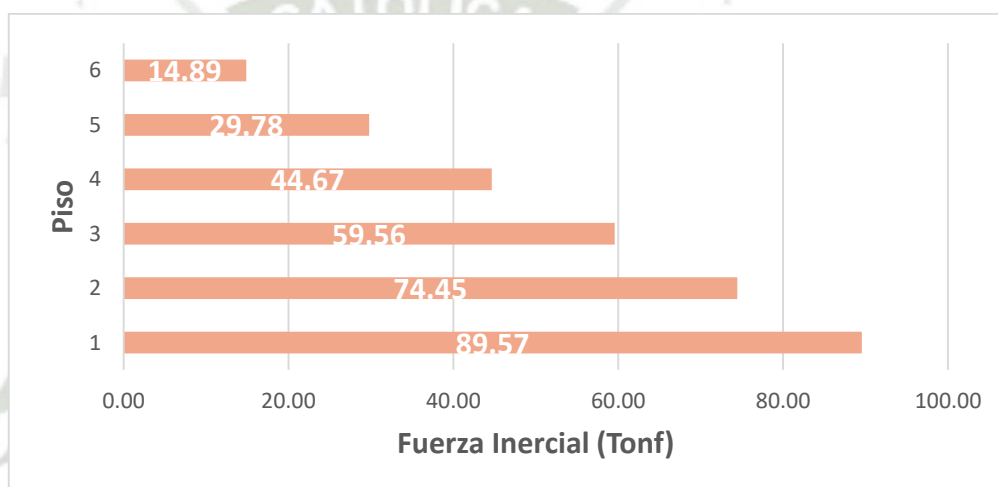


Figura 4.8 – Distribución del cortante estático en dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Dirección Y-Y

Tabla 4.20 – Fuerzas sísmicas distribuidas Y-Y (Deriva máx = 0.007)

i	hi (m)	Pi (Tonf))	Pi*hi	α_i	Fi (Tonf) Tonf))	Vi (Tonf))
6	18.00	363.59	6544.68	0.29	89.57	89.57
5	15.00	362.66	5439.93	0.24	74.45	164.02
4	12.00	362.66	4351.95	0.19	59.56	223.59
3	9.00	362.66	3263.96	0.14	44.67	268.26
2	6.00	362.66	2175.97	0.10	29.78	298.04
1	3.00	362.66	1087.99	0.05	14.89	312.93
				22864.48	1.00	312.93

Fuente: Elaboración propia

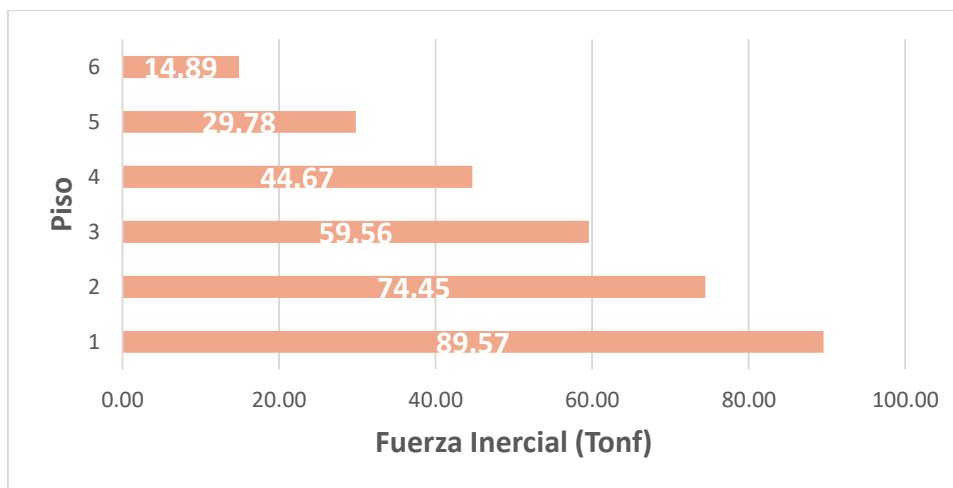


Figura 4.9 – Distribución del cortante estático en dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)

4.6.3. Análisis dinámico

4.6.3.1. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones

El cálculo de las aceleraciones se obtiene utilizando la formula a continuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

▪ Dirección X-X

Tabla 4.21 – Aceleraciones en función del periodo X-X (Deriva máx = 0.007)

T	C	Sa
0.05	2.500	1.410
0.10	2.500	1.410
0.15	2.500	1.410
0.20	2.500	1.410
0.25	2.500	1.410
0.30	2.500	1.410
0.35	2.500	1.410
0.40	2.500	1.410
0.45	2.500	1.410
0.50	2.500	1.410
0.55	2.500	1.410
0.60	2.500	1.410
0.65	2.308	1.302
0.70	2.143	1.209
0.75	2.000	1.128
0.80	1.875	1.058
0.85	1.765	0.995

T	C	Sa
0.90	1.667	0.940
0.95	1.579	0.891
1.00	1.500	0.846
1.05	1.429	0.806
1.10	1.364	0.769
1.15	1.304	0.736
1.20	1.250	0.705
1.25	1.200	0.677
1.30	1.154	0.651
1.35	1.111	0.627
1.40	1.071	0.604
1.45	1.034	0.584
1.50	1.000	0.564
1.55	0.968	0.546
1.60	0.938	0.529
1.65	0.909	0.513
1.70	0.882	0.498
1.75	0.857	0.483
1.80	0.833	0.470
1.85	0.811	0.457
1.90	0.789	0.445
1.95	0.769	0.434
2.00	0.750	0.423
2.05	0.714	0.403
2.10	0.680	0.384
2.15	0.649	0.366
2.20	0.620	0.350
2.25	0.593	0.334
2.30	0.567	0.320
2.35	0.543	0.306
2.40	0.521	0.294
2.45	0.500	0.282
2.50	0.480	0.271
2.55	0.461	0.260
2.60	0.444	0.250
2.65	0.427	0.241
2.70	0.412	0.232
2.75	0.397	0.224
2.80	0.383	0.216
2.85	0.369	0.208
2.90	0.357	0.201
2.95	0.345	0.194
3.00	0.333	0.188

Fuente: Elaboración propia

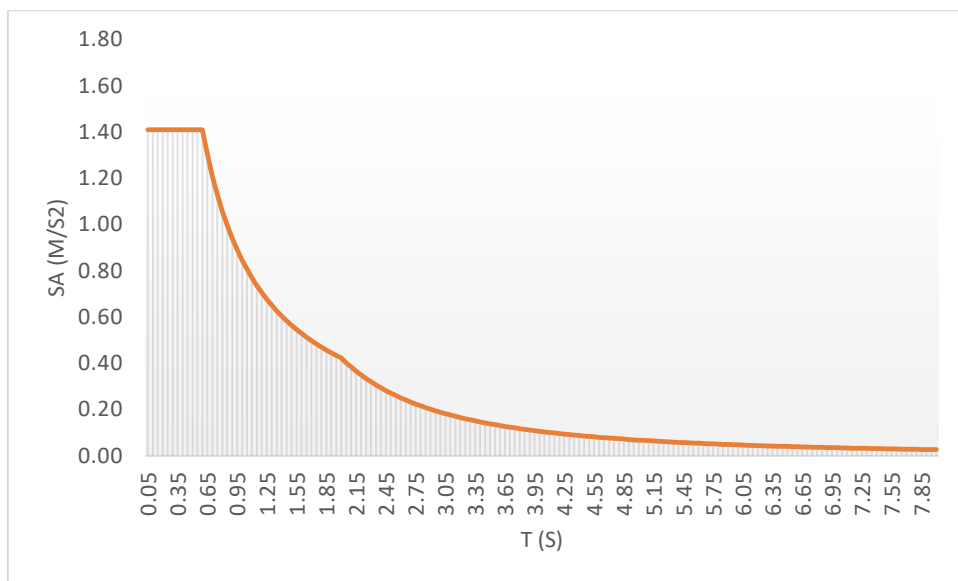


Figura 4.10 – Espectro de Respuesta X-X (Deriva máx = 0.007)

▪ **Dirección Y-Y**

Tabla 4.22 – Aceleraciones en función del periodo Y-Y (Deriva máx = 0.007)

T	C	Say
0.05	2.500	1.410
0.10	2.500	1.410
0.15	2.500	1.410
0.20	2.500	1.410
0.25	2.500	1.410
0.30	2.500	1.410
0.35	2.500	1.410
0.40	2.500	1.410
0.45	2.500	1.410
0.50	2.500	1.410
0.55	2.500	1.410
0.60	2.500	1.410
0.65	2.308	1.302
0.70	2.143	1.209
0.75	2.000	1.128
0.80	1.875	1.058
0.85	1.765	0.995
0.90	1.667	0.940
0.95	1.579	0.891
1.00	1.500	0.846
1.05	1.429	0.806
1.10	1.364	0.769
1.15	1.304	0.736
1.20	1.250	0.705

T	C	Say
1.25	1.200	0.677
1.30	1.154	0.651
1.35	1.111	0.627
1.40	1.071	0.604
1.45	1.034	0.584
1.50	1.000	0.564
1.55	0.968	0.546
1.60	0.938	0.529
1.65	0.909	0.513
1.70	0.882	0.498
1.75	0.857	0.483
1.80	0.833	0.470
1.85	0.811	0.457
1.90	0.789	0.445
1.95	0.769	0.434
2.00	0.750	0.423
2.05	0.714	0.403
2.10	0.680	0.384
2.15	0.649	0.366
2.20	0.620	0.350
2.25	0.593	0.334
2.30	0.567	0.320
2.35	0.543	0.306
2.40	0.521	0.294
2.45	0.500	0.282
2.50	0.480	0.271
2.55	0.461	0.260
2.60	0.444	0.250
2.65	0.427	0.241
2.70	0.412	0.232
2.75	0.397	0.224
2.80	0.383	0.216
2.85	0.369	0.208
2.90	0.357	0.201
2.95	0.345	0.194
3.00	0.333	0.188

Fuente: Elaboración propia

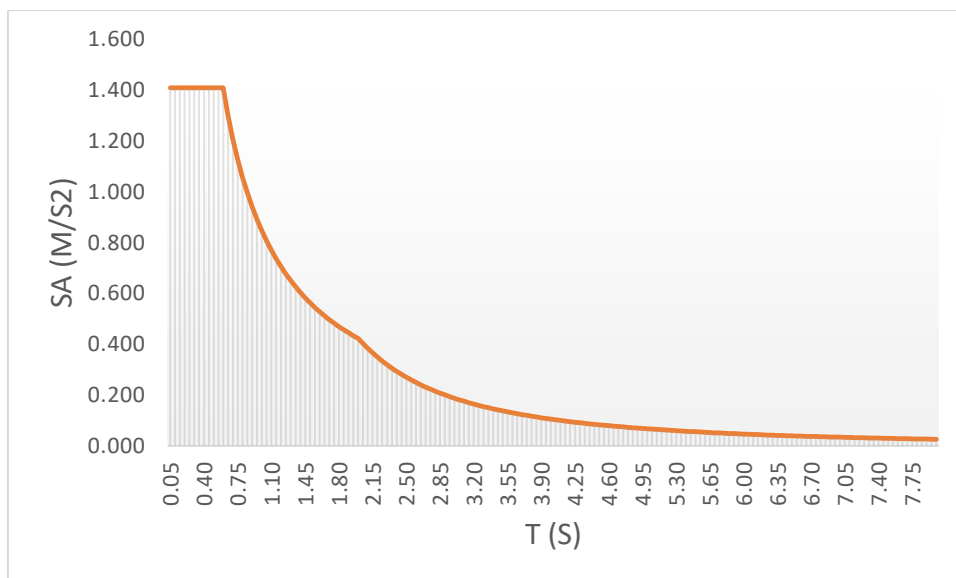


Figura 4.11 – Espectro de Respuesta Y-Y (Deriva máx = 0.007)

4.6.3.2. Respuesta máxima elástica esperada

La respuesta máxima puede ser estimada como la suma del 25% de la combinación modal Absoluta y el 75% de la combinación modal SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados).

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

4.6.3.3. Modos de vibración

Tabla 4.23 – Modos de Vibración de la Estructura (Deriva máx = 0.007)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0.57	0.71	0.00	0.71	0.00
2	0.47	0.00	0.69	0.71	0.70
3	0.43	0.01	0.00	0.72	0.70
4	0.14	0.17	0.00	0.89	0.70
5	0.11	0.00	0.19	0.89	0.89
6	0.09	0.00	0.00	0.89	0.89
7	0.06	0.06	0.00	0.95	0.90
8	0.05	0.00	0.06	0.95	0.96
9	0.04	0.00	0.00	0.95	0.96
10	0.04	0.03	0.00	0.98	0.96
11	0.03	0.00	0.03	0.98	0.99
12	0.02	0.02	0.00	0.99	0.99
13	0.02	0.00	0.00	0.99	0.99
14	0.02	0.00	0.01	0.99	1.00
15	0.02	0.01	0.00	1.00	1.00
16	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00
17	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00
18	0.01	0.00	0.00	1.00	1.00

▪ Primer modo

El primer modo de vibración corresponde a un movimiento de traslación en la dirección X-X.

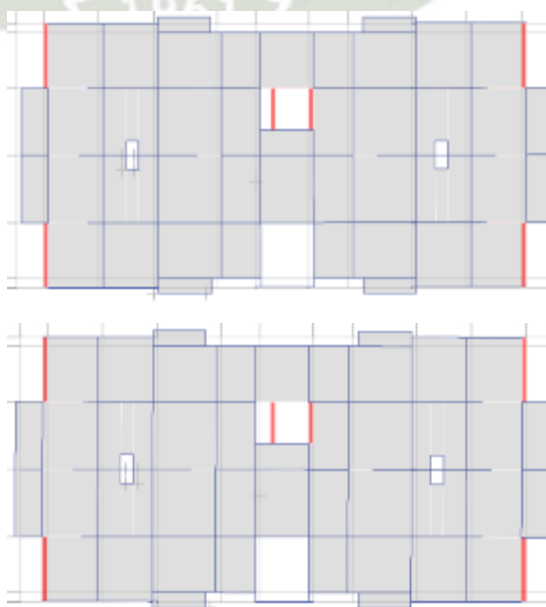


Figura 4.12 –Primer Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007)

▪ **Segundo modo**

El segundo modo de vibración también es traslacional en la dirección Y-Y, como se muestra en la figura.

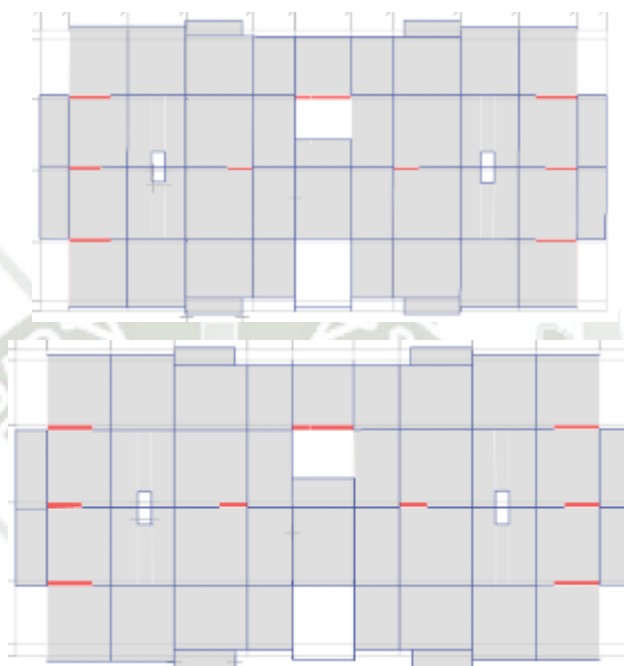


Figura 4.13 – Segundo Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007)

▪ **Tercer Modo**

El tercer modo es rotacional.



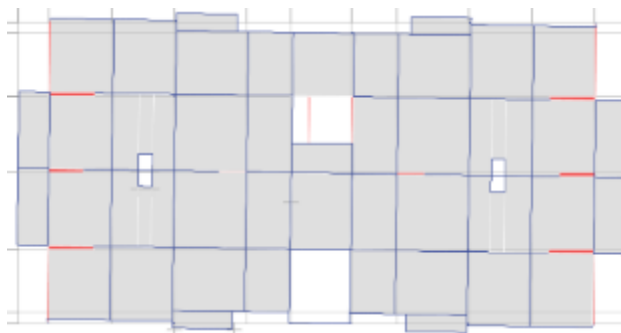


Figura 4.14 – Tercer Modo de Vibración (Deriva máx = 0.007)

4.7. Validación

4.7.1. Verificación de coeficiente de reducción

Inicialmente se asumió que el coeficiente de reducción R_o correspondía a un sistema dual de concreto armado, en esta etapa se procederá a verificar que esa hipótesis fue correcta.

Dirección X-X

Tabla 4.24 – Cortante en columnas X-X (Deriva máx = 0.007)

Elemento	V _x
C2	0.9961
C3	1.1793
C12	1.1235
C14	0.618
C16	0.996
C17	1.1883
C24	1.096
C28	0.6208
C15	0.7435
C50	0.7487
C4	0.7637
C5	0.7402
C6	0.7311
C7	0.7692
C1	0.776
C8	0.7763
V columnas (Tonf)	
=	13.87
V columnas (%) =	4.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.25 – Cortante en Placas X-X (Deriva máx = 0.007)

Elemento	V _x
P1	44.2666
P2	44.24
P3	43.7099
P4	44.8261
P5	51.532
P6	17.119
P7	15.3487
P8	15.8313
P9	17.1189
V placas (Tonf)) =	293.99
V placas (%) =	95.50

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y-Y

Tabla 4.26 – Cortante en columnas Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Elemento	V _y
C2	1.2811
C3	1.245
C12	1.2615
C14	1.064
C16	1.2693
C17	1.2289
C24	1.2443
C28	1.1113
C15	1.2621
C50	1.3136
C4	1.0989
C5	1.1026
C6	1.0928
C7	1.0919
C1	1.0968
C8	1.0947
V columnas (Tonf)) =	18.86
V columnas (%) =	6.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.27 – Cortante en Placas Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Elemento	Vy
P1	62.4883
P2	61.9166
P3	60.9987
P4	61.5663
P5	39.3199
P6	0.978
P7	0.3871
P8	0.3877
P9	0.9579
V placas (Tonf) =	289.00
V placas (%) =	93.87

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.28 – Cortante basal en columnas y placas (Deriva máx = 0.007)

Dirección	Fuerza (Tonf)		Porcentaje (%)		Total
	Columnas	Placas	Columnas	Placas	
Vex	13.87	293.99	4.50	95.50	100.00
Vey	18.86	289.00	6.13	93.87	100.00

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior podemos concluir que tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y el cortante es absorbido por los muros de corte en más del 70%, por lo que el sistema es de MUROS ESTRUCTURALES y no dual como se planteó inicialmente. Se sobreentiende que el factor R_o se asumirá igual a 6 en ambas direcciones.

4.7.2. Fuerza cortante mínima

Para validar el modelamiento de la estructura se debe corroborar que el cortante dinámico obtenido no sea menor que el 80% del cortante estático, ya que la estructura es regular.

Dirección X-X

Tabla 4.29 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Nivel	V din	V est
6	93.29	104.49
5	157.35	191.33
4	204.06	260.81
3	239.34	312.91
2	266.19	347.65
1	283.33	365.02

Nivel	Vdin/Vest	%
6	0.89	89.28
5	0.82	82.24
4	0.78	78.24
3	0.76	76.49
2	0.77	76.57
1	0.78	77.62

$$f_{xx} = 0.8 * \frac{V_{estx}}{V_{dinx}} = 1.031$$

Dirección Y-Y

Tabla 4.30 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Nivel	V din	V est
6	96.49	104.49
5	158.9	191.33
4	201.9	260.81
3	237.51	312.91
2	263.39	347.65
1	280.73	365.02

Nivel	Vdin/Vest	%
6	0.92	92.34
5	0.83	83.05
4	0.77	77.41
3	0.76	75.90
2	0.76	75.76

1	0.77	76.91
---	------	-------

$$f_{yy} = 0.8 * \frac{V_{estx}}{V_{dinx}} = 1.040$$

Es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, por tal motivo, se escala proporcionalmente todos los resultados obtenidos. En la dirección X-X en 1.031 y en dirección Y-Y en 1.04.

Dirección X-X

Tabla 4.31 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección X-X (Amplificado)
(Deriva máx = 0.007)

Nivel	V din	V est
6	96.18	104.49
5	162.23	191.33
4	210.38	260.81
3	246.76	312.91
2	274.44	347.65
1	292.11	365.02

Nivel	Vdin/Vest	%
6	0.92	92.05
5	0.85	84.79
4	0.81	80.67
3	0.79	78.86
2	0.79	78.94
1	0.80	80.03

$$f_{xx} = 0.8 * \frac{V_{estx}}{V_{dinx}} = 1.000$$

Dirección Y-Y

Tabla 4.32 – Cálculo fuerza cortante mínima Dirección Y-Y (Amplificado)
(Deriva máx = 0.007)

Nivel	V din	V est
6	100.35	104.49
5	165.25	191.33
4	209.98	260.81

3	247.01	312.91
2	273.93	347.65
1	291.96	365.02

Nivel	Vdin/Vest	%
6	0.96	96.04
5	0.86	86.37
4	0.81	80.51
3	0.79	78.94
2	0.79	78.80
1	0.80	79.99

$$f_{yy} = 0.8 * \frac{V_{estx}}{V_{dinx}} = 1.000$$

4.7.3. Desplazamientos laterales

Tabla 4.33 – Desplazamientos laterales X-X (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Drift	Desplazamiento lateral
6	0.0012	0.0054
5	0.0013	0.0058
4	0.0013	0.0060
3	0.0013	0.0057
2	0.0010	0.0047
1	0.0005	0.0023

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.34 – Desplazamientos laterales Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Nivel	Drift	Desplazamiento lateral
6	0.0013	0.0057
5	0.0013	0.0058
4	0.0012	0.0055
3	0.0011	0.0049
2	0.0008	0.0037
1	0.0004	0.0017

Fuente: Elaboración propia

4.7.4. Distorsión admisible

Tabla 4.35 – Límites de distorsión para entrepiso

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030

Dirección X-X

Para la dirección X-X se tomará el valor máximo de desplazamiento lateral y se aplicará la fórmula correspondiente:

$$0.75 * R_X * Drift_{máx X} < 0.007$$

$$0.75 * 6 * 0.0013 = 0.0060$$

$$0.0060 < 0.007$$

OK

Dirección Y-Y

$$0.75 * R_Y * Drift_{máx Y} < 0.007$$

$$0.75 * 6 * 0.0013 = 0.0058$$

$$0.0058 < 0.007$$

OK

CAPITULO V

5. DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO SEGÚN LA NORMA E.060

5.1. Consideraciones generales de diseño

Para el diseño de los elementos se utilizará el método por resistencia última establecido por la norma E.060.

$$R_u \leq \phi * R_n$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de reducción

R_u = Resistencia requerida

ϕR_n = Resistencia de diseño

El método está basado en la hipótesis de que la resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida.

La norma también establece las combinaciones de carga que definen las resistencias requeridas de acuerdo al tipo de carga y son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Para este caso específico, no se están considerando cargas de viento, pero si las cargas correspondientes a sismo, ya que no es necesario considerar ambas cargas en simultáneo.

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde:

$CM = \text{Carga muerta}$

$CV = \text{Carga viva}$

$CS = \text{Carga de sismo}$

Para los factores de reducción la norma establece los siguientes valores:

Tabla 5.1 – Factores de reducción

Solicitación	ϕ
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión:	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.65
Flexión sin carga axial	0.90
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento	0.70

Fuente: Adaptado de la Norma E.060 y ACI-318-19

5.1.1. Vigas

El diseño de vigas se realiza manualmente y adicionalmente se compara con los resultados del software Etabs. Se trabaja con la envolvente de cargas. A modo de ejemplo se diseñan las vigas del eje A-A.

5.1.1.1.Flexión

Los momentos flectores se obtienen del software Etabs.

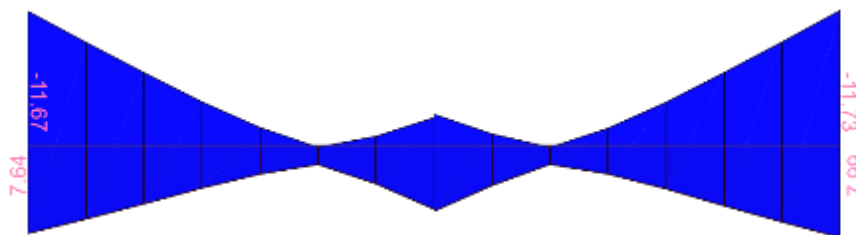


Figura 5.1 – Momentos Flectores eje A-A (Deriva máx = 0.007)

Las dimensiones de la viga en el Eje A-A son 25x50 cm. A continuación, se calcula el peralte efectivo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = H - rec - \varphi_{est} - \frac{\varphi_{long}}{2}$$

$$d = 50 - 4 - 0.95 - \frac{1.91}{2} = 44.1 \text{ cm}$$

En la siguiente tabla se muestra el cálculo del acero requerido y el acero colocado.

Tabla 5.2 – Acero por Flexión Vigas Eje A-A

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tonf.m)	a cm	As cm2	As usar	As colocado	Varillas
1--2	1	M(-)	11.24	6.8842097	7.31	7.31	7.92	4 ϕ 5/8
		M(+)	7.51	4.4668746	4.75	4.75	5.94	3 ϕ 5/8
	CLARO	M(-)	2.57	1.4758852	1.57	2.66	3.96	2 ϕ 5/8
		M(+)	3.06	1.7631199	1.87	2.66	3.96	2 ϕ 5/8
	2	M(-)	2.38	1.365028	1.45	2.66	3.96	2 ϕ 5/8
		M(+)	5.37	3.1443542	3.34	3.34	3.96	2 ϕ 5/8
2--3	2	M(-)	2.54	1.4583623	1.55	2.66	3.96	2 ϕ 5/8
		M(+)	5.65	3.3149554	3.52	3.52	3.96	2 ϕ 5/8
	CLARO	M(-)	2.57	1.4758852	1.57	2.66	3.96	2 ϕ 5/8
		M(+)	2.99	1.7219672	1.83	2.66	3.96	2 ϕ 5/8

3	M(-)	11.63	7.1460919	7.59	7.59	7.92	4 ϕ 5/8
	M(+)	7.6	4.5234631	4.81	4.81	5.94	3 ϕ 5/8

Área de acero mínimo

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0.0024 * 25 * 44.10 = 2.66 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$\rho_b = 0.0217$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 * 0.0217 = 0.0163$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = 0.0163 * 25 * 44.10 = 17.92 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima y máxima usada en el diseño

$$\rho_{min\ dis} = \frac{A_{smin\ dis}}{b * d} = \frac{3.96}{25 * 44.1} = 0.0036 > \rho_{min}$$

$$\rho_{max\ dis} = \frac{A_{smax\ dis}}{b * d} = \frac{6.81}{25 * 44.1} = 0.0065 < \rho_{max}$$

Adicionalmente, de acuerdo a lo mencionado en el capítulo 21 de la norma E.060, se verificará que la resistencia a momento positivo no sea menor a un tercio de la resistencia a momento negativo, ambas condiciones evaluadas en la cara del nudo. También se revisará que la resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección sea mayor a la cuarta parte de la resistencia a momento máxima dada en cualquiera de los nudos.

Tabla 5.3 – Verificación a flexión en vigas

CARANUDO +	5.94	1/3CARANUDO -	2.64	CUMPLE
CARANUDO +	3.96	1/3CARANUDO -	1.32	CUMPLE
CENTROVIGA +-	3.96	1/4CARANUDO+ -	1.98	CUMPLE
CARANUDO +	3.96	1/3CARANUDO -	1.32	CUMPLE
CARANUDO +	5.94	1/3CARANUDO -	2.64	CUMPLE
CENTROVIGA +-	3.96	1/4CARANUDO+ -	1.98	CUMPLE

Corte de acero

Se hará correr 2 varillas ϕ 5/8 en la parte superior e inferior. Sin embargo, se hace necesario colocar bastones de ϕ 5/8” en los extremos.

Se calcula el momento resistente del acero corrido.

$$MR = 0.90 * 3.96 \text{ cm}^2 * 4200 * \left(44.1 - \frac{3.96 * 4200}{0.85 * 25 * 210 * 2} \right) * 10^{-5}$$

$$= 6.32 \text{ tn.m}$$

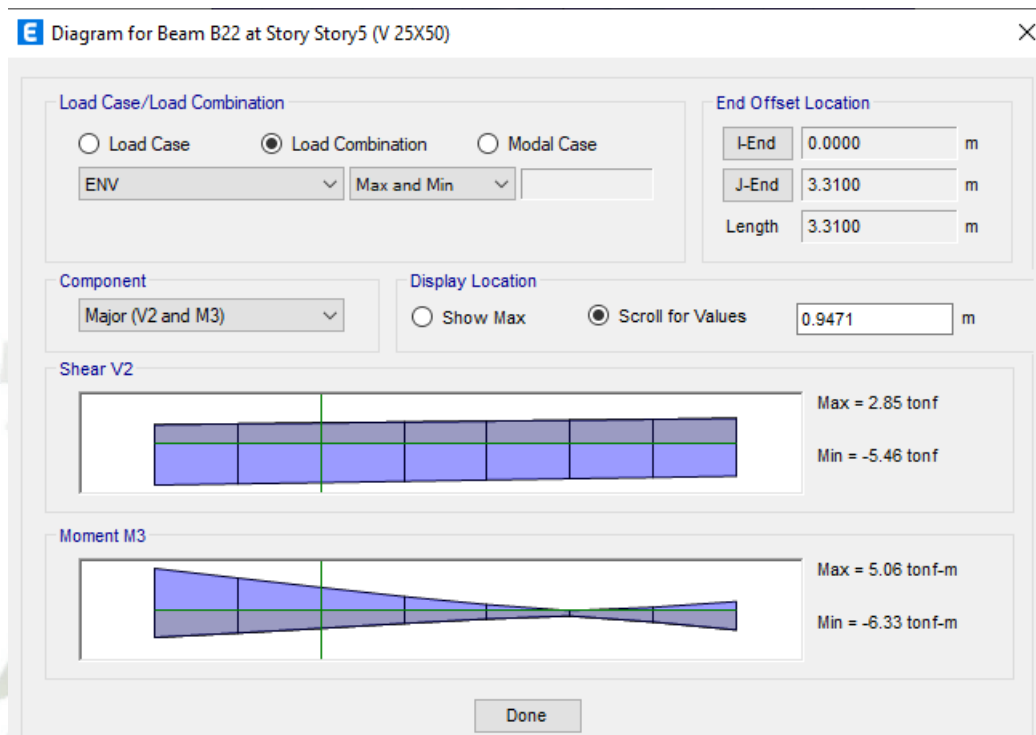


Figura 5.2 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 1 Superior (Deriva máx = 0.007)

A la distancia de 0.947 m la resistencia a momento proporcionada por el acero corrido superior en el nudo 1 deja de ser suficiente, a esta longitud debe añadirse 12db o d (el mayor)

$$12db = 12 * 1.59 = 19.08 \text{ cm}$$

$$d = 44.1 \text{ cm}$$

Como d es mayor que 12db, la longitud de corte del refuerzo de 2 varillas $\frac{3}{4}$ " queda como:

$$44.1 + 94.7 = 138.8 \text{ cm} \approx 1.40 \text{ m}$$

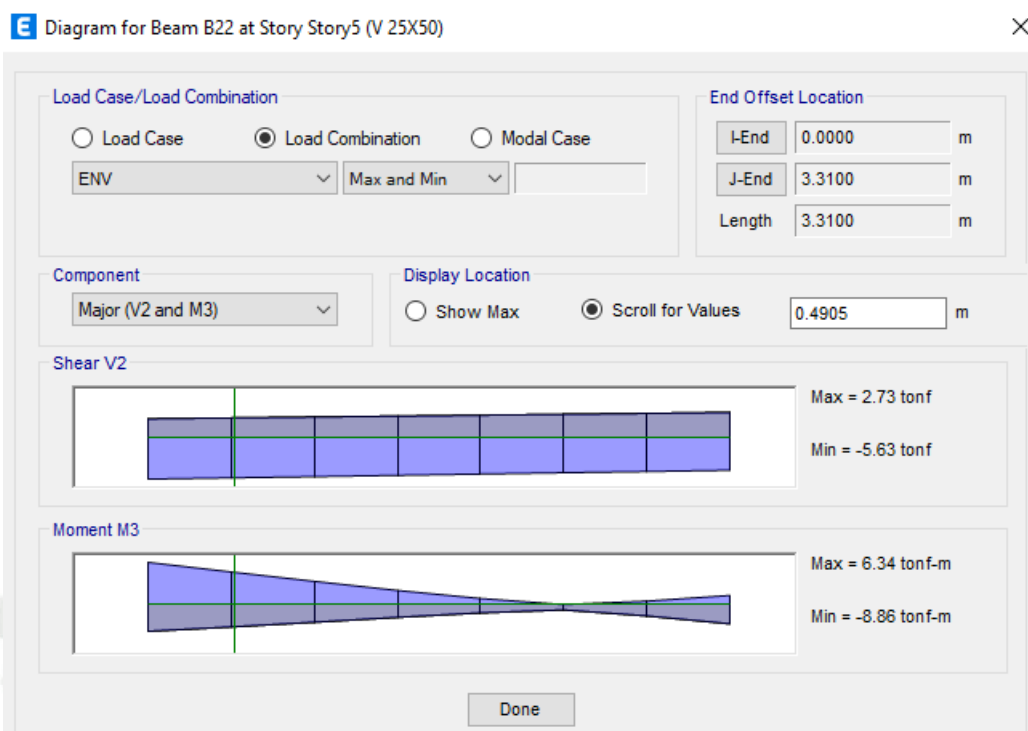


Figura 5.3 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 1 Inferior (Deriva máx = 0.007)

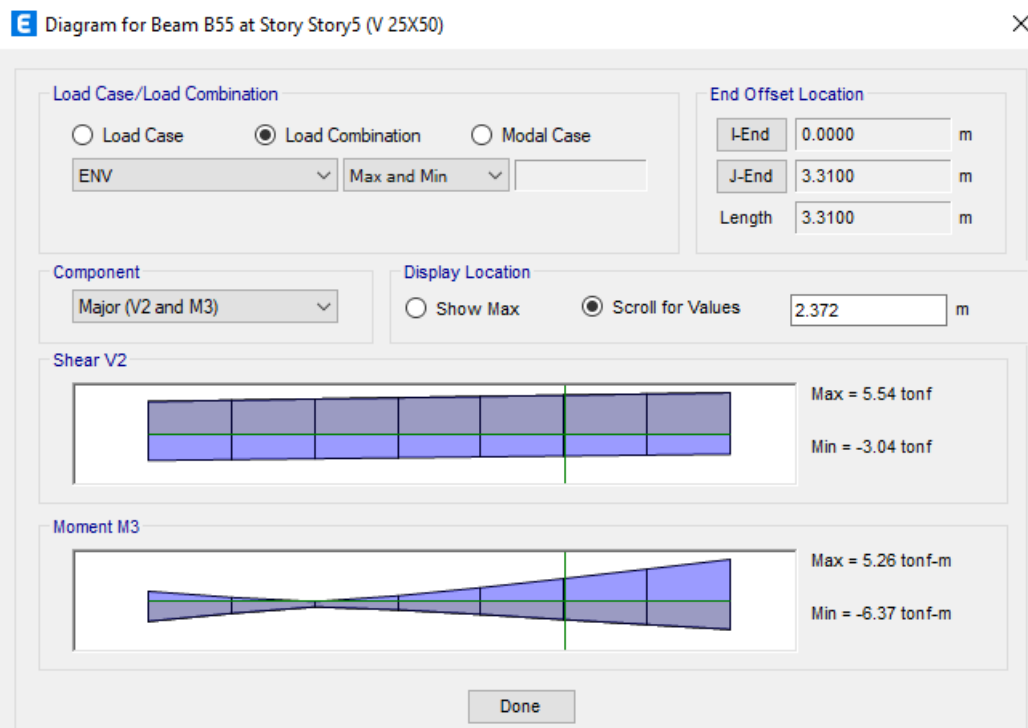
A la distancia de 0.495 m la resistencia a momento proporcionada por el acero corrido inferior en el nudo 1 deja de ser suficiente, a esta longitud debe añadirse 12db o d (el mayor)

$$12db = 12 * 1.59 = 19.08 \text{ cm}$$

$$d = 44.1 \text{ cm}$$

Como d es mayor que 12db, la longitud de corte del refuerzo de 2 varillas $\frac{3}{4}$ " queda como:

$$44.1 + 49.5 = 138.8 \text{ cm} \approx 1.40 \text{ m}$$



**Figura 5.4 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 3 Superior
(Deriva máx = 0.007)**

A la distancia de 0.94 m, la resistencia a momento proporcionada por el acero corrido superior en el nudo 3 deja de ser suficiente, a esta longitud debe añadirse 12db o d (el mayor)

$$12db = 12 * 1.59 = 19.08 \text{ cm}$$

$$d = 44.1 \text{ cm}$$

Como d es mayor que 12db, la longitud de corte del refuerzo de 1 varilla 5/8” queda como:

$$44.1 + 94 = 138.1 \text{ cm} \approx 1.40 \text{ m}$$

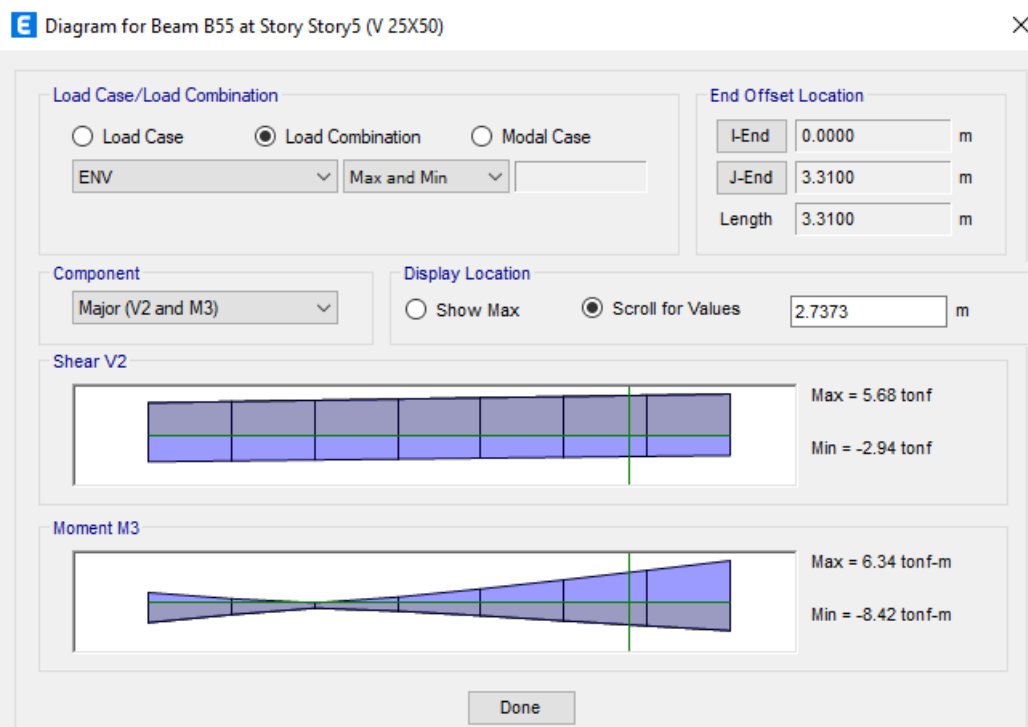


Figura 5.5 – Diagrama de Momentos Flectores Eje A-A Nudo 3 Inferior (Deriva máx = 0.007)

A la distancia de 0.573 m, la resistencia a momento proporcionada por el acero corrido inferior en el nudo 3 deja de ser suficiente, a esta longitud debe añadirse 12db o d (el mayor)

$$12db = 12 * 1.59 = 19.08 \text{ cm}$$

$$d = 44.1 \text{ cm}$$

Como d es mayor que 12db, la longitud de corte del refuerzo de 1 varilla 5/8” queda como:

$$44.1 + 57.3 = 101.4 \text{ cm} \approx 1.05 \text{ m}$$

5.1.1.2.Corte

Se debe inducir una falla por flexión en la viga, por ello se realiza un diseño por capacidad.

Momentos nominales y fuerzas cortantes limites

Momentos nominales M_n correspondientes al acero colocado por flexión.

- Apoyo 1

As, superior	6.81 cm ²
a	6.41 cm
Mn, superior	11.74 Tonf-m
As, inferior	3.96 cm ²
a	3.73 cm
Mn, inferior	7.05 Tonf -m

- Apoyo 2

As, superior	3.96 cm ²
a	3.73 cm
Mn, superior	7.05 Tonf -m
As, inferior	3.96 cm ²
a	3.73 cm
Mn, inferior	7.05 Tonf -m

- Apoyo 3

As, superior	6.81 cm ²
a	6.41 cm
Mn, superior	11.74 Tonf -m
As, inferior	3.96 cm ²
a	3.73 cm
Mn, inferior	7.05 Tonf -m

Para el cálculo de la fuerza cortante limite se usa la siguiente formula.

$$V_{ij} = \frac{Wu * L}{2} + \frac{(M_{ji} + M_{ij})}{Ln}$$

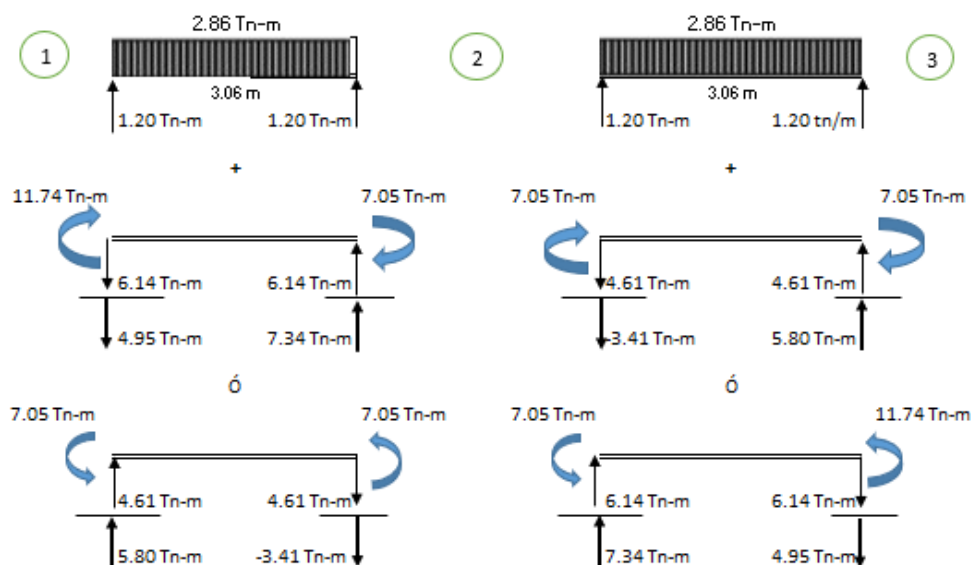


Figura 5.6 – Superposición de efectos sísmicos debidos a cortante en la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007)

Cortante máximo con sismo amplificado según la norma E.060

Se debe considerar el cortante máximo obtenido de las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5 (SxD)$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5 (SYD)$$

$$U = 0,9 CM \pm 2.5 (SxD)$$

$$U = 0,9 CM \pm 2.5 (SYD)$$

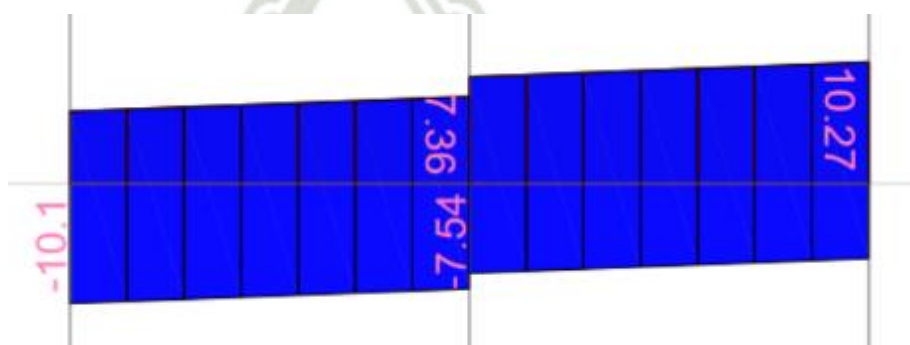


Figura 5.6 – Envolvente de fuerzas cortante para sismo amplificado en la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007)

Para el diseño se considerará el menor valor obtenido, el cual corresponde a los cortantes hallados por superposición de efectos sísmicos.

Para la zona de confinamiento:

El refuerzo se debe colocar en una longitud no menor a dos veces el peralte de la viga.

$$L_c = 2 * h = 1.00 \text{ m}$$

El diámetro de las barras longitudinales usadas no supera 1", se usarán estribos de 3/8"

$$A_v = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2.$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44.1 = 8.47 \text{ Tn}$$

V_u	7.34 Tonf
V_n	8.63 Tonf
V_c	8.50 Tonf
V_s	0.13 Tonf
$V_c/2$	4.25 Tonf

El espaciamiento será el menor entre:

$S \leq d/4 \leq 150\text{mm}$	11 cm
10 db	15.90 cm
24 db	22.80 cm
$S \leq 300\text{mm}$	30.00 cm

Se tomará 10 cm como espaciamiento máximo.

Para la zona central:

V_u	3.82 Tonf
V_n	4.50 Tonf
V_c	8.50 Tonf

$$\begin{array}{ll} V_s & 4.00 \text{ Tonf} \\ V_{c/2} & 4.25 \text{ Tonf} \end{array}$$

El espaciamiento máximo no será menor a:

$$S \leq d/2 \quad 22.13 \text{ cm}$$

Se tomarán 20 cm de espaciamiento en la zona central.

La distribución de refuerzo por corte queda de la siguiente manera:

Estribos 3/8", 1@0.05, 10@0.10 y rto@0.20

5.1.1.3. Deflexiones

Cuando la viga tiene un peralte mínimo de $l_n/18.5$ (según las condiciones de apoyo presentes en la viga de análisis) no es necesario verificar deflexiones, según la norma E.060.

$$h_{min} = \frac{l_n}{18.5} = \frac{3.06}{18.5} = 0.165m$$

La viga tiene un peralte de 50 cm, se entiende entonces que está cumpliendo con los requerimientos de la norma E.060.

5.1.1.4. Refuerzo mínimo

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

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} = 28.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{28.98 * 260416.67}{25} = 295958 \text{ Kg.cm} = 2.96 \text{ Tn.m}$$

$$1.2 * M_{cr} = 3.55 \text{ Tn.m}$$

$$\phi M_n = 3.564 \text{ Tn.m}$$

Como se verifica, los momentos nominales son mayores a $1.2 * M_{cr}$.

5.1.1.5. Control de fisuración

El control de fisuración se realiza en función a las condiciones de servicio del elemento.

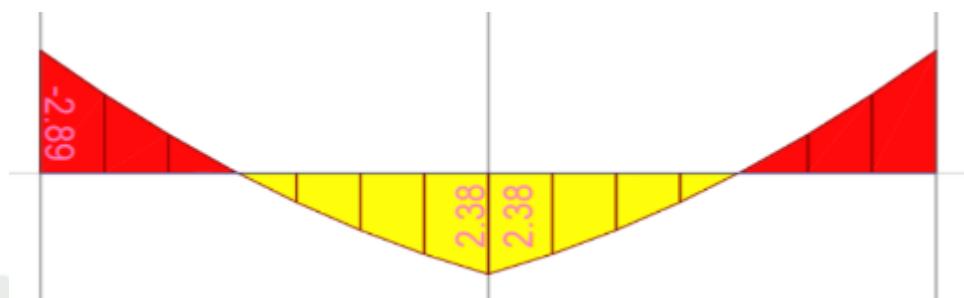


Figura 5.7 – Diagrama de momentos en condiciones de servicio para la viga del eje A-A (Deriva máx = 0.007)

La fisuración se evalúa a través del parámetro Z , el cual debe ser menor a 26KN/mm

$$Z = f_s \sqrt[3]{d c A_{ct}}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s}$$

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N.barras}$$

Tabla 5.4 – Parámetro Z para la viga del eje A-A

	S1	S2	S3	S4
As (cm ²)	6.81	3.96	3.96	6.81
Ms (Tonf.m)	2.89	2.38	2.38	2.89
N barras	3	2	2	3
fs (kg/cm ²)	798.52	1130.89	1130.89	798.52
Act (cm ²)	98.42	147.63	147.63	98.42
dc (cm)	5.905	5.905	5.905	5.905
Z (Kg/cm)	6663.74	10803.04	10803.04	6663.74
Z/26000 (%)	25.63	41.55	41.55	25.63

Fuente: Elaboración propia

El parámetro Z es menor a 26KN/mm, por lo que se encuentra dentro de lo exigido por la norma E.060.

5.1.2. Columnas

5.1.2.1. Diagramas de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante

Para chequear el diseño de columnas se requieren primero las combinaciones de carga. Se muestran los diagramas de fuerza axial, cortante y momento flector para la columna que absorbe mayor cortante basal, denominada C17.

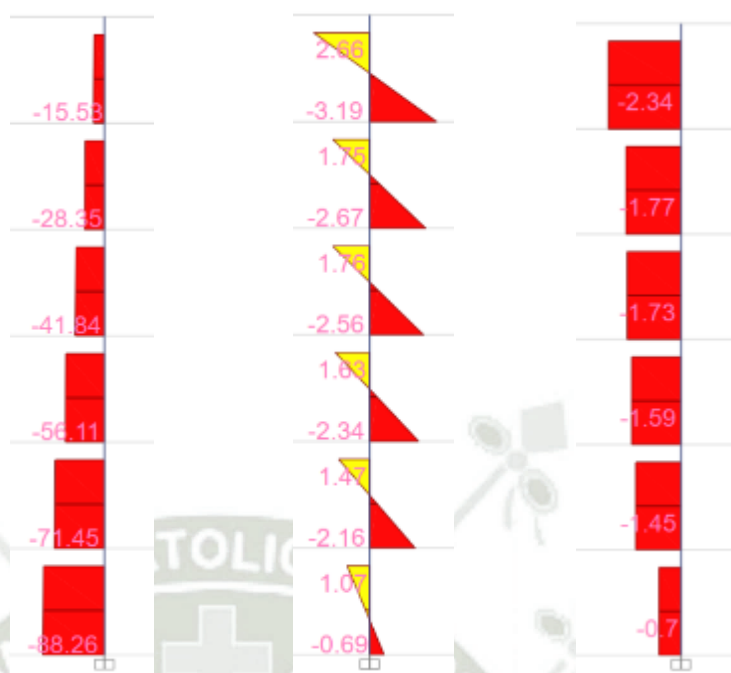


Figura 5.8 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 1 (Deriva máx = 0.007)

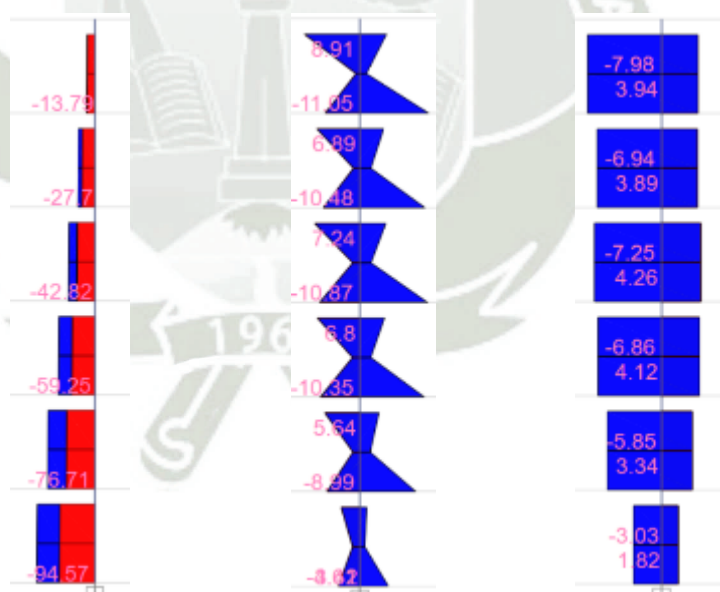


Figura 5.9 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 2 (Deriva máx = 0.007)

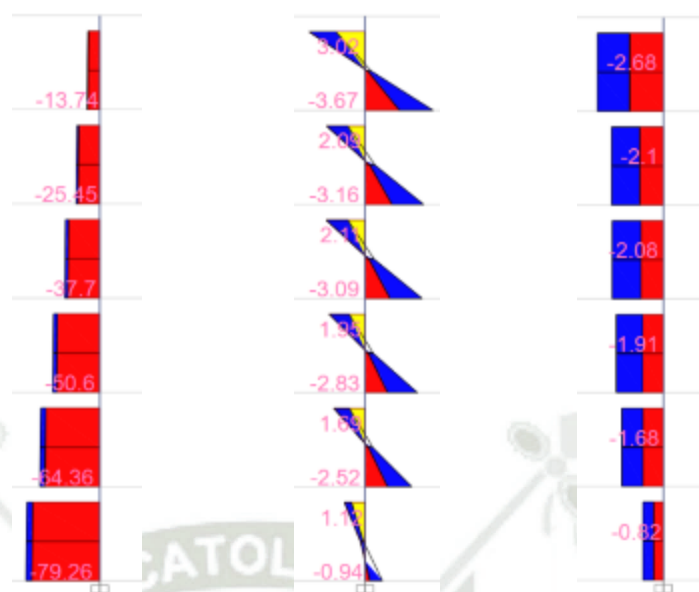


Figura 5.10 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 3 (Deriva máx = 0.007)

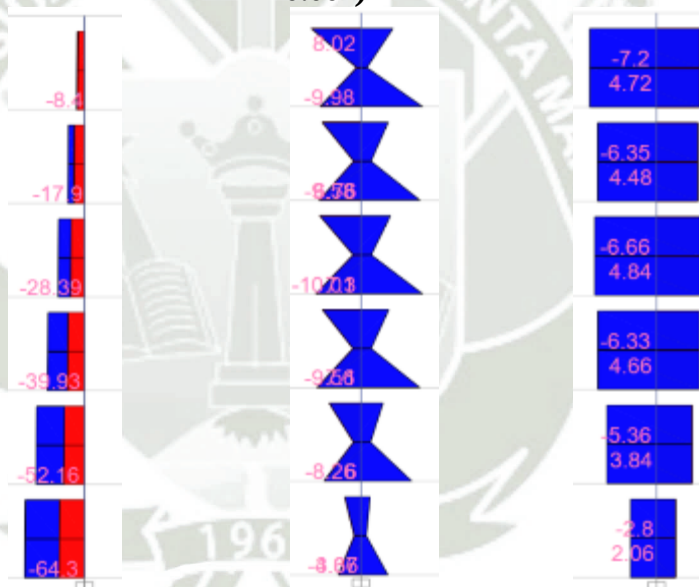


Figura 5.11 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 4 (Deriva máx = 0.007)

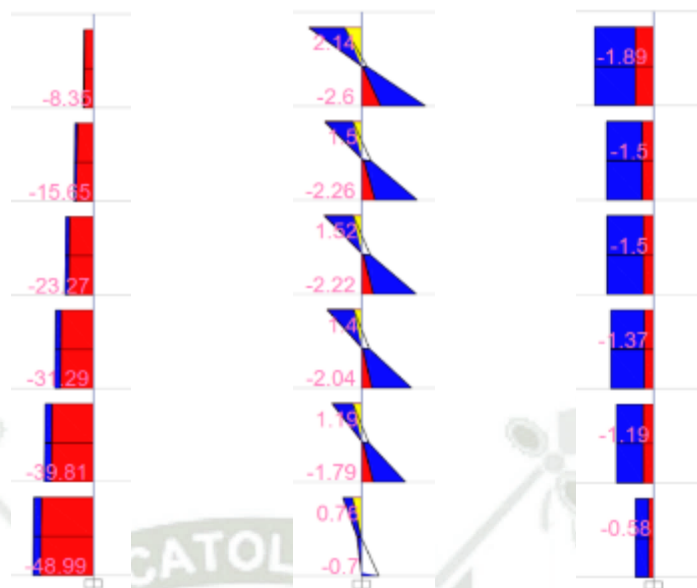


Figura 5.12 – Axial, momento y cortante C17 Combinación 5 (Deriva máx = 0.007)

5.1.2.2. Diagrama de interacción

Se presenta el diagrama de interacción para las columnas típicas 25x50, la cuantía de acero a considerar será la correspondiente a colocar 8 varillas de 1” con estribos de 3/8”.

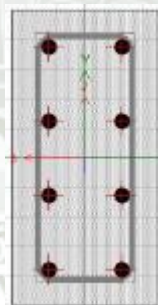


Figura 5.13 – Sección Transversal Columna 25x50 cm (Deriva máx = 0.007)

$$\rho = \frac{8 * 5.1}{25 * 50} * 100\% = 3.26\%$$

Tabla 5.5 – Momento 3-3 de diseño columna 25x50

P tonf		ØMn3
201.68	0.00	0.00
200.85	0.00	8.23
175.32	0.00	11.71
145.06	0.00	14.84
110.31	0.00	17.54
64.36	0.00	20.36
38.74	0.00	23.42
-3.85	0.00	24.74
-59.94	0.00	18.46
-109.68	0.00	9.18
-154.80	0.00	0.00

Tabla 5.6 – Momento 3-3 nominal columna 25x50

P tonf		Mn3
310.28	0.00	0.00
309.00	0.00	12.66
269.72	0.00	18.01
223.17	0.00	22.83
169.71	0.00	26.98
99.01	0.00	31.33
51.10	0.00	30.89
-4.28	0.00	27.49
-66.60	0.00	20.51
-121.87	0.00	10.20
-172.00	0.00	0.00

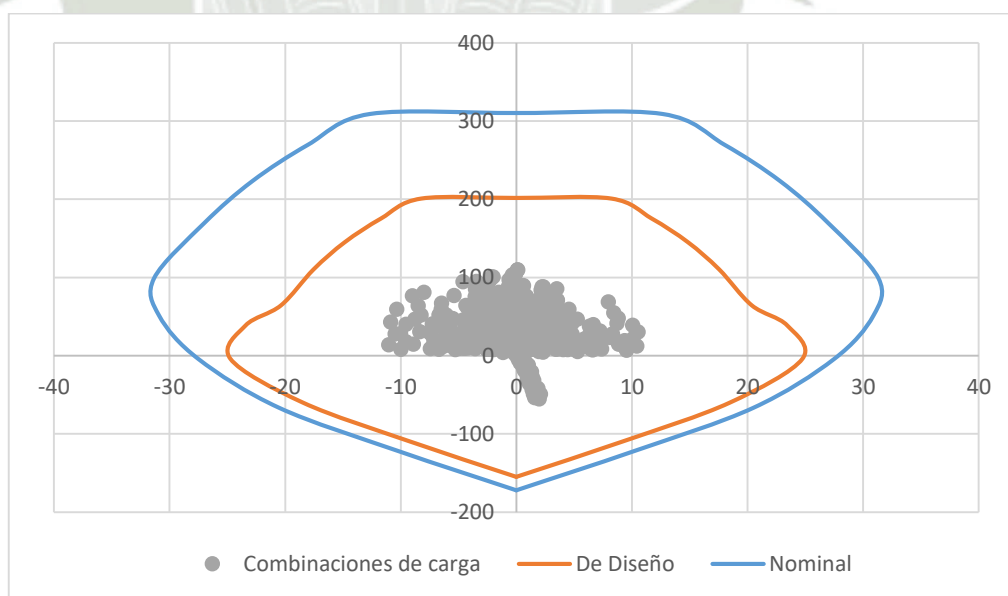
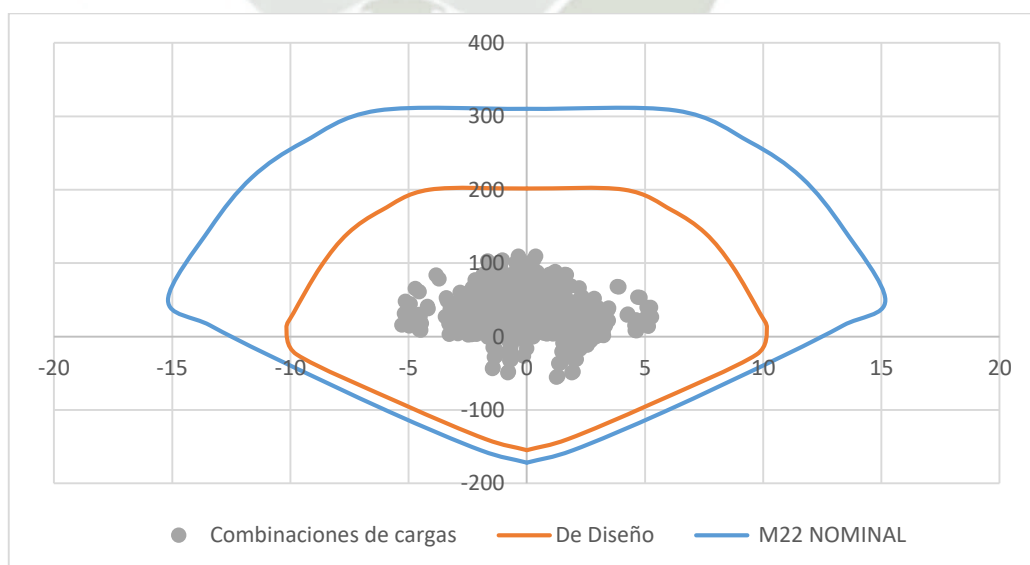

Figura 5.14 – Diagrama de interacción columna 25x50 dirección 3-3 (Deriva máx = 0.007)

Tabla 5.7 – Momento 2-2 de diseño columna 25x50

P tonf	M2
201.68	0.00
200.11	4.11
172.27	6.13
140.70	7.56
95.42	8.71
32.21	9.86
11.54	10.16
-24.38	9.73
-91.92	5.26
-139.63	1.75
-154.80	0.00

Tabla 5.8 – Momento 2-2 nominal columna 25x50

P tonf	M2
310.28	0.00
307.86	6.32
265.03	9.44
216.47	11.63
146.80	13.40
49.55	15.17
15.23	13.40
-27.09	10.81
-102.13	5.85
-155.14	1.95
-172.00	0.00



**Figura 5.15 – Diagrama de interacción columna 25x50 dirección 2-2
(Deriva máx = 0.007)**

5.1.2.3. Corte

Consideraciones para el diseño por corte

$f'c$	210	kg/cm ²	ϕ	0.85	
b_w	25	cm	L_n	2.35	m
d 2-2	44	cm	h	50	cm
"Nu=Pu"	88.79	V22	d 3-3	19	cm

Aporte del concreto

Dirección 2-2

$$V_c = 0.53 * f'c * 25 * 44 * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) = 12.73 \text{ Tn}$$

Dirección 3-3

$$V_c = 0.53 * f'c * 50 * 19 * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) = 10.99 \text{ Tn}$$

Cortante último de diseño

Se evaluarán las opciones de cortante por momentos nominales y amplificación de cargas según la norma E.060.

Momentos nominales en nudos

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

Tabla 5.9 – Cortantes Máximos por Combinaciones de Carga

	Pmax	Mn22	Mn33	Vu 2-2	Vu 3-3	Vs 2-2	Vs 3-3	S 2-2	S 3-3
Resistencia Max	55.15	16.25	27.97	13.83	23.80	3531.25	17005.98	74.31	6.66
Resistencia Min	88.79	14.46	31.96	12.30	27.20	1738.92	21000.41	150.91	5.40

- Amplificación de carga

Tabla 5.10 – Cortantes Máximos por Amplificación de Carga Sísmica

	Pmax	M22	M33	Vu 2-2	Vu 3-3	Vs 2-2	Vs 3-3	S 2-2	S 3-3
Resistencia Max	211.53	6.76	22.95	15.73	4.59	5770.90	-5598.40	45.47	-20.24
Resistencia Min	250.07	6.65	6.76	16.50	4.52	6676.78	-5680.75	39.30	-19.95

Tanto del cortante por momento nominal como del cortante por amplificación de cargas, se toma el menor valor.

Vu 2-2	13.83	tonf
Vu 3-3	4.52	tonf

Aporte del acero

Dirección 2-2

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = -3.53 \text{ Tn}$$

$$S = \frac{1.42 * 4200 * d}{V_s} = -74.30 \text{ cm}$$

Dirección 3-3

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = -5.68 \text{ Tn}$$

$$S = \frac{1.42 * 4200 * d}{V_s} = -19.90 \text{ cm}$$

Al presentarse valores negativos se entiende que el concreto asume el total del cortante.

REFUERZO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento

$$\frac{luz \text{ libre}}{6} = 39.17 \text{ cm}$$

$$\max(b, h) = 50 \text{ cm}$$

$$l_o = 50 \text{ cm}$$

Se escoge la mayor longitud, 50.0 cm

Espaciamiento en la zona de confinamiento

$$8db = 20.32 \text{ cm}$$

$$\frac{\min(b, h)}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$So = 10 \text{ cm}$$

Se elige el mínimo espaciamento, 10 cm.

Espaciamento fuera de la zona de confinamiento

$$16db = 40.64 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Se trabaja con el menor espaciamento, 20 cm.

La distribución de refuerzo transversal queda de la siguiente manera

Estribos 3/8", 1@0.05, 5@0.10 y rto@0.20

5.1.3. Placas

Las placas son elementos con una importante responsabilidad sísmica, por ello su diseño considerará un refuerzo horizontal y vertical en el alma y un refuerzo concentrado en los núcleos.

A continuación se revisa el diseño de la placa P6, cuyo ancho es de 0.25m, largo de 1.50m y alto de 18.00m.

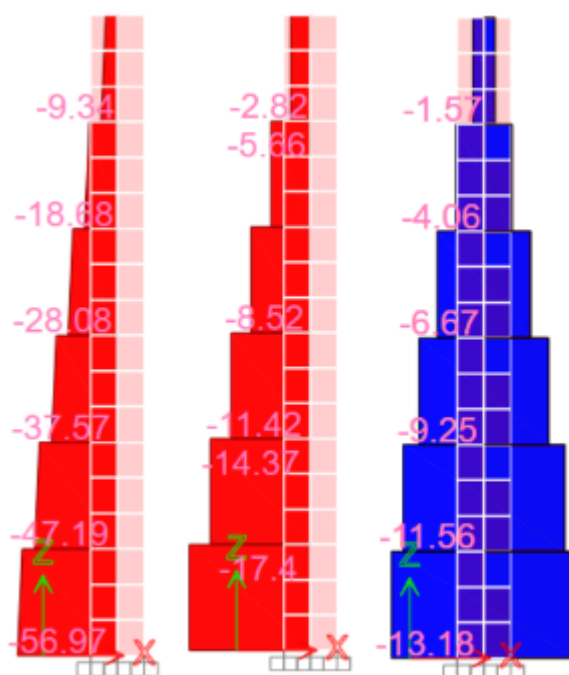


Figura 5.16 – CM, CV y CS Placa P6 (Deriva máx = 0.007)

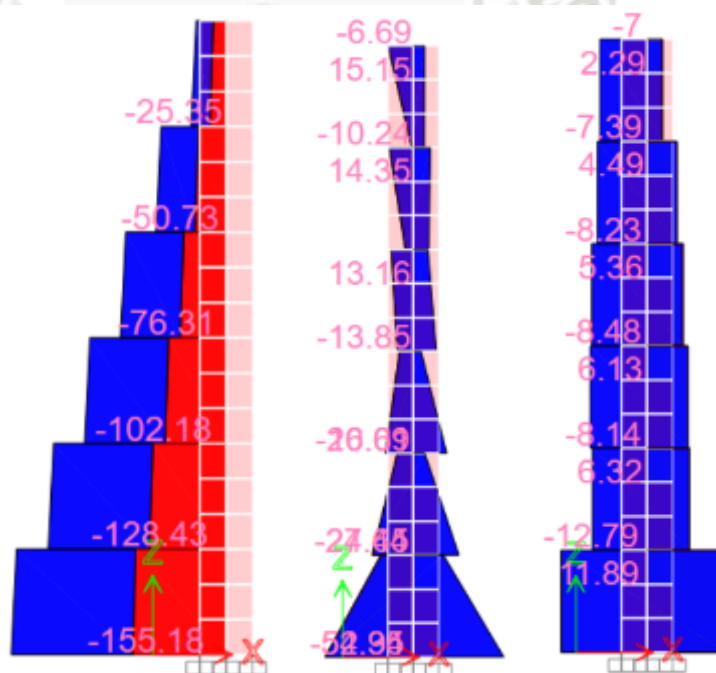


Figura 5.17 – DFA, DMF y DFC Placa P6 1.25(CM+CV)+CS (Deriva máx = 0.007)

Esbeltez

$$\frac{H}{L} > 1 \dots \dots \dots \text{Muro esbelto}$$

$$\frac{18}{1.5} = 12 > 1, \text{Muro esbelto}$$

Verificación de elementos de confinamiento

Si $\sigma_c > 0.2f'_c$, Requiere elementos de confinamiento.

$$\sigma_c = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu \times Ln}{2 \times Ig}$$

$$\sigma_c = \frac{149690}{25 \times 150} + \frac{6535000 \times 150}{2 \times 25 \times 150^3 / 12}$$

$$\sigma_c = 99.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c > 0.2f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el acero a colocar en los núcleos se asumirá un brazo de palanca jd igual a 0.9.

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d} = \frac{6535000}{0.9 * 4200 * 150} = 9.67 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 6 varillas de $\phi = 5/8"$, en cada núcleo.

Diagrama de interacción

Para realizar el diagrama de interacción recurriremos al software Etabs.

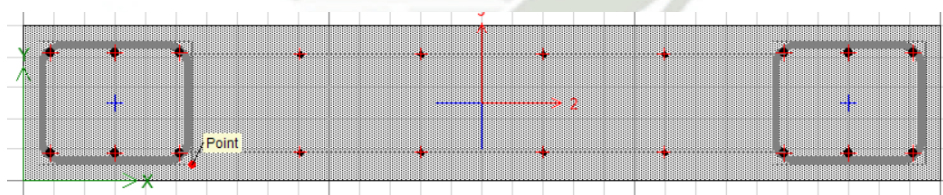


Figura 5.18 – Sección Transversal Placa P6 (Deriva máx = 0.007)

Tabla 5.11 – Esfuerzos máximos por combinaciones de cargas en Placa P6

Nivel	P	M3	M2
Story6	20.26	-0.78	0.74
Story6	23.33	-6.61	-0.73
Story6	11.63	0.91	0.74
Story6	14.7	-4.92	-0.73
Story5	39.59	3.61	0.72
Story5	47.63	-9.61	-0.71
Story5	22.31	4.98	0.72
Story5	30.35	-8.24	-0.71
Story4	58.96	8.85	0.7
Story4	72.24	-14.37	-0.7
Story4	32.96	10.12	0.7
Story4	46.25	-13.09	-0.7
Story3	78.59	16.41	0.63
Story3	97.11	-20.96	-0.63
Story3	43.76	17.48	0.63
Story3	62.29	-19.88	-0.63
Story2	98.84	25.06	0.49
Story2	122.05	-28.73	-0.49
Story2	55.04	25.98	0.49
Story2	78.25	-27.82	-0.49
Story1	120.23	54.83	0.34
Story1	146.76	-56.14	-0.34
Story1	67.25	55.14	0.34
Story1	93.79	-55.83	-0.34

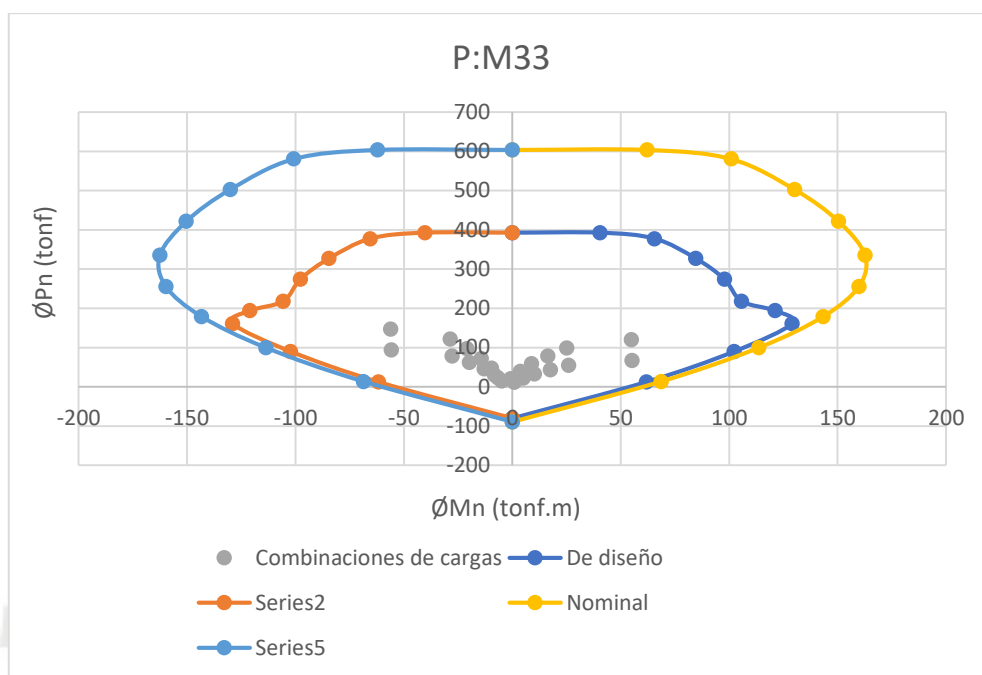


Figura 5.19 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 3-3 (Deriva máx = 0.007)

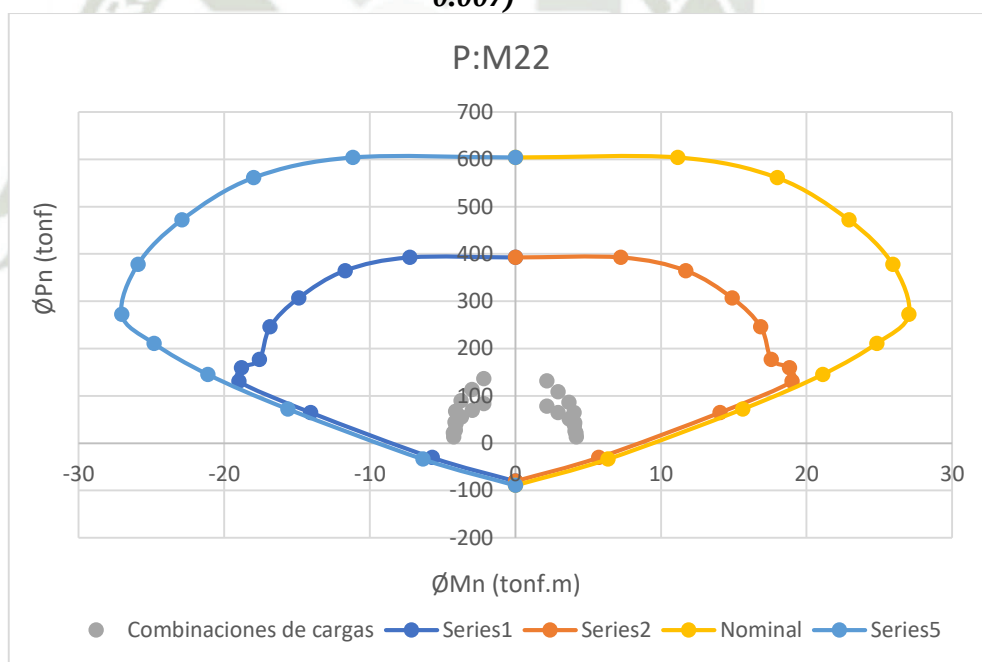


Figura 5.20 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 2-2 (Deriva máx = 0.007)

- Cortante de diseño

Para calcular el cortante de diseño, hallamos el momento nominal del diagrama de interacción.

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = 13.06 * \frac{130.97}{56.14} = 39.18 \text{ Tn}$$

- Verificación de la resistencia al corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = 46.09 \text{ Tn}$$

$$V_n \text{ max} = 2.65\sqrt{f'c} \times A_{cn} = 115.21 \text{ Tn}$$

$$V_n < V_{cn}, OK$$

- Contribución del concreto al corte

$$V_c = A_{cn} \times 0.53\sqrt{f'c}$$

$$V_c = \frac{150 * 25 * 0.53 * 14.49}{1000} = 28.8 \text{ Tn}$$

$$\phi * V_c = 24.48 \text{ Tn}$$

$$V_s = V_u - \phi * V_c = 14.70 \text{ Tn}$$

- Verificación de refuerzo mínimo

Refuerzo horizontal

$$A_{sh} = \rho_h * t_m * b$$

$$A_{sh} = 0.0025 * 25 * 100$$

$$A_{sh} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{6.3 \text{ cm}^2} = 22.7 \text{ cm} \approx 0.20 \text{ m}$$

$$s = 3/8" @ 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo vertical

$$A_{sv} = \rho_v * t_m * b$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hn}{ln} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.00083$$

Como $\rho_v < 0.0025$, entonces se toma la cuantía mínima.

$$s = 3/8" @ 0.20m$$

5.1.4. Losas

5.1.4.1. Losas Aligeradas

Se diseñará la losa aligerada unidireccional comprendida entre los ejes 1 – 5 y

A – B tal y como se muestra en la siguiente imagen:

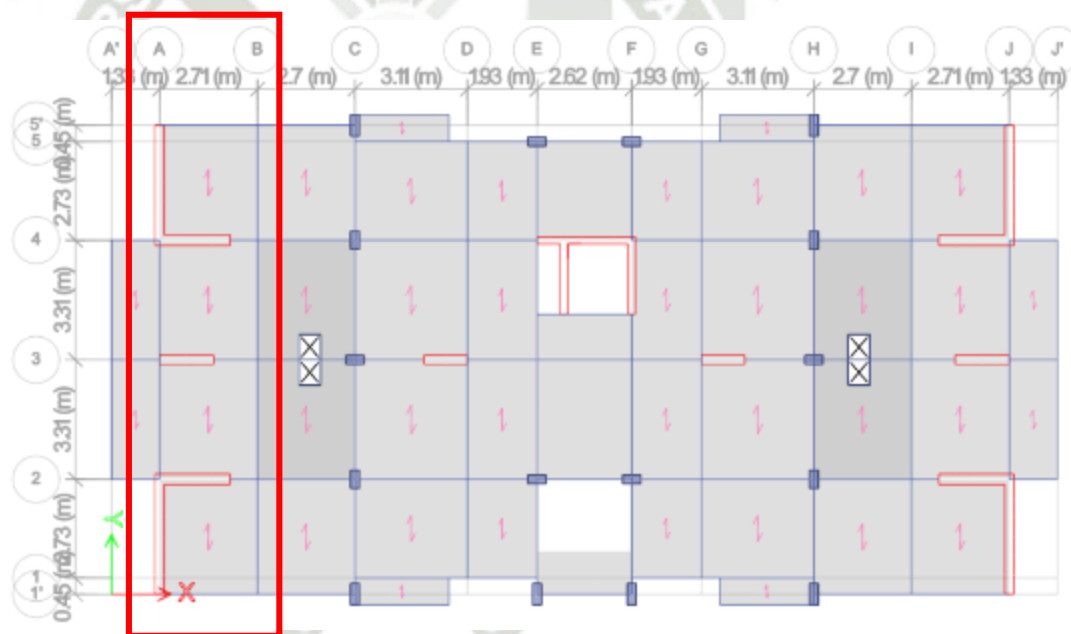


Figura 5.21 – Diagrama de interacción Placa P6 dirección 2-2 (Deriva máx = 0.007)

Consideraciones para el diseño de losa aligeradas (Entre ejes B-C y 1-5)

Datos

$f'_c =$	210	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$L_1 =$	3.18	[m]
$L_2 =$	3.31	[m]

$$L3 = 3.31 \quad [\text{m}]$$

$$L4 = 3.18 \quad [\text{m}]$$

Coeficientes del ACI

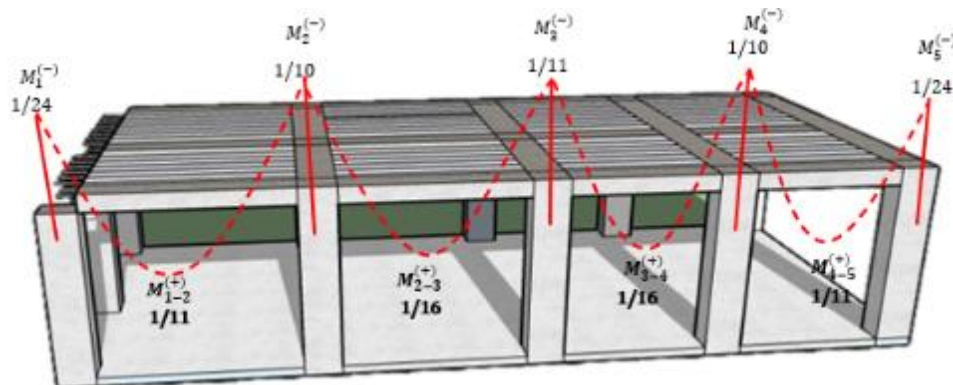


Figura 5.22 – Coeficientes de ACI para cada tramo en la losa

Cálculo de Momentos

Momentos negativos			Momentos positivos		
$M_1^{(-)}$	=	0.19 [tonf.m]	$M_{1-2}^{(+)}$	=	0.4 [tonf.m]
$M_2^{(-)}$	=	0.46 [tonf.m]	$M_{2-3}^{(+)}$	=	0.3 [tonf.m]
$M_3^{(-)}$	=	0.43 [tonf.m]	$M_{3-4}^{(+)}$	=	0.30 [tonf.m]
$M_4^{(-)}$	=	0.46 [tonf.m]	$M_{4-5}^{(+)}$	=	0.4 [tonf.m]
$M_5^{(-)}$	=	0.19 [tonf.m]			

Cálculo de Acero

Para este cálculo nos apoyaremos en la siguiente fórmula:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{fy^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

Aceros negativos		Aceros positivos	
$As_1^{(-)}$	= 0.31 [cm2]	$As_{1-2}^{(+)}$	= 0.63 [cm2]
$As_2^{(-)}$	= 0.76 [cm2]	$As_{2-3}^{(+)}$	= 0.48 [cm2]
$As_3^{(-)}$	= 0.71 [cm2]	$As_{3-4}^{(+)}$	= 0.48 [cm2]
$As_4^{(-)}$	= 0.76 [cm2]	$As_{4-5}^{(+)}$	= 0.63 [cm2]

$$As_5^{(-)} = 0.31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Cálculo del Acero Mínimo

Para este cálculo nos apoyaremos de las siguientes fórmulas:

$$As_{min}^{(-)} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

$$As_{min}^{(+)} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

Acero mínimo negativo

$$As_{min}^{(-)} = 0.41 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usar acero calculado

Aceros mínimo
positivo

$$As_{min}^{(+)} = 0.82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Usar acero
mínimo**

Verificación de falla

Para esto se verificará que la cuantía no sea mayor a la cuantía máxima

$$\rho \leq \rho_{max} \text{ (falla ductil)}$$

Usaremos las siguientes fórmulas para determinar el acero máximo en la viga:

$$As_{max}^{(-)} = \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max}^{(+)} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{max} = 0.0159$$

Aceros negativos

Aceros positivos

$$As_{max}^{(-)} = 2.70$$

OK

$$As_{max}^{(+)} = 2.70$$

OK

Selección de Áreas de acero

Una vez verificadas las áreas de acero requeridas las colocaremos en sus respectivos tramos:

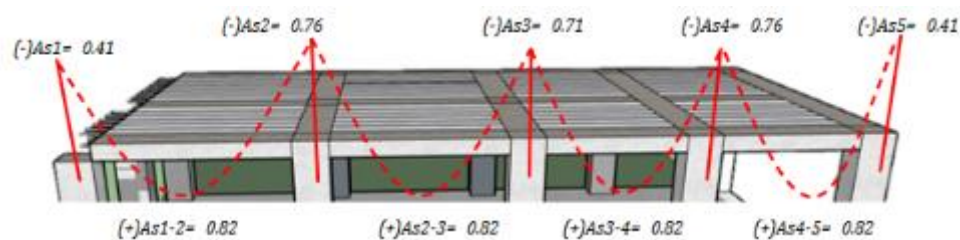


Figura 5.23 – Distribución de acero para cada tramo (Deriva máx = 0.007)

Esquema de detalle de acero

De acuerdo a las áreas obtenidas procederemos a seleccionar las varillas de acero necesarias para completar el diseño.

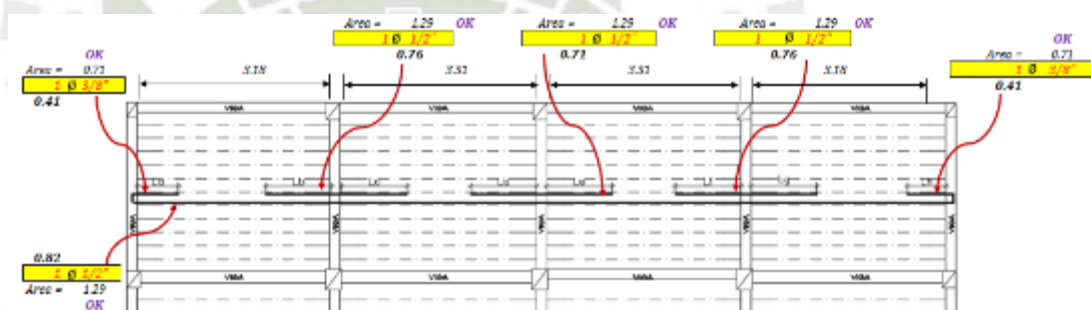


Figura 5.24 – Distribución de acero en plano de planta (Deriva máx = 0.007)

Longitudes de
desarrollo

$L_a =$	65 [cm]
$L_b =$	105 [cm]
$L_c =$	110 [cm]
$L_d =$	110 [cm]
$L_e =$	110 [cm]
$L_f =$	110 [cm]
$L_g =$	105 [cm]
$L_h =$	65 [cm]

Acero por temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = \rho_{\min} * 100 * h_l$$

$$\rho_{\min} = 0.0018, \text{ cuando } f_y \geq 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Para una barra $\boxed{1/4''}$ Área = 0.28 [cm²]

Cantidad 3 varillas

Espaciamiento 1 = 33.3 [cm]

Espaciamiento 2 = 25 [cm]

Espaciamiento 3 = 40 [cm]

Menor = 25 [cm]

Acero por temperatura 1 Ø 6mm @ 25.00

5.1.5. Zapatas

Se realizó un pre dimensionamiento del área inicial de cada zapata, dividiendo la Carga axial de Servicio (Carga Muerta + Carga Viva) entre el valor de la capacidad portante dada por el EMS que era de 1.8kg/cm², equivalente a 18 Tonf/m². Una vez realizado el predimensionamiento, se plasmó en el SAFE las dimensiones de cada zapata. Se realizó un par de interacciones, hasta que cada zapata contaba con valores menores a la capacidad portante de 1.8kg/cm². Además, se verificó los asentamientos de las zapatas, verificando que no sobrepasen el asentamiento esperado dado en el Estudio de Suelos.

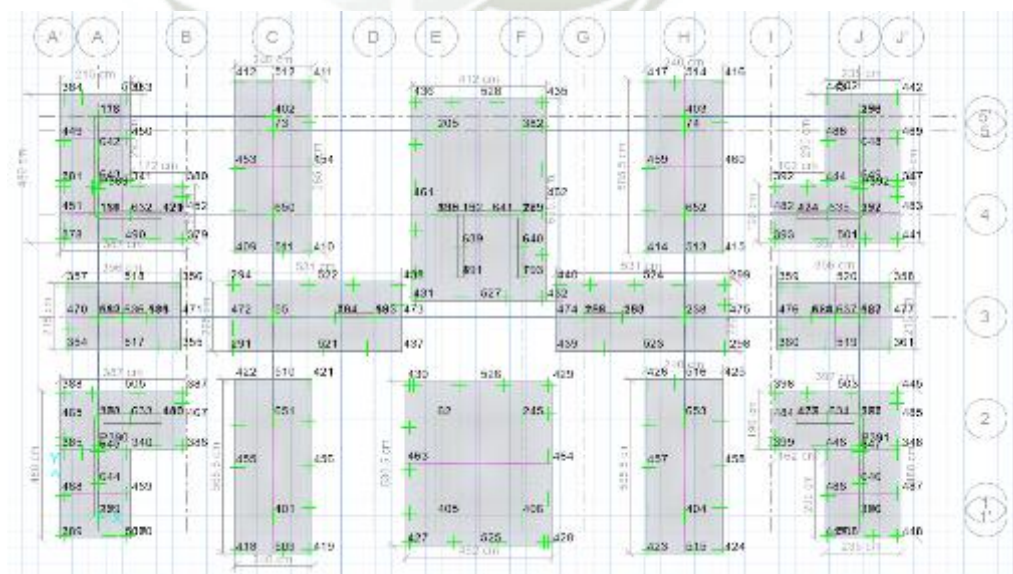


Figura 5.25 – Presentación de Modelamiento de zapatas en SAFE (Deriva máx = 0.007)

Se procede a la creación de materiales en el software.

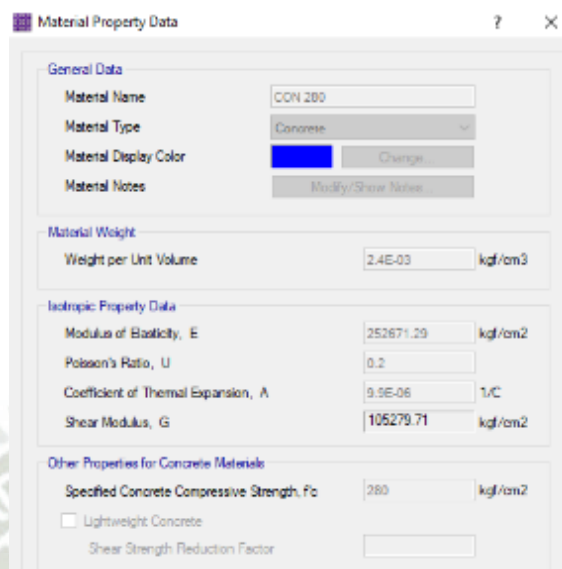


Figura 5.26 – Selección de materiales en software

Se procede a crear una el elemento zapata de 55cm y las vigas de cimentación

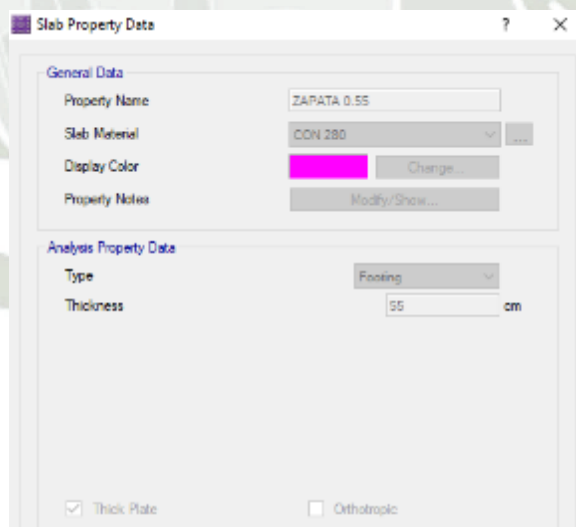


Figura 5.27 – Creación de sección de zapata



Figura 5.28 – Creación de viga de cimentación 25x60

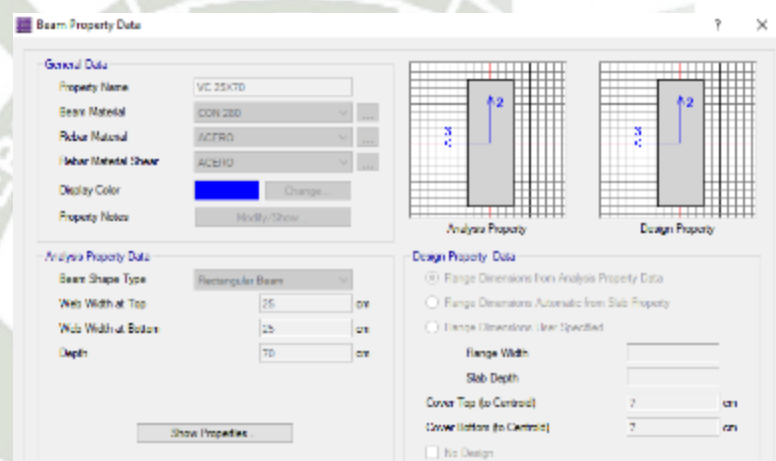


Figura 5.29 – Creación de viga de cimentación 25x70

Por último, se procede a darle la propiedad del suelo, capacidad portante de 1.8kg/cm², lo que equivale a un módulo de balasto de 3.6 kg/cm³.

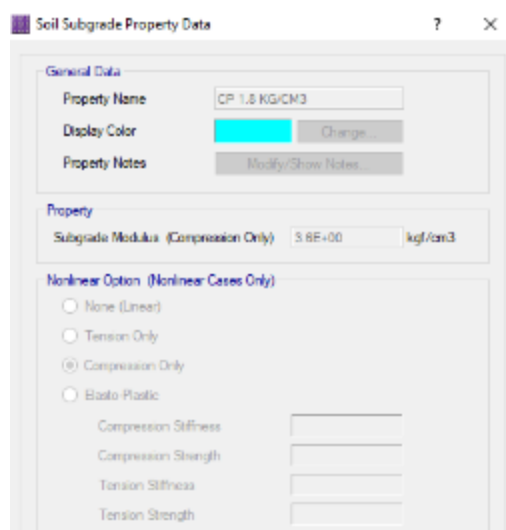


Figura 5.30 – Selección de propiedades del suelo

Se presenta el modelamiento 3D de la cimentación:

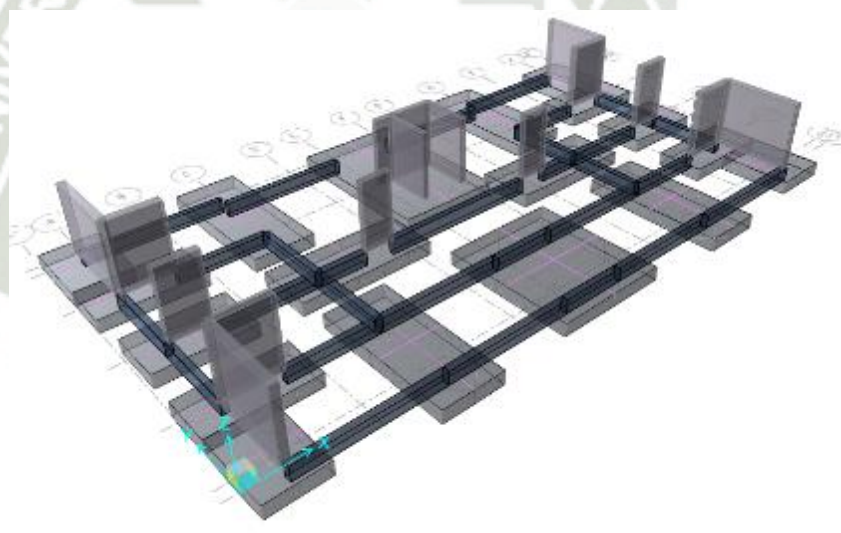


Figura 5.31 – Modelamiento 3D de la cimentación

Luego de tener el modelado se continua con la verificación de presiones en las cimentaciones de acuerdo a cada combinación de carga:

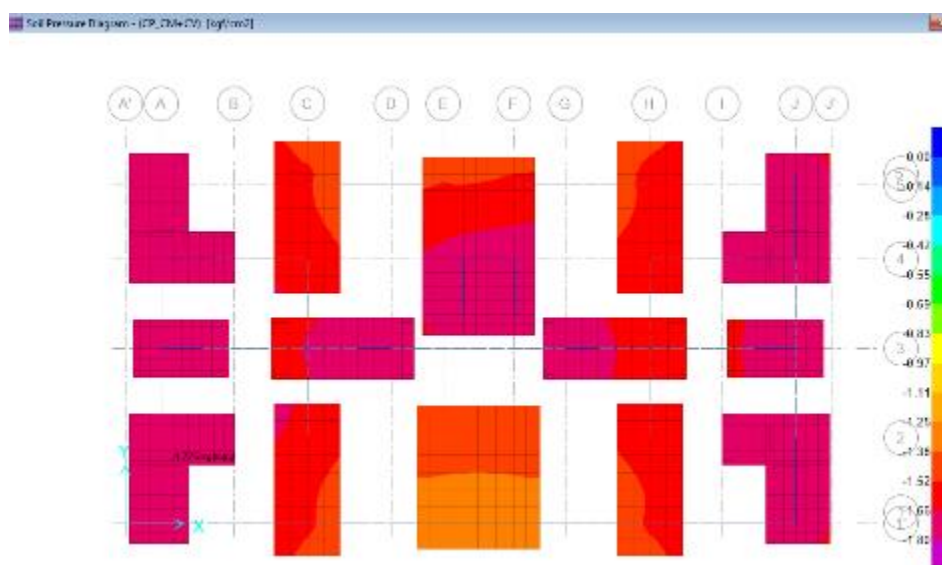


Figura 5.32 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)

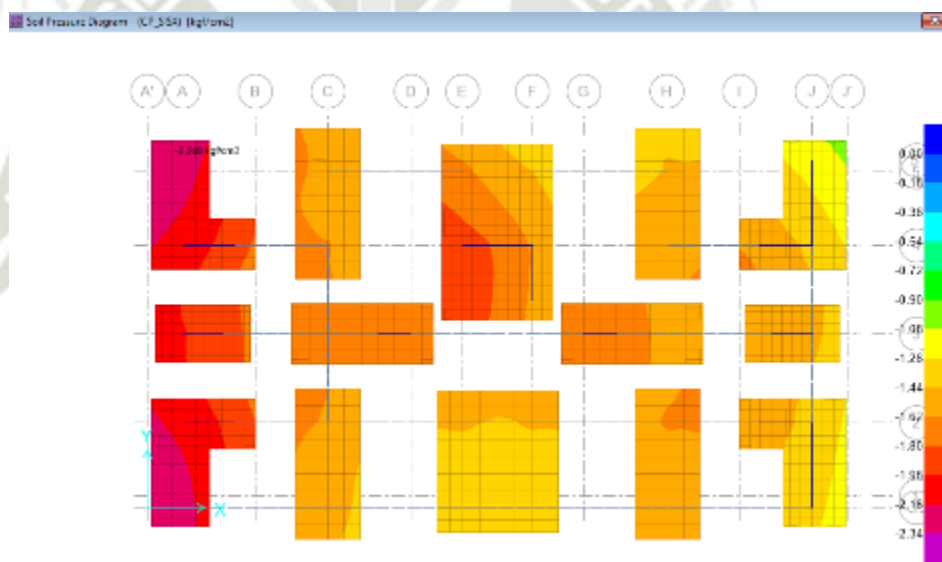


Figura 5.33 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISX(+)

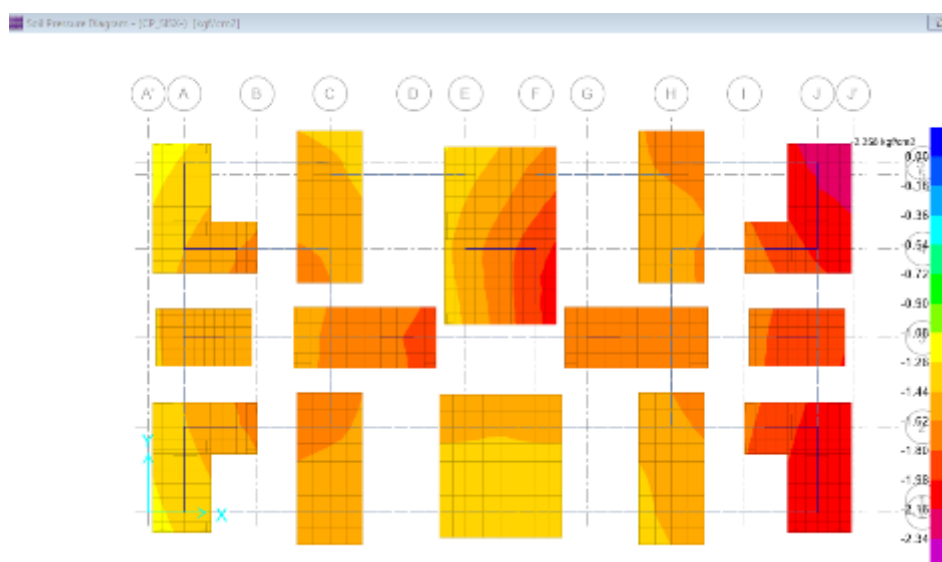


Figura 5.34 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISX(-)

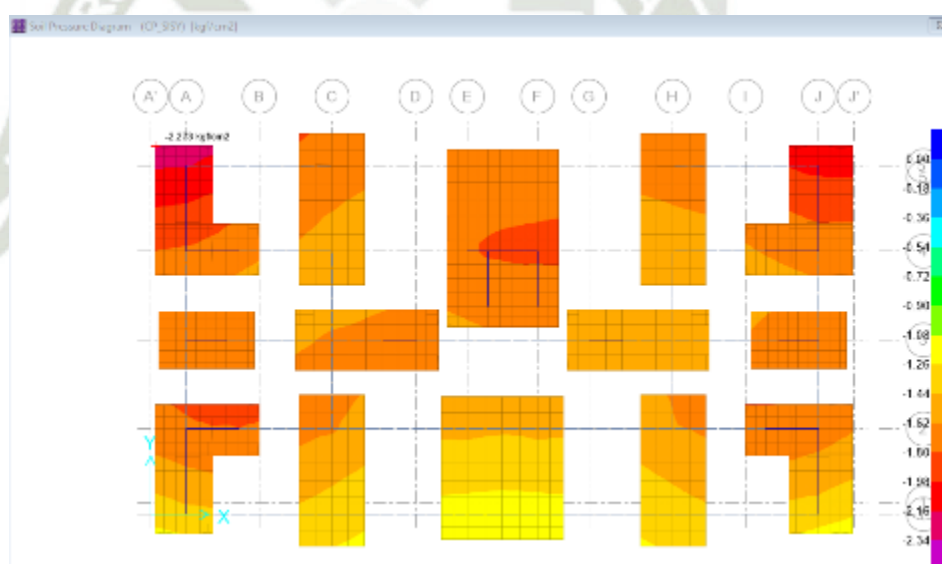
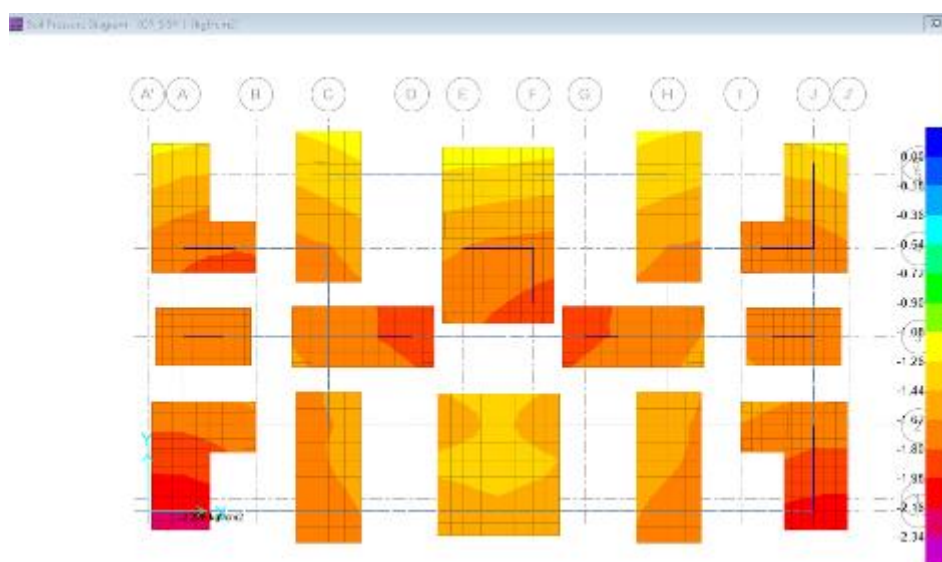


Figura 5.35 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)+SISY (+)



**Figura 5.36 – Verificación de presiones con cargas de servicio (CM +CV)
+SISY (-)**

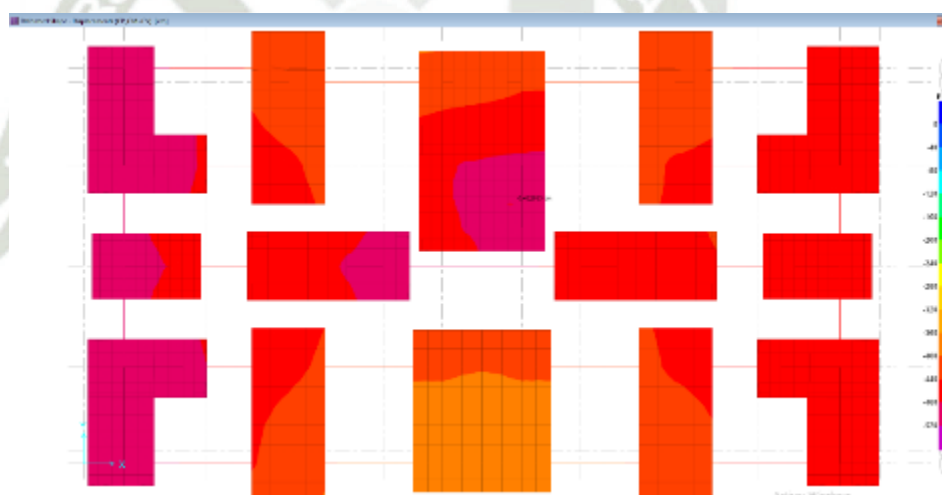


Figura 5.37 – Verificación de presiones con máximas cargas de servicio

Presentamos los diagramas de momentos de las zapatas:

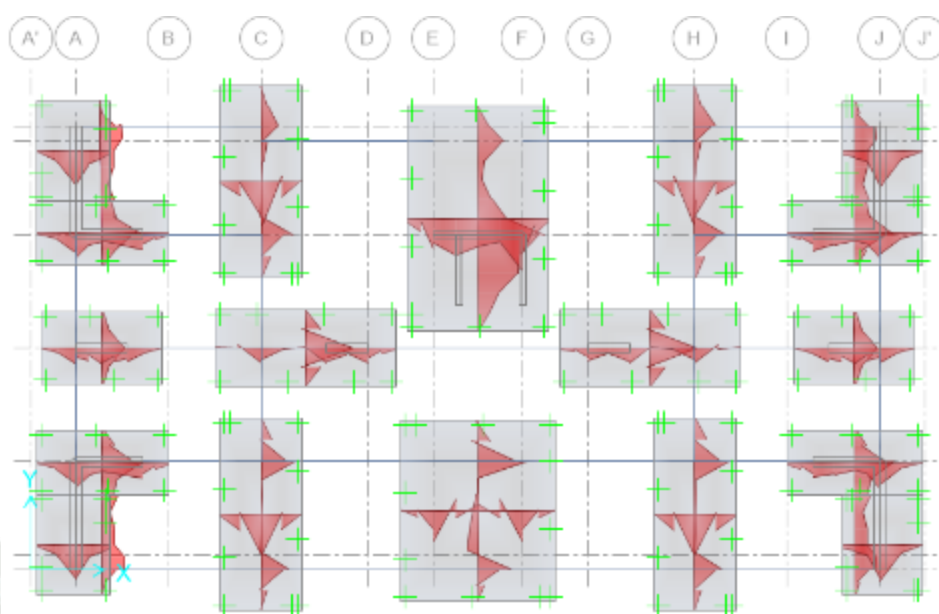


Figura 5.38 – Diagramas de momentos en zapatas

Se presenta la cantidad de acero necesaria en cada zapata y vigas de cimentación:

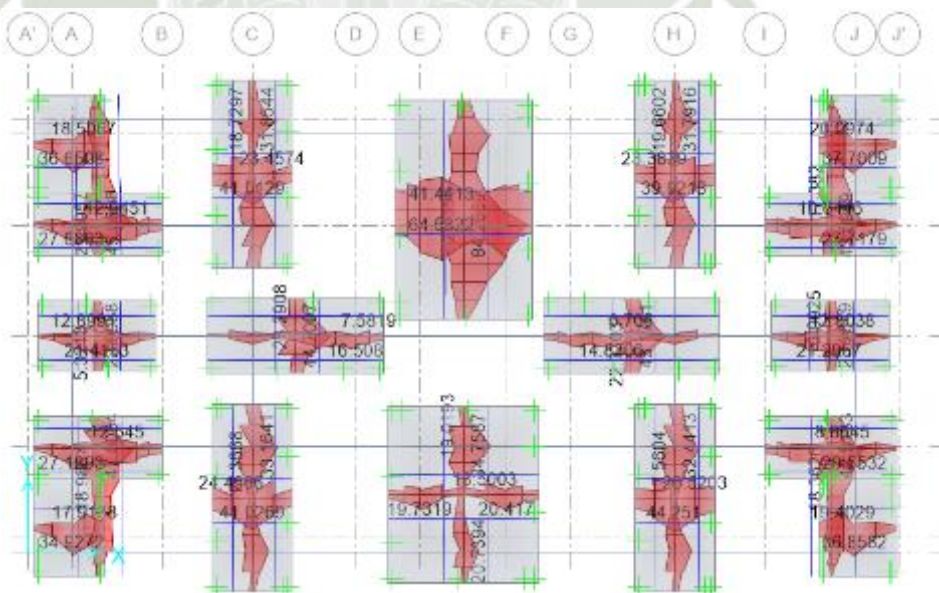


Figura 5.39 – Cantidad de acero en zapatas

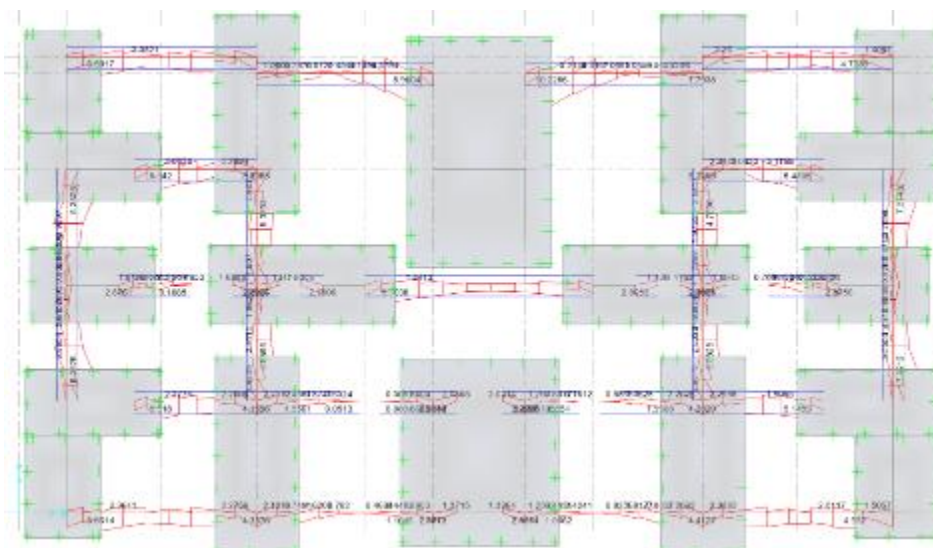


Figura 5.40 – Cantidad de acero en vigas de cimentación

Se presenta el planteamiento final de la cimentación, tras el diseño de zapatas y vigas de cimentación. Se cuenta con cimentaciones en su mayoría con zapatas combinadas y conectadas.

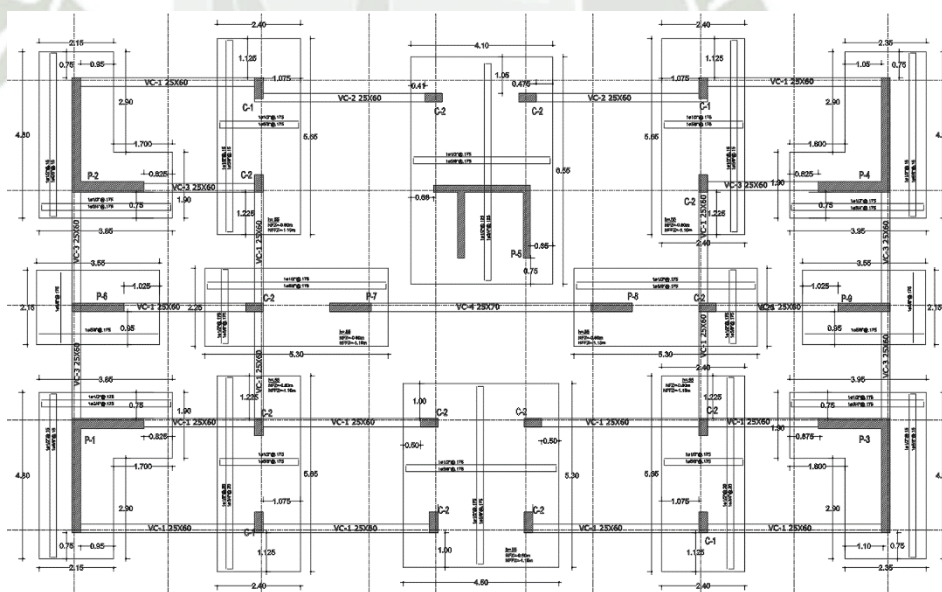


Figura 5.41 – Plano de planta de zapatas y vigas de cimentación

El detalle de zapatas y vigas de cimentación se presentan de la siguiente manera:

Technical drawings of two reinforced concrete beams, VIGA VC-1 and VIGA VC-2. Both beams have a rectangular cross-section with a width of 25 cm and a height of 80 cm. The reinforcement consists of 8 bars of 5/8 inch diameter and 2 bars of 1 1/2 inch diameter. The beams are supported by a wall on the left and a column on the right. The elevation is marked as N.P.T. +0.00 and N.F.V.G. -1.40. The beams are labeled VIGA VC-1 and VIGA VC-2.

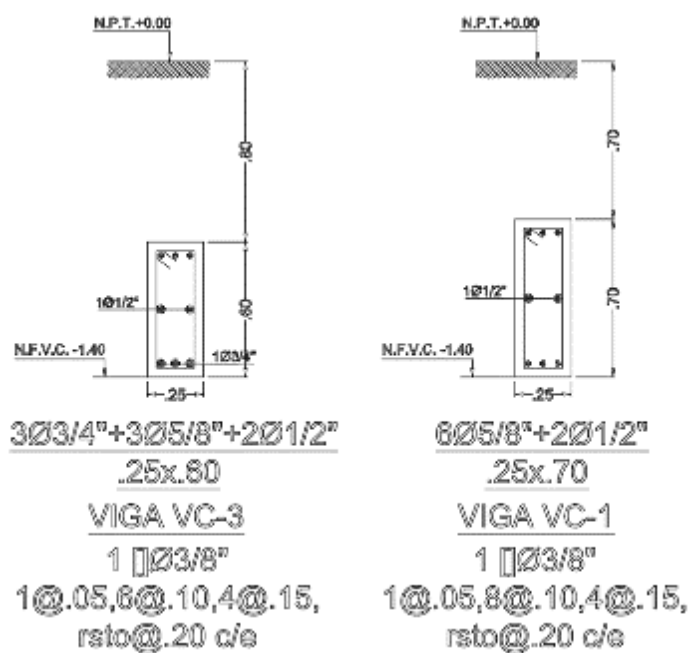


Figura 5.43 – Sección de vigas de cimentación

CAPITULO VI

6. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal parte del modelo realizado para el análisis según la norma E.030 y E.060.

6.1. Modelos de comportamiento de materiales

Para definir el comportamiento no lineal del concreto se usó el Modelo de Mander, el cual considera los aportes del concreto confinado y no confinado.

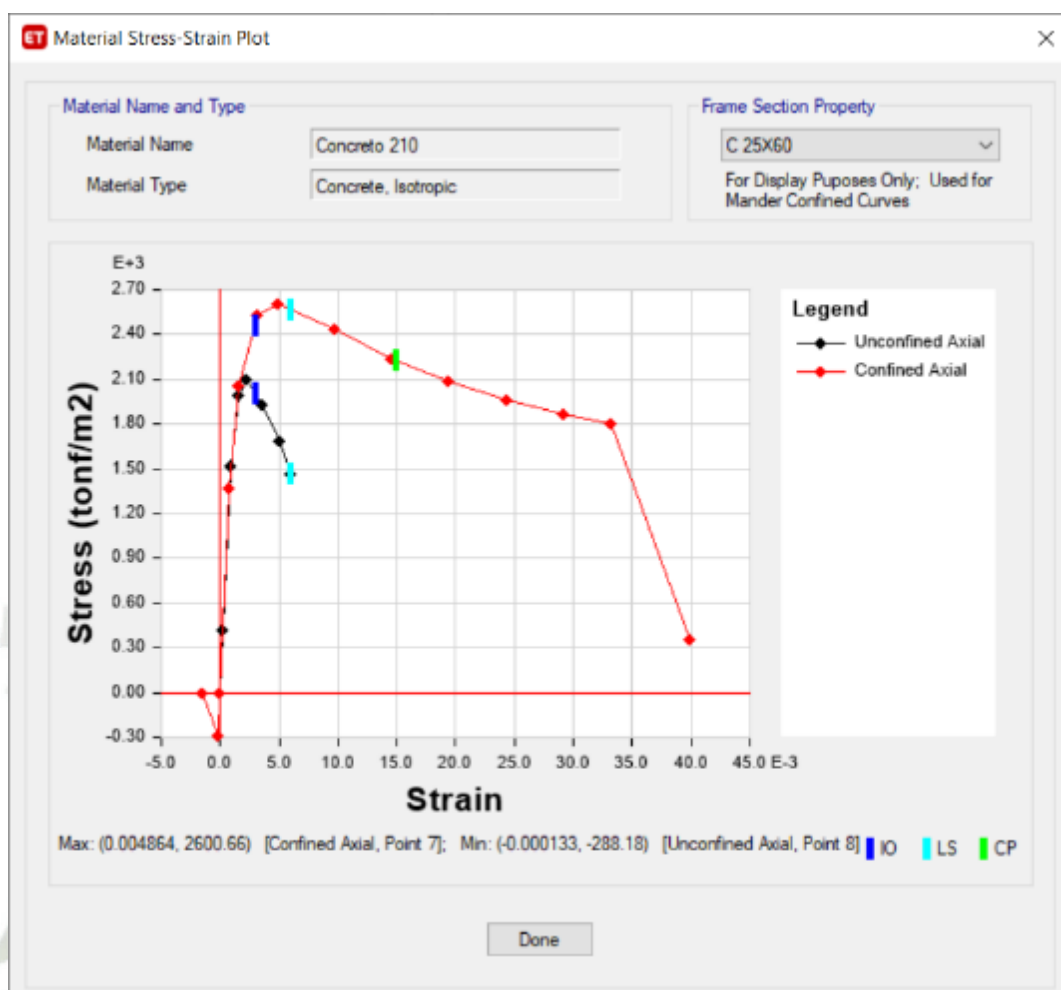


Figura 6.1 – Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado.

El comportamiento no lineal del acero se definió mediante un modelo paramétrico simple:

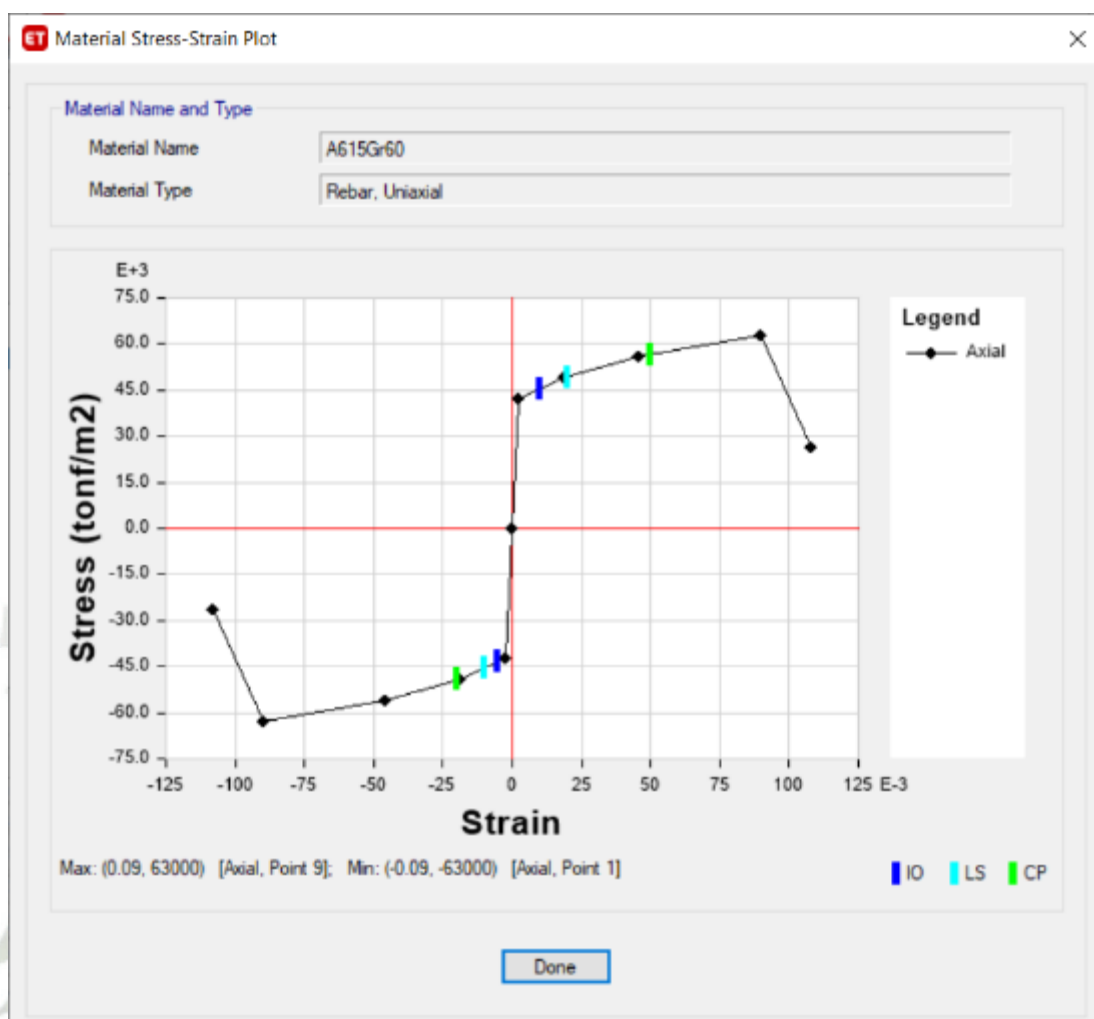


Figura 6.2 – Modelo Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo

6.2. Modelo de comportamiento de elementos estructurales

La no linealidad se considerará mediante plasticidad distribuida tipo fibra de sección, la cual es más precisa dado que considera la no linealidad a lo largo del elemento, a diferencia de los modelos de plasticidad concentrada que únicamente consideran los puntos extremos del elemento.

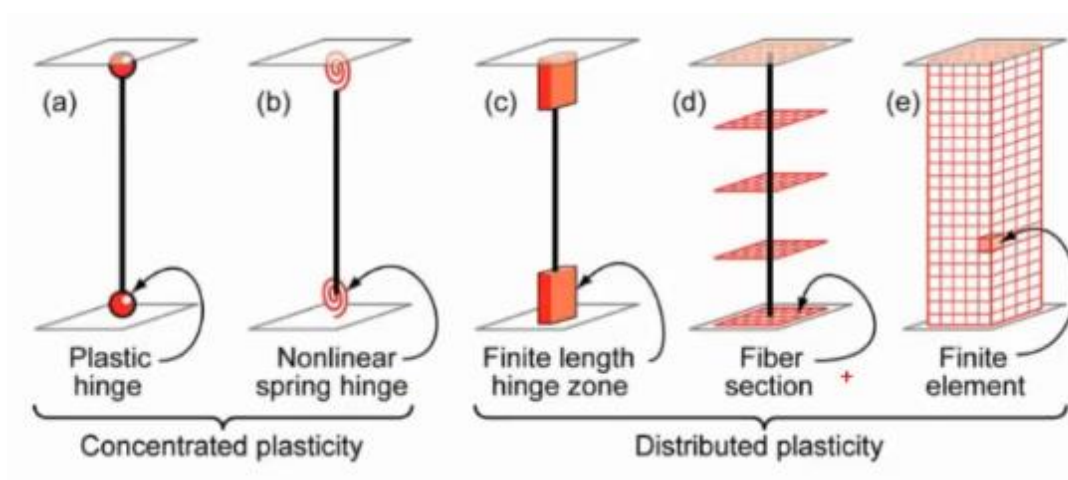


Figura 6.3 – Modelos de Idealización de elementos

Se definen las rótulas tipo fibra por deformación controlada, para obtener una gráfica de Momento versus Rotación.

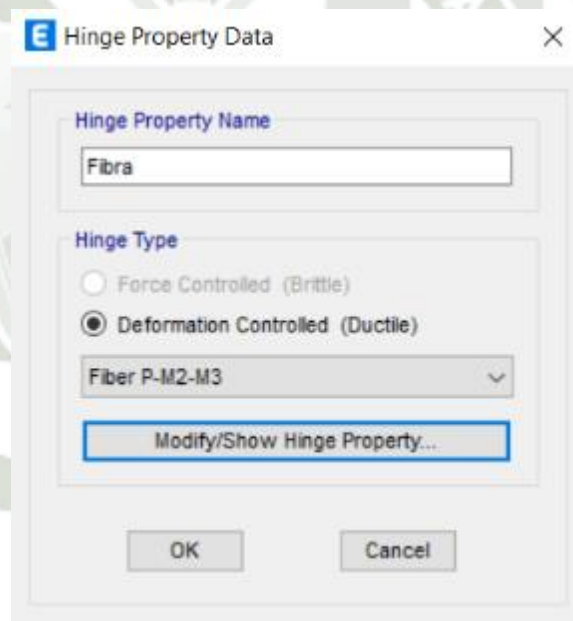


Figura 6.4 – Definición de Rótulas Tipo Fibra

Ahora se debe definir la longitud plástica, la cual se define como el porcentaje de la longitud del elemento estructural que ingresa completamente en el rango plástico.

$$\theta = \varphi * L_p$$

La longitud plástica se tomará igual a 10%, esto según estudios realizados.

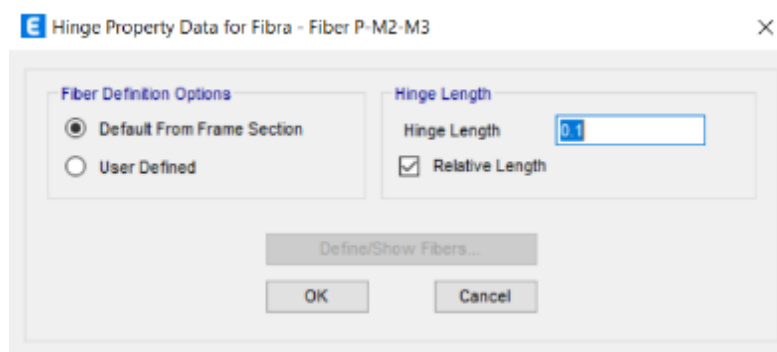


Figura 6.5 – Definición de Longitud de Plasticidad

6.3. Análisis Pushover

El análisis no lineal estático se realiza al aplicar cargas laterales monotónicamente con la forma del primer modo traslacional, tal como se menciona en la sección 7.4.3.2.3 del ASCE 41-17, puesto que los modos superiores no son significativos.

6.3.1. Validación del Análisis

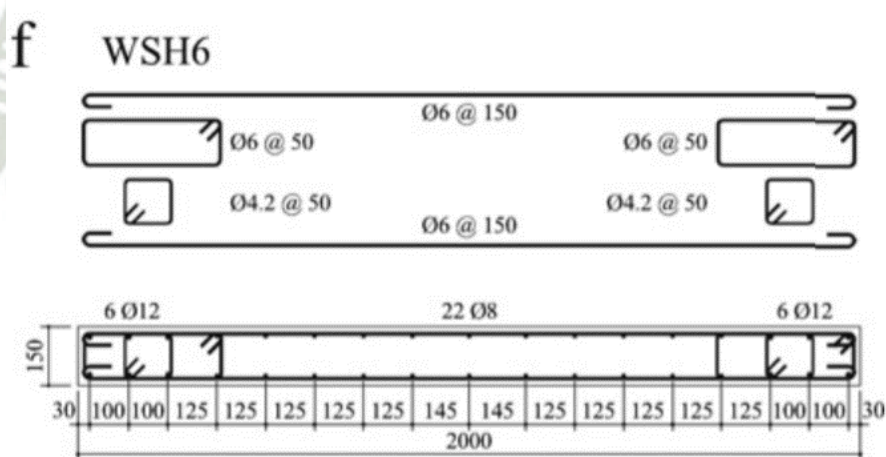
De acuerdo a la norma Peruana E.030-2018 en el acápite 30.2.2. es posible permitir el modelado de las estructuras para su respectivo análisis y hacer una comprobación por medio de la calibración del modelo de acuerdo a un ensayo de laboratorio, tomando en cuenta la fluencia, rigidez, estrechamiento de lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento de la estructura en dichos ensayos.

Este tipo de calibración es respaldado a su vez por normativas internacionales que hacen mención al análisis no lineal en su acápite 16.3.1. del ASCE 7-16, la cual indica que se deben tener resúmenes de datos de pruebas de laboratorio y otros datos aplicables utilizados para justificar el modelado del componente histerético o utilizados para justificar un desempeño estructural aceptable. El modelado del comportamiento histerético no lineal del elemento debe ser consistente con ASCE 41 o datos de prueba de laboratorio aplicables. Los datos de prueba no deben extrapolarse

más allá de los niveles de deformación probados. La degradación en la resistencia o rigidez del elemento se incluirá en los modelos histeréticos a menos que se pueda demostrar que la respuesta no es suficiente para producir estos efectos.

6.3.1.1. Calibración de Muro de Concreto Armado

Para este procedimiento procedemos a modelar un muro de concreto armado de acuerdo al ensayo de laboratorio “Ensayos pseudoestáticos cíclicos y análisis de rótula plástica de muros estructurales de Concreto Armado” (Dazio, Beyer, Bachmann 2009) en la cual realizan el ensayo cíclico de un muro de Concreto Armado y los cuales obtienen resultados de un análisis histerético. Las propiedades geométricas y físicas del muro se encuentran dentro del contenido de dicho informe.



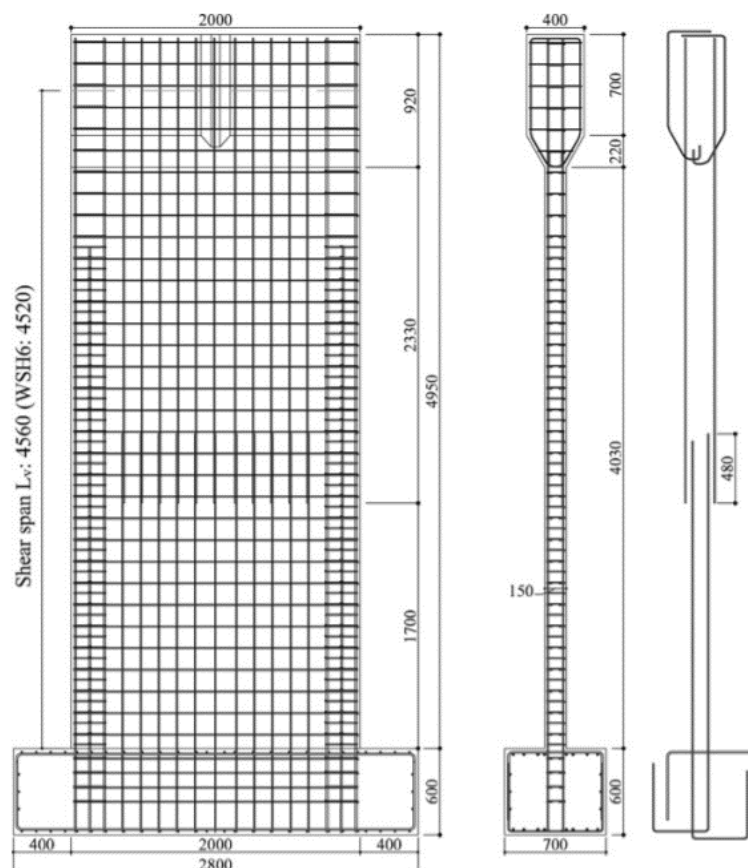


Figura 6.6 – Detalles de Muro de Ensayo Cíclico del Laboratorio

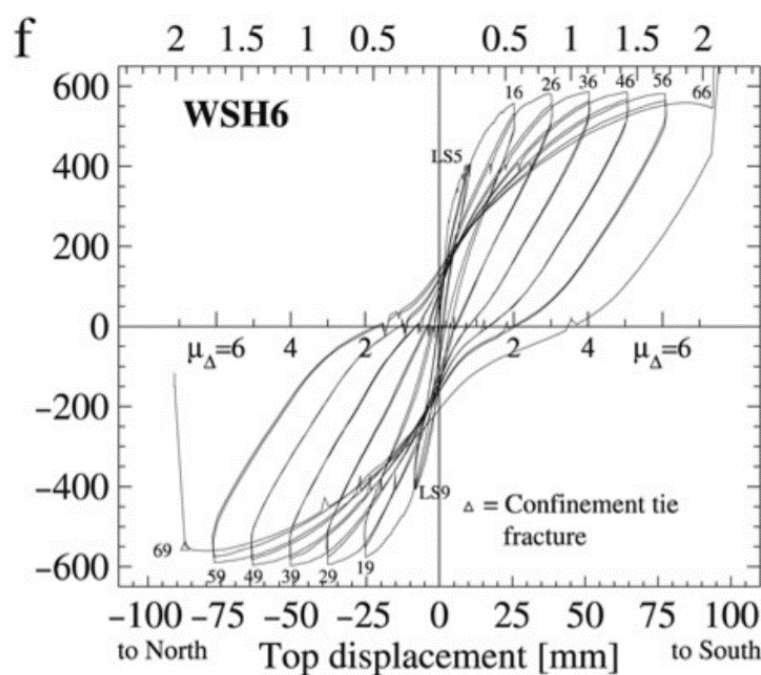


Figura 6.7 – Resultados del Ensayo Cíclico del Laboratorio

Se procede a modelar el muro en el programa Etabs con las propiedades indicadas en informe:

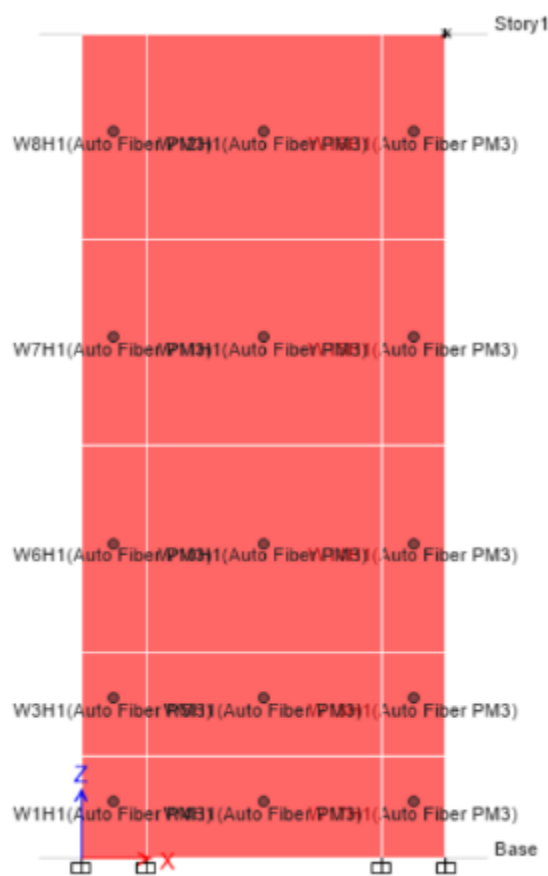


Figura 6.8 – Modelado del Muro del Ensayo Cíclico, en el programa Etabs

Una vez realizado el modelo se procede a hacer un análisis histerético y un análisis monotónico con la intención de verificar la similitud de valores con relación al ensayo real.

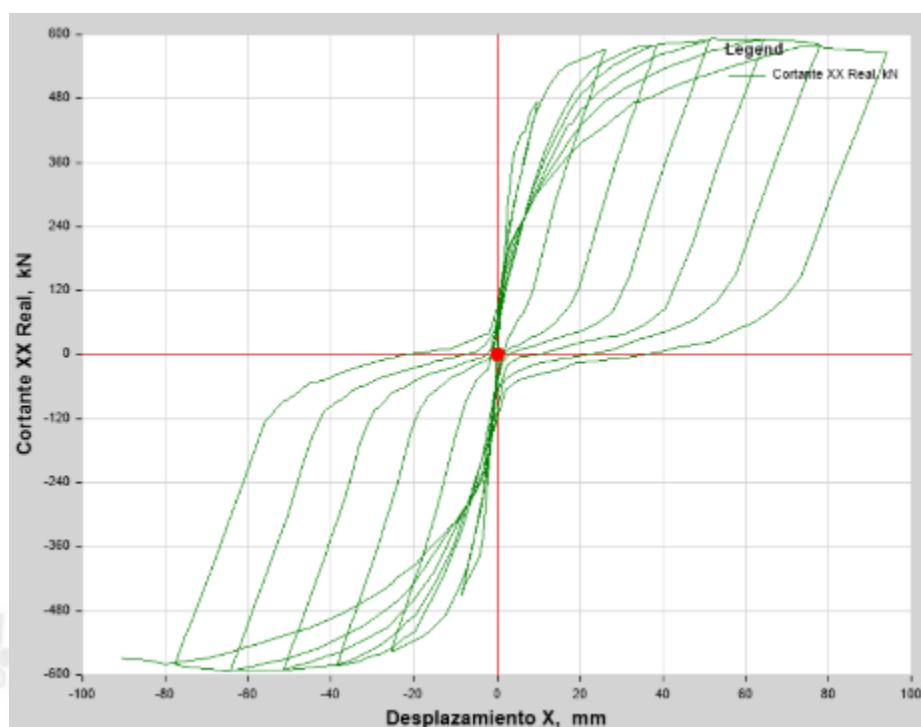


Figura 6.9 – Resultados del Ensayo Cíclico, elaborado en el programa Etabs

Una vez obtenido el análisis hacemos una comparación con el diagrama histerético del ensayo real, estos deberían tener similitud en los lazos histeréticos para corroborar que los parámetros del modelo son correctos.

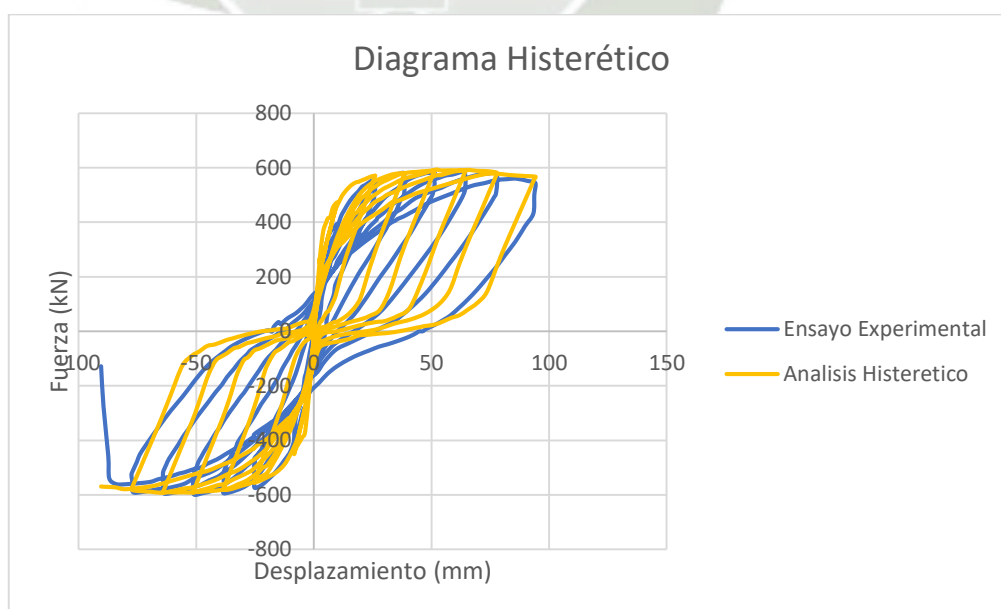
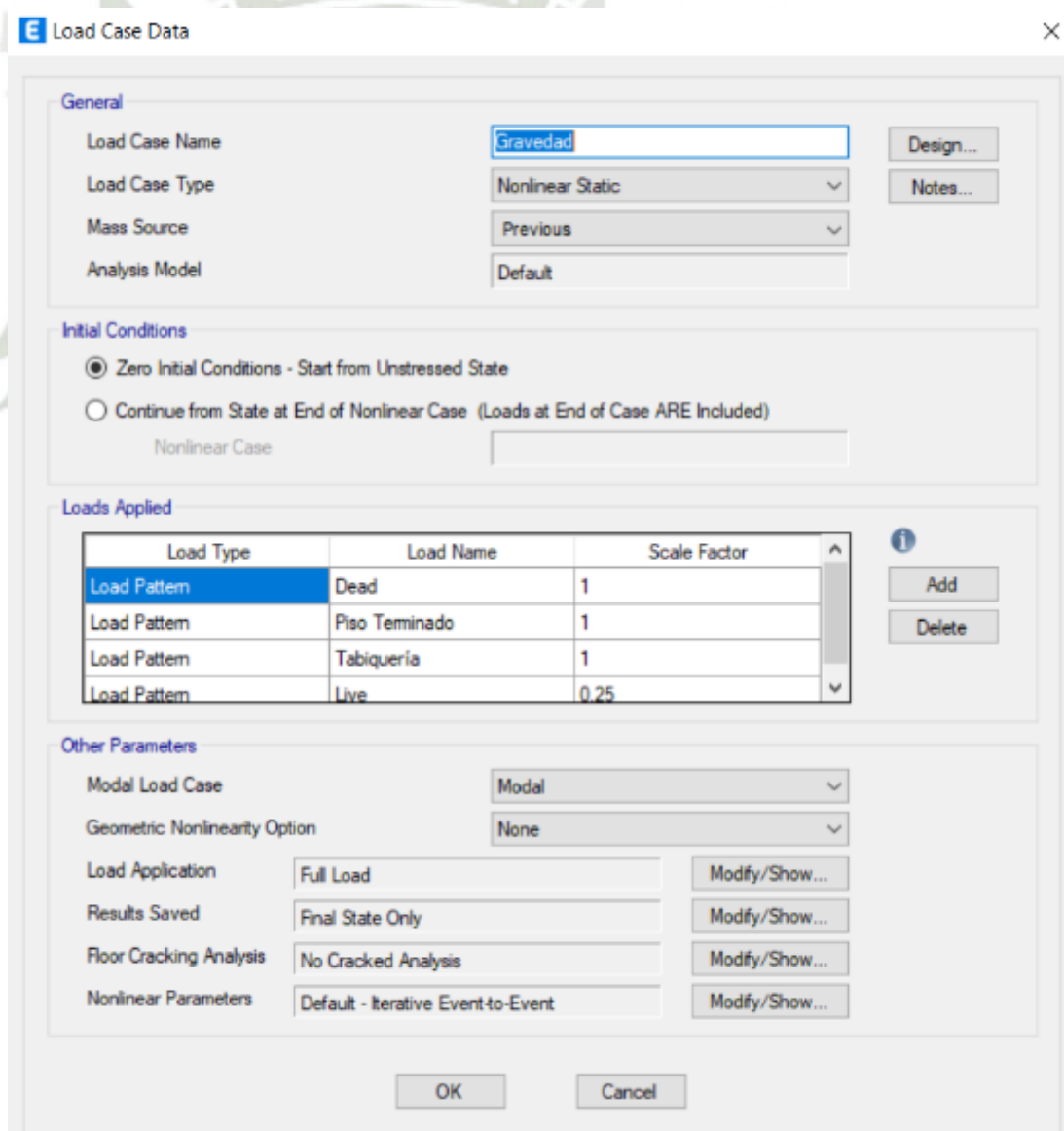


Figura 6.10 – Gráfico comparativo entre Ensayo de Laboratorio vs Ensayo Cíclico en Etabs

La semejanza en el ancho de los lazos histeréticos, la cantidad de energía disipada, la fuerza aplicada y el desplazamiento recorrido demuestran la correcta modelación de la estructura en el software, por lo que es permisible poder continuar con el análisis de la estructura.

6.4. Casos de carga

Para iniciar el análisis Pushover se debe definir un caso de carga de gravedad no lineal, en la cual están consideradas la carga muerta y viva según las exigencias de la norma E.030 (100% CM+25%CV).



General

Load Case Name: Gravedad

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Piso Terminado	1
Load Pattern	Tabiquería	1
Load Pattern	Live	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

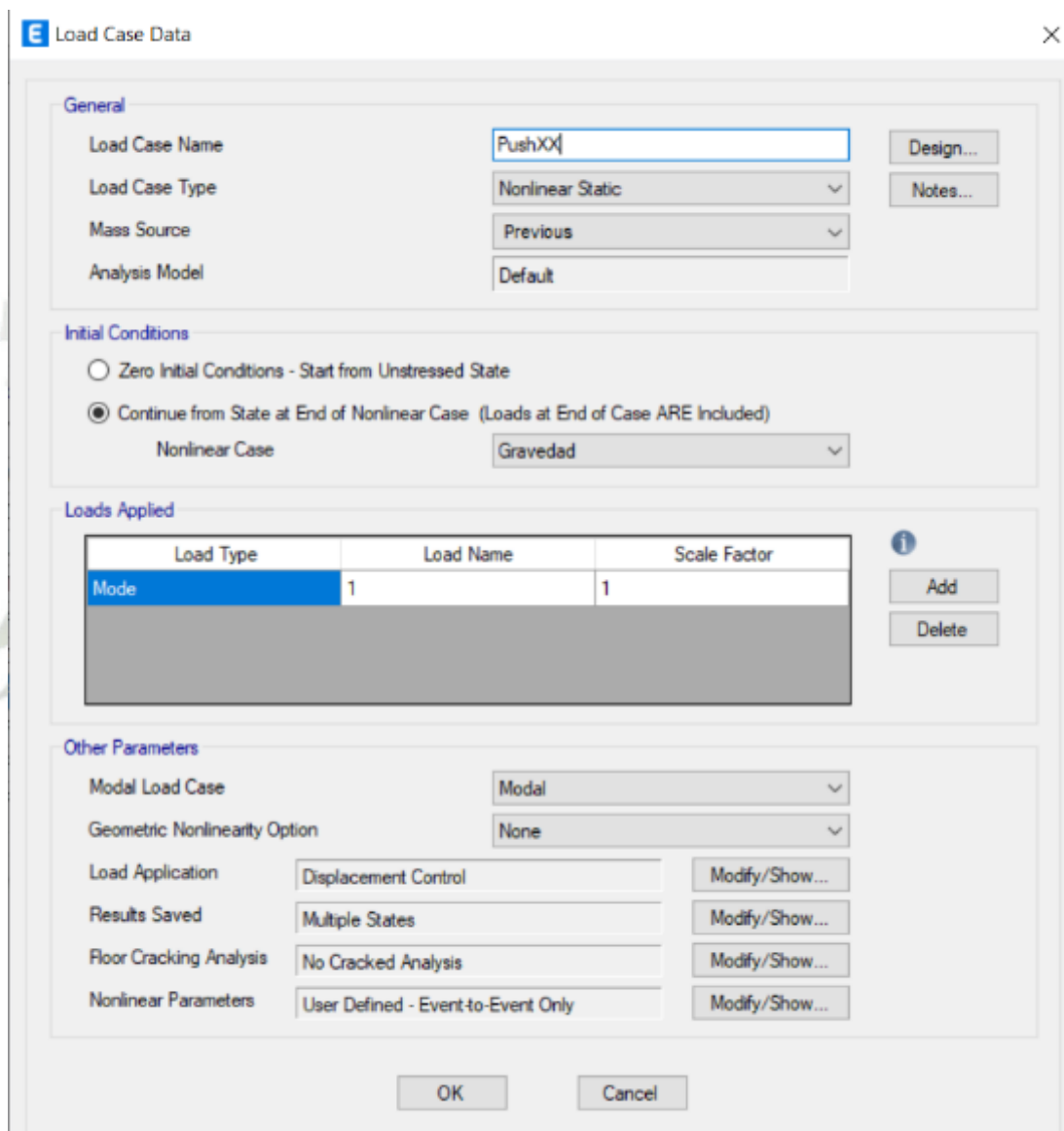
Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Figura 6.11 – Definición del patrón de carga de Gravedad para el Análisis Estático No Lineal

La carga lateral se define de acuerdo a los desplazamientos de los modos fundamentales de vibración de la estructura. En este caso el primer modo corresponde a un movimiento traslacional en X y el segundo modo, a uno en Y.



E Load Case Data

General

Load Case Name: PushXX

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Design... Notes...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only

Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Figura 6.12 – Definición del patrón de carga lateral en la dirección X-X para el Análisis Estático No Lineal

E Load Case Data

General

Load Case Name: PushYY

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Modify/Show..., OK, Cancel

Figura 6.13 – Definición del patrón de carga lateral en la dirección Y-Y para el Análisis Estático No Lineal

6.5. Curva de capacidad

Para la evaluación de la curva de capacidad se toma en consideración la cortante basal en la dirección de análisis y para el desplazamiento, se toma en consideración como punto de control el punto más cercano al centro de masa en la azotea acorde a la sección 7.4.3.2.2. Cabe resaltar que antes de colocar la carga lateral, deben de incluirse las cargas de gravedad como se menciona en la sección 7.4.3.2.1. Por ello es que en el modelo numérico se ha creado un caso de carga de gravedad y un

caso de carga lateral acorde a la forma del primer modo traslacional que inicia de la carga de gravedad.

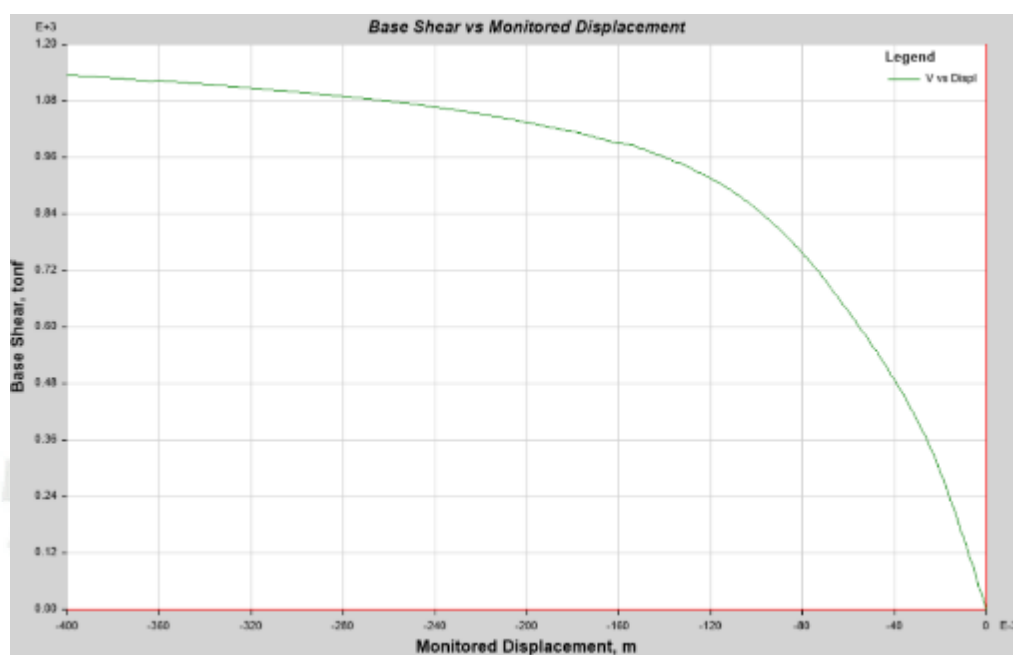


Figura 6.14 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.007)

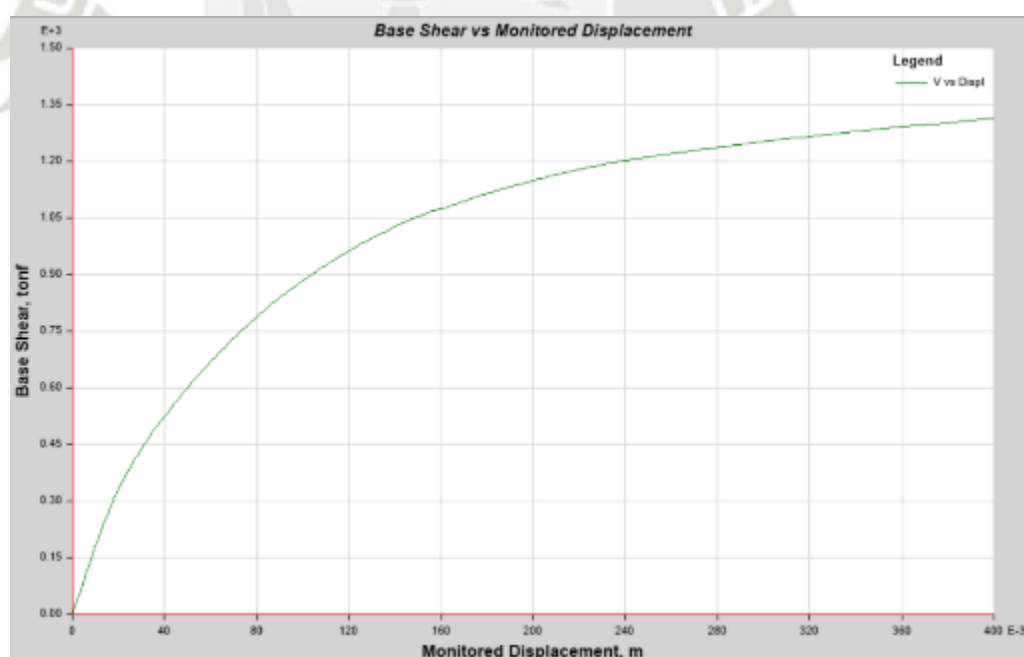


Figura 6.15 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.007)

6.6. Resultados del Análisis Pushover

6.6.1. Mecanismo de formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales

(Modelo 1 Drift máx = 0.007)

DIRECCIÓN XX

En la dirección XX hay vigas de peralte de 50cm y 60cm, columnas de 50cm de peralte y placas de 30cm, 25cm y 20cm orientado en esta dirección.

Las primeras rótulas se generan en las vigas, esto significa que los primeros elementos estructurales en ingresar al régimen no lineal son las vigas que se muestran en la siguiente figura.

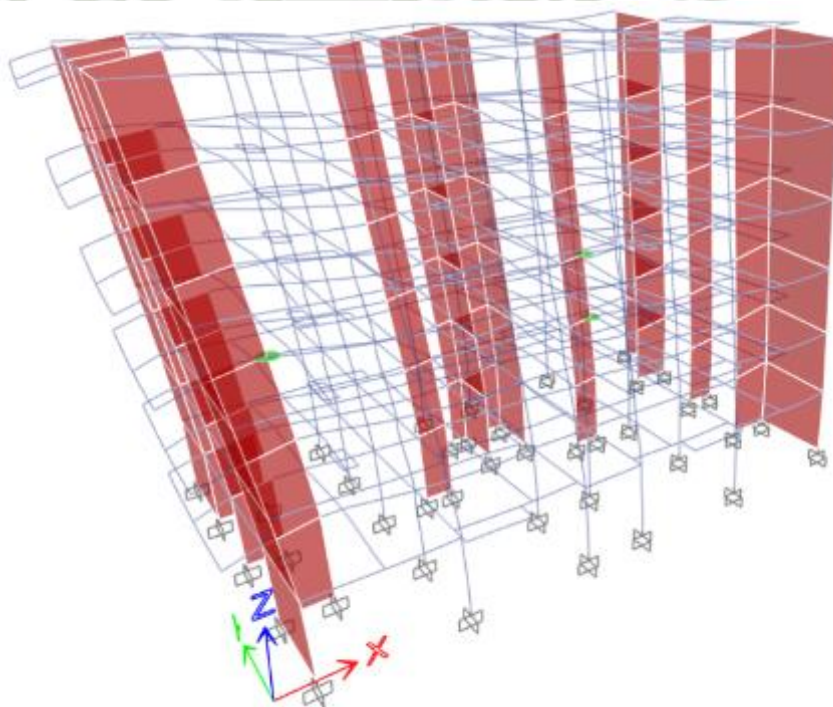


Figura 6.16 – Push X-X Step 75 (Deriva máx = 0.007)

Posteriormente a esto, se observa que siguen ingresando al rango no lineal en las vigas también de niveles superiores y en encuentro con otras placas más.

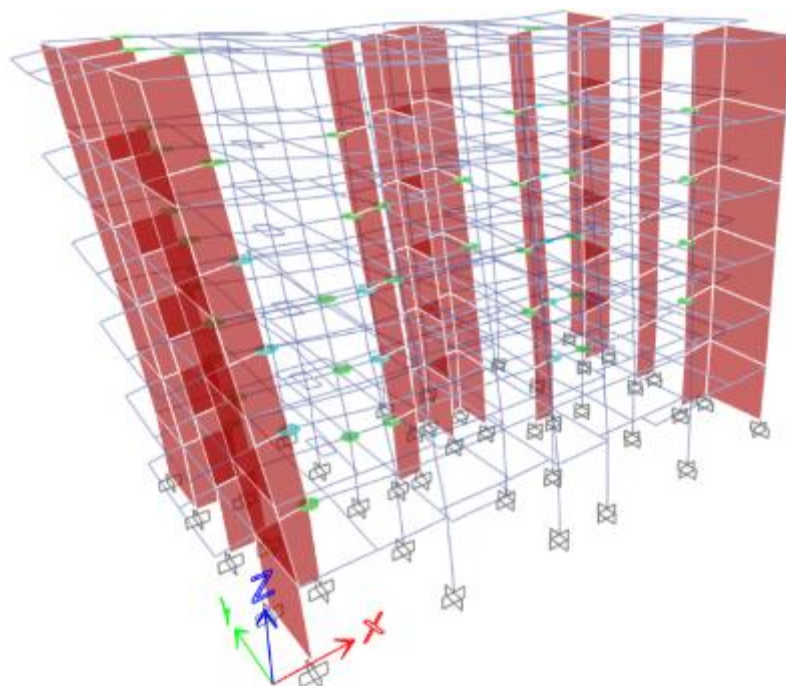


Figura 6.17– Push X-X Step 120 (Deriva máx = 0.007)

Luego, se generan más rótulas en las vigas y empiezan a aparecer algunas rótulas en las placas y columnas del primer nivel, en la dirección de análisis. Las vigas ingresan más al rango inelástico y hay mayor ingreso que se visualiza de color rojo en las vigas que inicialmente se habían rotulado.

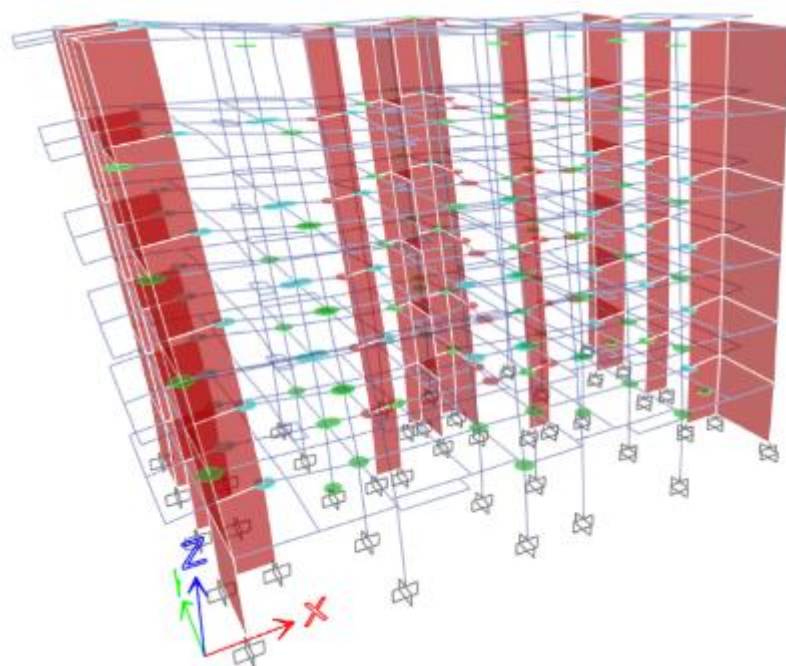


Figura 6.18 – Push X-X Step 220 (Deriva máx = 0.007)

El mecanismo final para un desplazamiento de 40cm es mucho daño en vigas y se observa una placa que se encuentra todavía sin un aparente daño crítico.

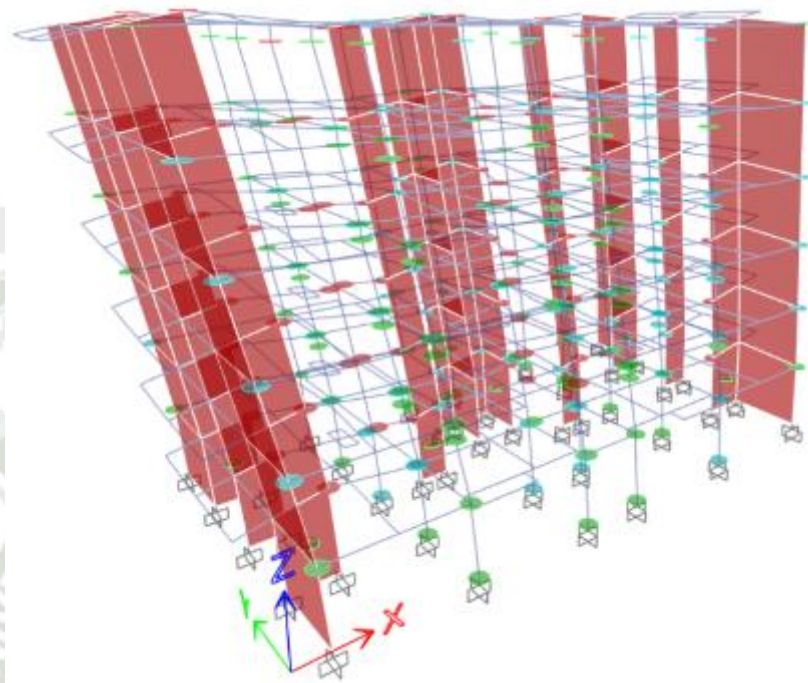


Figura 6.19 – Push X-X Step 400 (Deriva máx = 0.007)

A los 40cm de desplazamiento, que ya es el último punto de la curva de capacidad se observa que existe daño en vigas, columnas y placas. El colapso del edificio se debe a la falla de columnas, placas y vigas. Para este caso se deberá considerar como punto de colapso aquel en el que la placa más esforzada consiguió su rotación máxima.

Hacemos una revisión de la rotación en la placa más esforzada. Esta debe cumplir los criterios de aceptación de plasticidad de la norma ASCE 41-13. Esta placa de color rojo, se observa que tiene una rotación de 23/1000 como se muestra en la siguiente imagen.

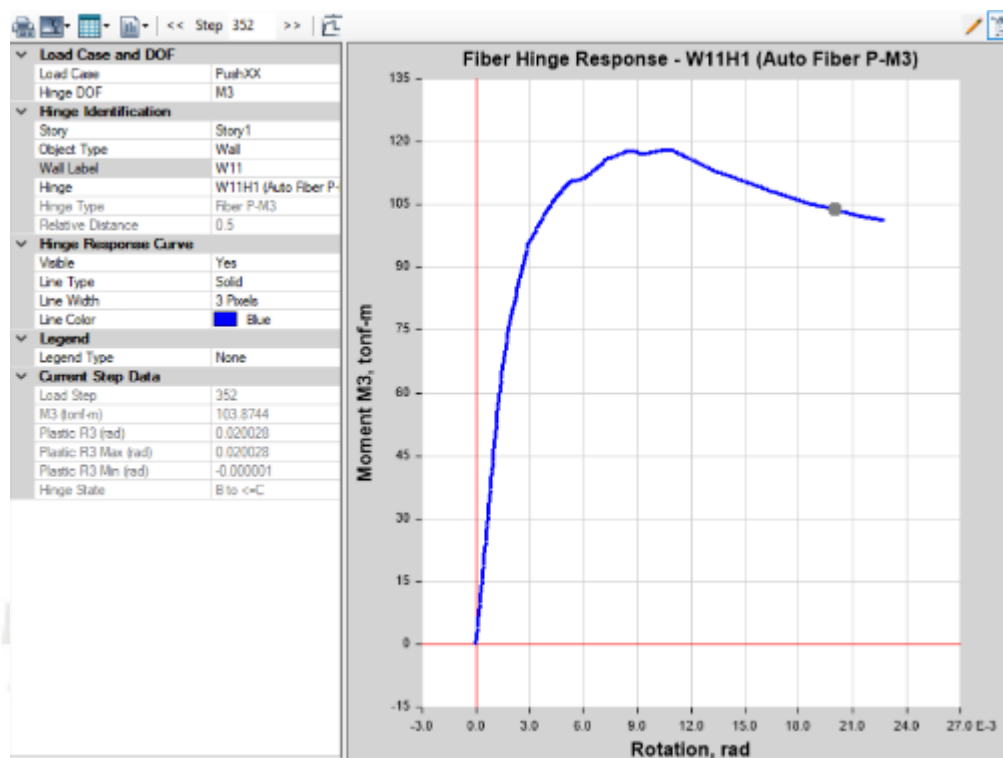


Figura 6.20 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Si bien consideramos a las placas como un elemento primario por la resistencia a cargas laterales, se debe considerar la rotación máxima del elemento de acuerdo a los criterios de aceptación según el ASCE 41-13. Esta nos da indica que las placas deberían tener una rotación máxima de 20/1000.

Tabla 6.1 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Muros de Corte (Fuente: ASCE 41-13)

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)		
			a	b		Performance Level		
						ID	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$(A_c - A'_c) f_c \geq P$		V	Confined Boundary ^b		0.015			
$t_w f_w \geq \frac{V}{d}$		$t_w f_w \geq \frac{V}{d}$						
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≤ 6	No	0.005	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≤ 6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		V			0.050			
		$t_w f_w \geq \frac{V}{d}$						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥ 6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥ 6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

^aLinear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

^bA boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_w$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_w$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

^cFor coupling beams spanning < 8 ft (0 in.), with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

^dConventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

El colapso de la estructura se considera cuando los elementos de placas tengan la rotación máxima. Este daño ocurre cuando en la dirección XX en el paso 352 del Pushover. Esto da a entender que el punto de colapso se da en este paso, por lo que la curva de capacidad también debe terminar en el mismo paso.

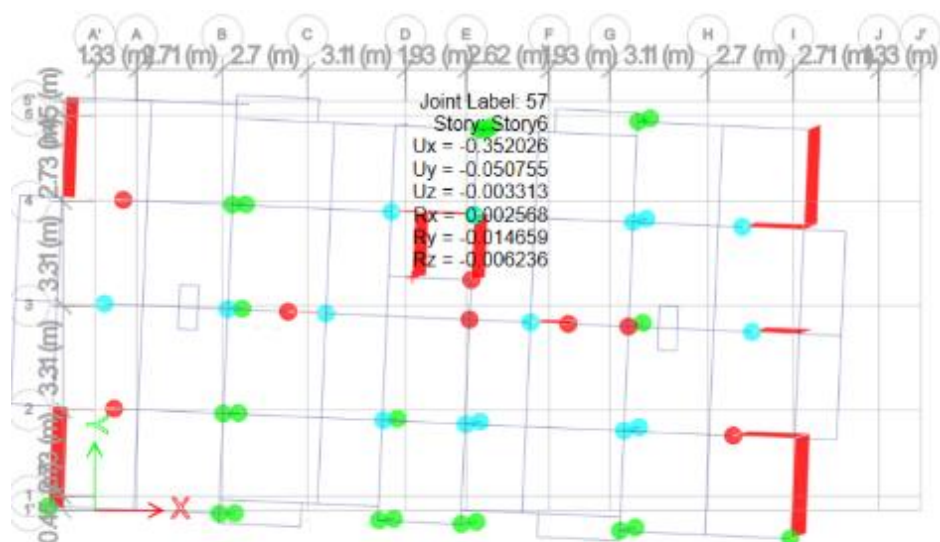


Figura 6.21 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

El valor del desplazamiento en X en el paso 352 es 0.352m, este es el desplazamiento hasta el punto de colapso que debe considerarse en la curva de capacidad.

Adicionalmente, se muestra el momento rotación de la viga más esforzada.

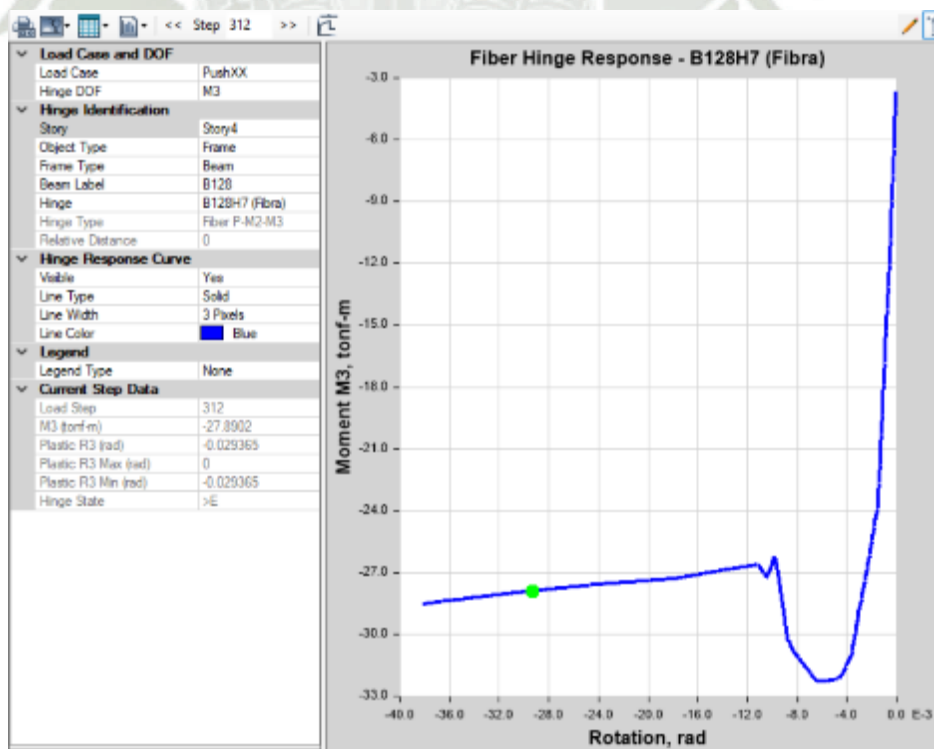


Figura 6.22 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Se muestra que tiene una rotación 35/1000, cuando la rotación máxima según el ASCE 41-13 se podría considerar de 33/1000. Podemos observar que la viga justo ha sobrepasado su punto de colapso; sin embargo, se pueden dar fallas en elementos horizontales que pueden generar colapsos pequeños de ciertas zonas en los bordes de losas, pero el colapso mayor que genera pérdida de estabilidad es en los elementos verticales porque cambia completamente la matriz de rigidez y genera un mayor cambio de distribución de fuerzas entre todos los elementos verticales, por eso diría que se esperaría a que fallen los muros.

Tabla 6.2 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Vigas de Concreto Armado (Fuente: ASCE 41-13)

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_e d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

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

^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Observamos la rotación de la columna más esforzada:

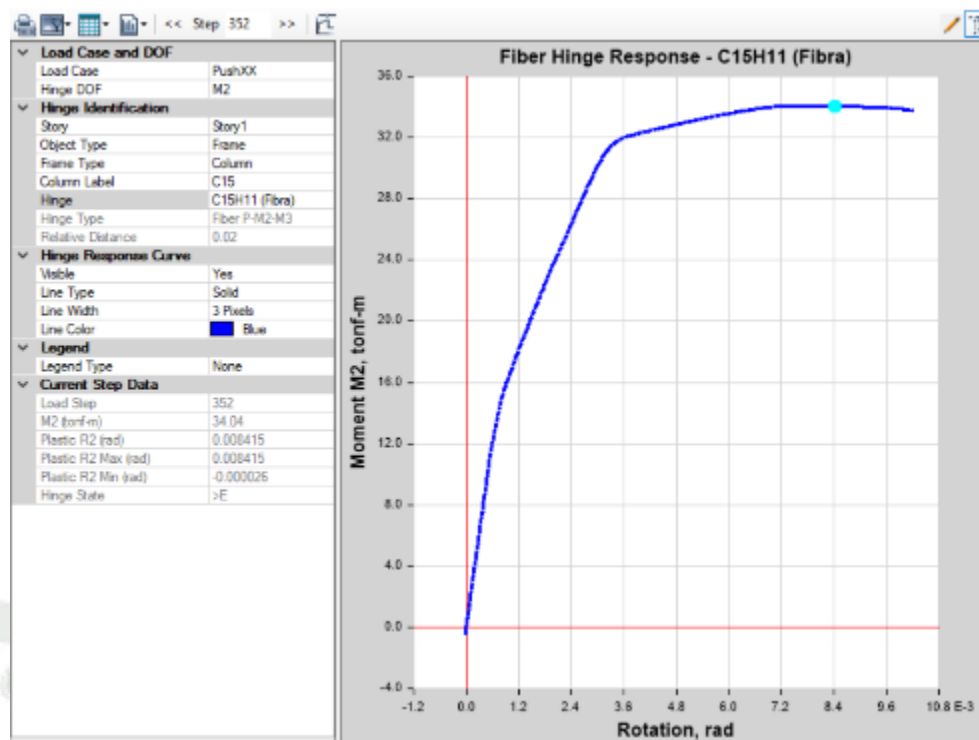


Figura 6.23 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Según el ASCE 41-13 se muestra que las rotaciones máximas que se pueden dar en una columna son de 60/1000 y se observa en el modelo unas rotaciones de 8/1000, lo cual es menor al punto del colapso mencionado por el ASCE 41-13.

Tabla 6.3 – Criterios de Aceptación para procedimientos No lineales en Columnas de Concreto Armado (Fuente: ASCE 41-13)

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_v s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_v s}$	$\frac{V}{b_v d f_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_v s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_v s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_s f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based

DIRECCIÓN YY

En la dirección YY hay vigas de peralte de 50cm, columnas de 25x50, 25x60 y placas de 25cm y 20cm orientado en esta dirección.

Las primeras rótulas se generan en las vigas y en los muros que están junto a estas como se observa en la siguiente figura.

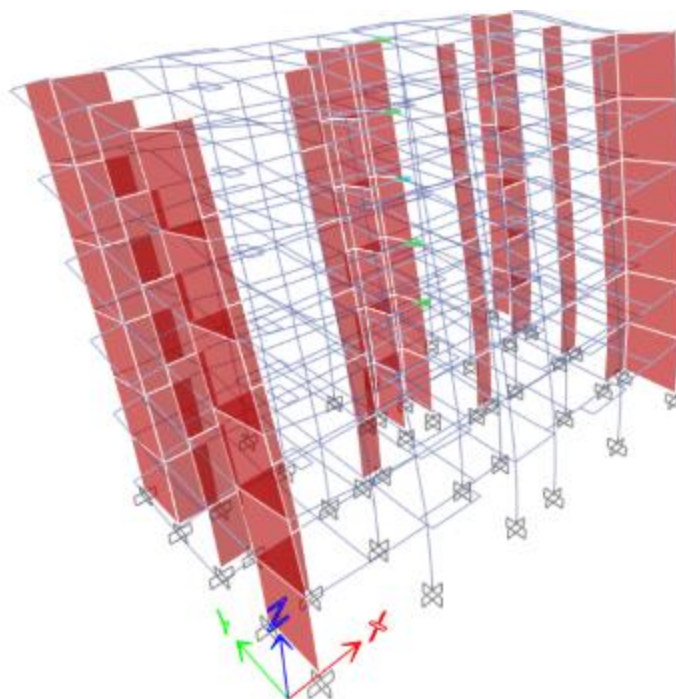


Figura 6.24 – Push Y-Y Step 75 (Deriva máx = 0.007)

Aproximadamente por el paso 115 se observa que ya se generan daño extensivo en las vigas, estas vigas se muestran de color rojo en la figura. Estas vigas son las mismas que han iniciado en el régimen no lineal inicialmente.

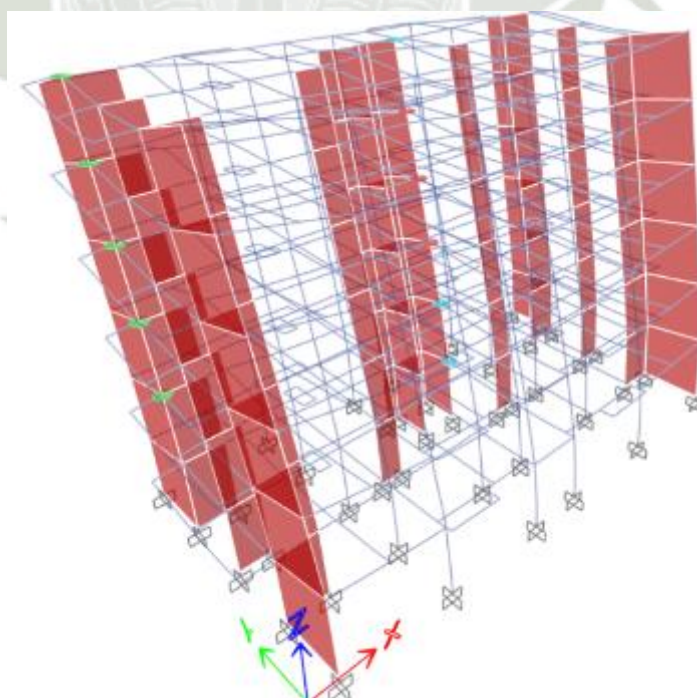


Figura 6.25 – Push Y-Y Step 115 (Deriva máx = 0.007)

Posteriormente, siguen ingresando al régimen no lineal las vigas, además se agregan columnas y las placas que están en el régimen plástico continúan siendo las del primer nivel.

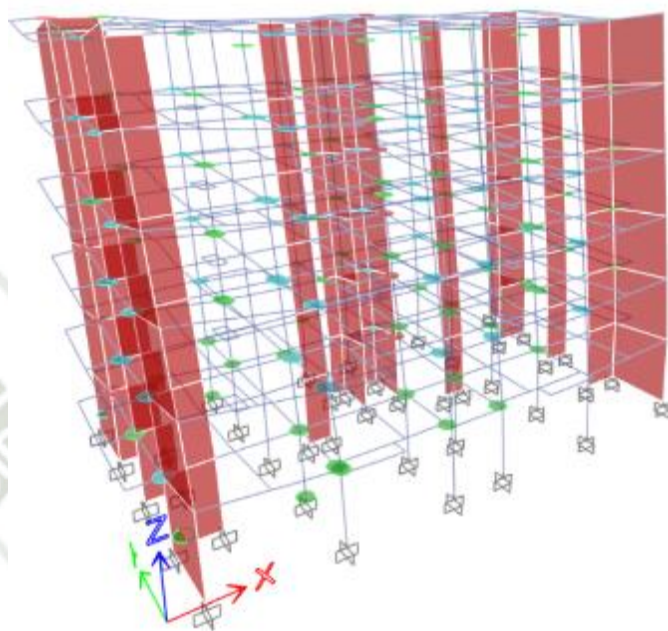


Figura 6.26 – Push Y-Y Step 250 (Deriva máx = 0.007)

De igual forma que en sentido X-X, a los 40cm de desplazamiento, que ya es el último punto de la curva de capacidad se observa que existe daño en vigas, columnas y placas. El colapso del edificio se debe a la falla de columnas, placas y vigas. Se muestra en la siguiente imagen las rótulas para el colapso.

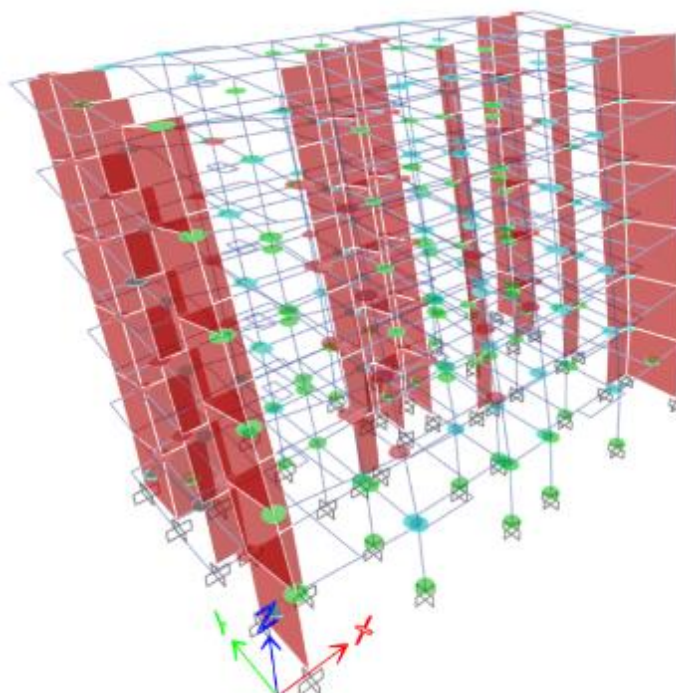


Figura 6.27 – Push Y-Y Step 400 (Deriva máx = 0.007)

Se muestra el momento-rotación de las placas más esforzada en la dirección Y-Y a continuación.

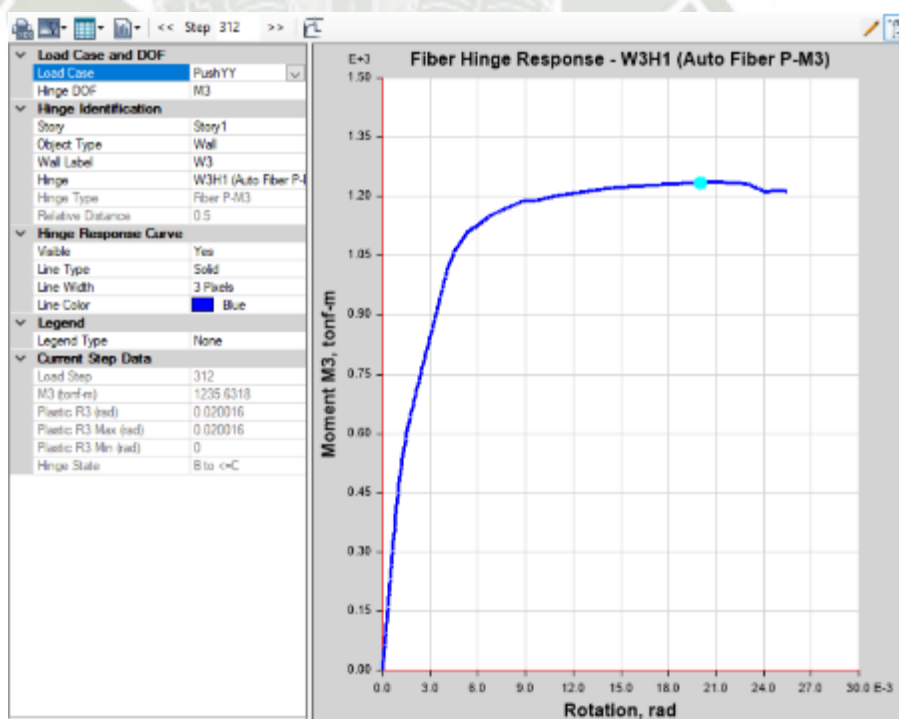


Figura 6.28 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Como se puede ver la rotación de la placa es de 25/1000 y el límite de colapso del ASCE 41-13 es de 20/1000 de rotación plástica, por lo que debemos hacer una optimización de la curva de capacidad, en donde el límite de colapso se dé cuando el muro llegue a su punto de colapso. Este caso se da en el paso 312 del Pushover Y-Y con un desplazamiento del punto de control de 0.312 m

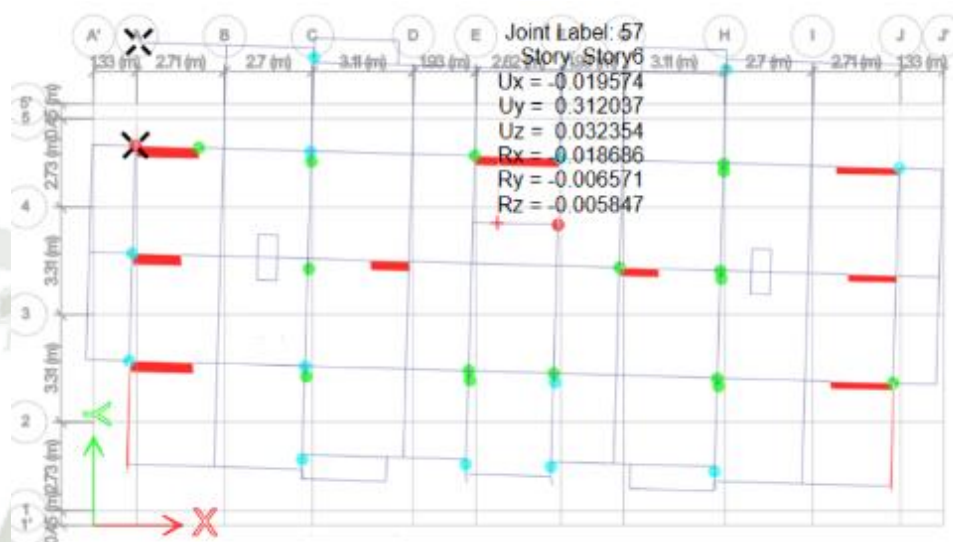


Figura 6.29 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)

Según el ASCE 41- 13 como se muestra en la figura, se considera que la falla completa de una viga se da cuando está en una rotación plástica de 33/1000, sin embargo, la rotación que se presenta en la viga es de 24/1000 para dicho desplazamiento, por lo que aún no se encontraría en un rango de colapso.

Se muestra el diagrama momento-rotación de la viga más esforzada:

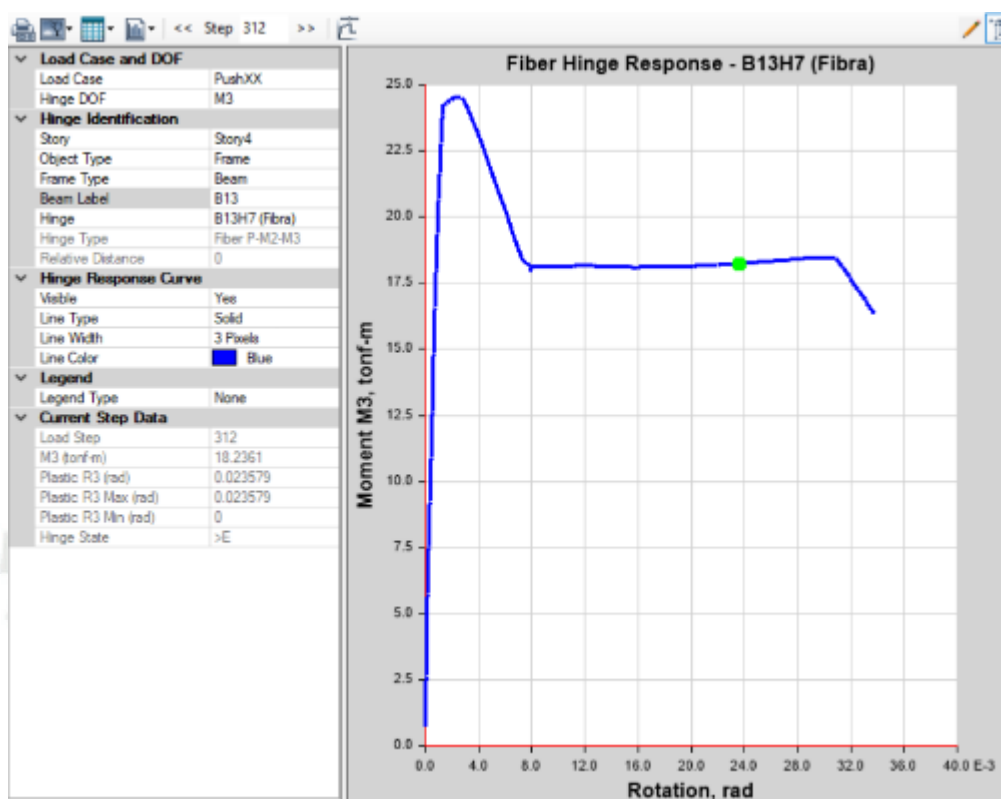


Figura 6.30 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.007)

Según el ASCE 41-13 se muestra que las rotaciones máximas que se pueden dar en una columna son de 60/1000 y se observa en el modelo unas rotaciones de 7/1000, lo cual está cerca del colapso mencionado por el ASCE 41-13. Se muestra en la figura el momento rotación de la columna y el límite según el ASCE 41-13.

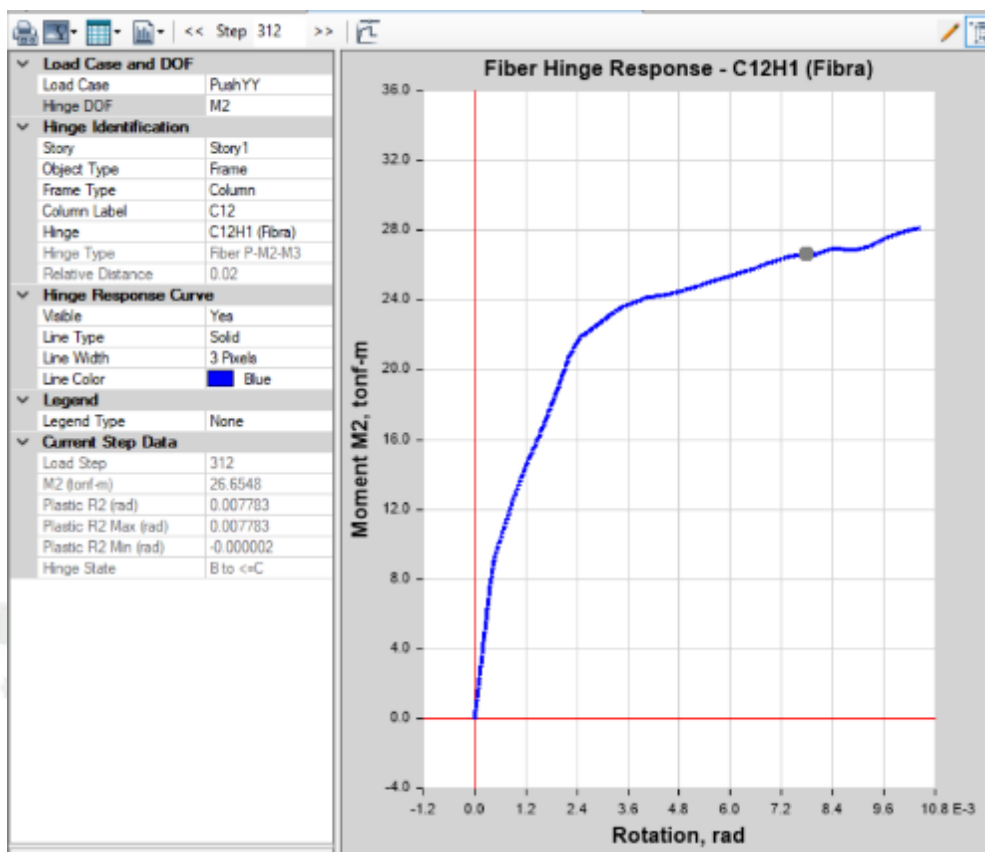


Figura 6.31 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.007)

6.6.2. Mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales (Modelo 2 Drift máx = 0.010)

Se realizó el dimensionamiento de una estructura que cumpla con los parámetros de distorsión máxima de 1% tal y como se propuso para este proyecto de investigación, se presenta el modelo de la planta a continuación:

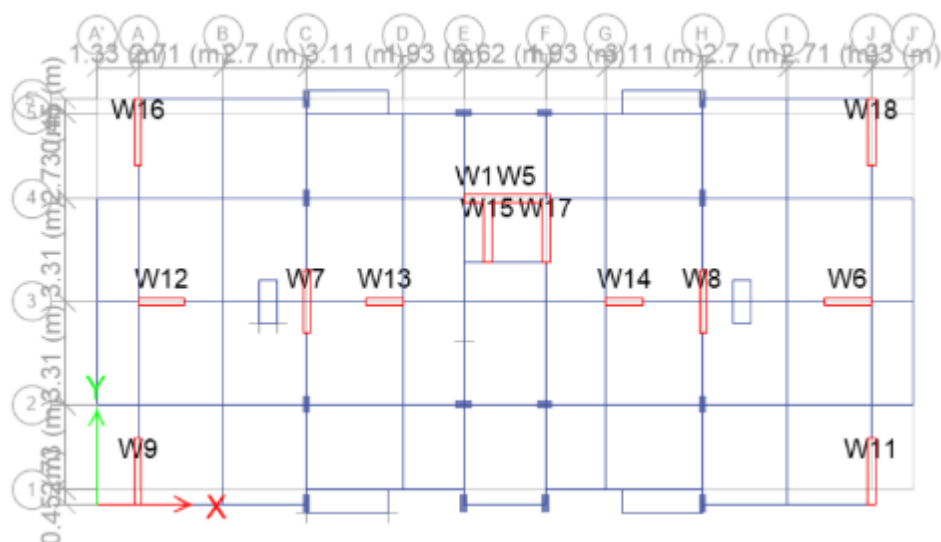


Figura 6.32 – Plano de Planta – Estructura (Deriva máx = 0.010)

Una vez realizado el diseño sísmico de la estructura se logró verificar su distorsión de entrepiso máxima la cual tiene un valor de 0.986%, muy cercano al valor idealizado de la estructura:

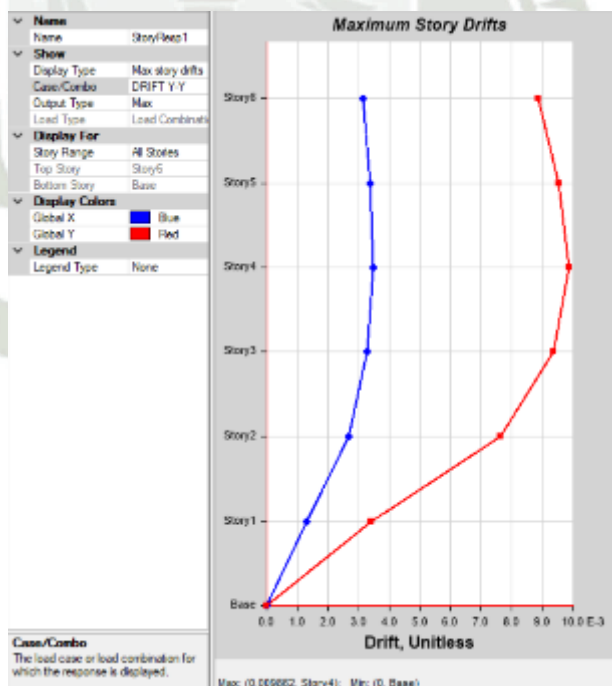


Figura 6.33 – Gráfica de Distorsiones Máximas de Estructura (Deriva máx = 0.010)

Una vez completado este paso se procedió a realizar los diseños estructurales de cada uno de los elementos, donde se pudo observar que algunos elementos tipo

muro cumplían con el diseño de la estructura a excepción de la verificación por cortante máximo del concreto, es decir que para poder cumplir con dicho requisito debían modificarse las dimensiones de los elementos en la estructura agrandando las dimensiones de su sección transversal con el fin de poder cumplir con dicha verificación.

Al momento de realizar estos cambios de dimensión se deduce que la estructura tornará volviéndose más rígida y por ende su distorsión de entrepiso se reducirá.

Con intención de poder verificar el nivel de desempeño de una estructura con una distorsión de entrepiso de 1% se realizó el Análisis Estático No Lineal cuya curva de capacidad en los ejes X-X y Y-Y se muestran en las siguientes figuras:

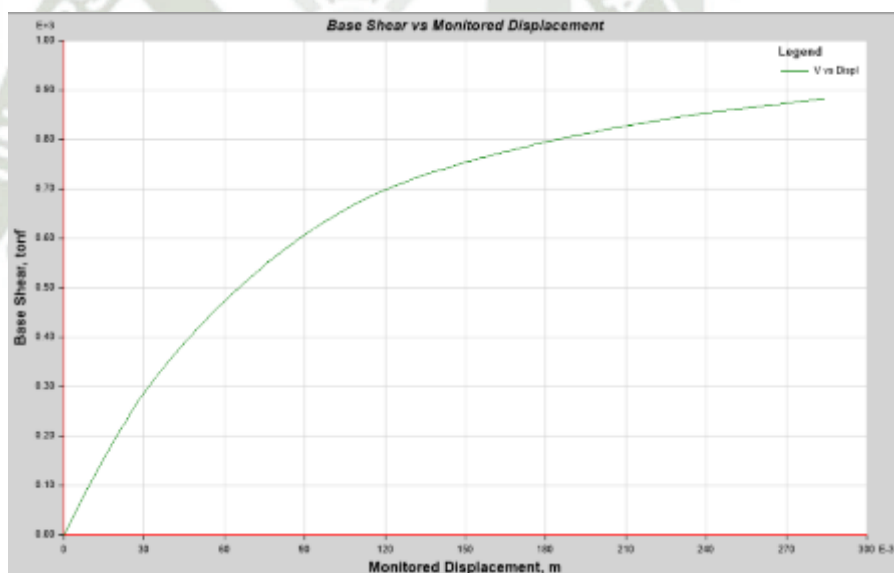


Figura 6.34 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.010)

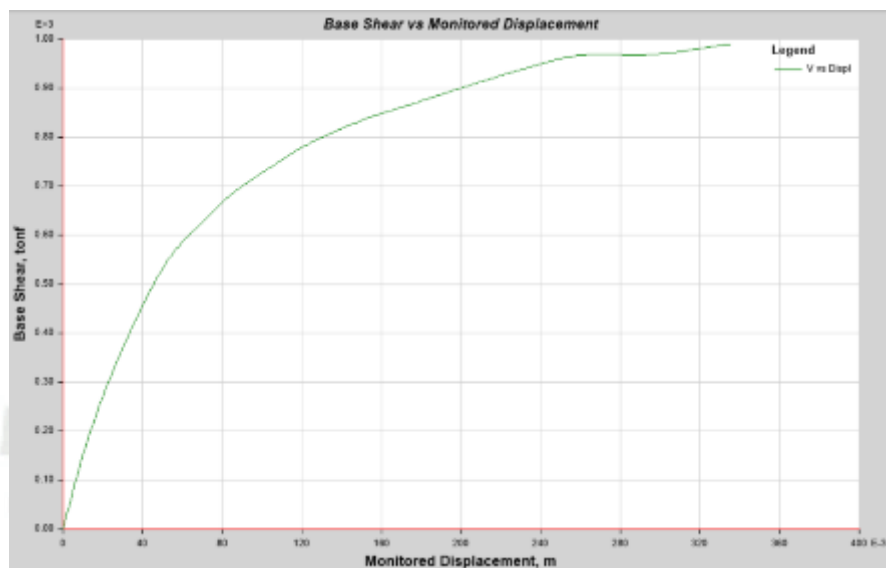


Figura 6.35 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.010)

De igual forma se consideró los elementos más esforzados para poder determinar su rotación máxima y el paso que llega a su punto de colapso.

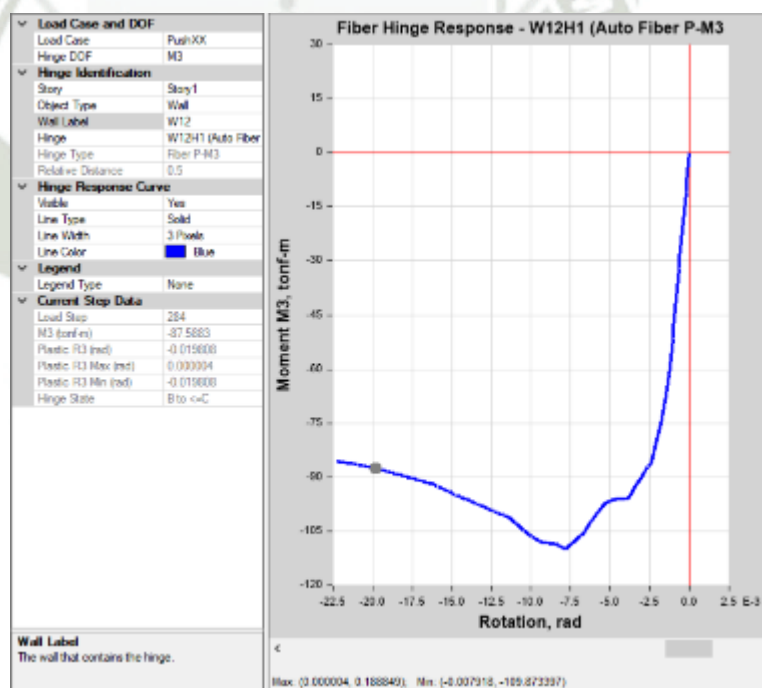


Figura 6.36 – Diagrama de Momento – Rotación la placa más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.010)

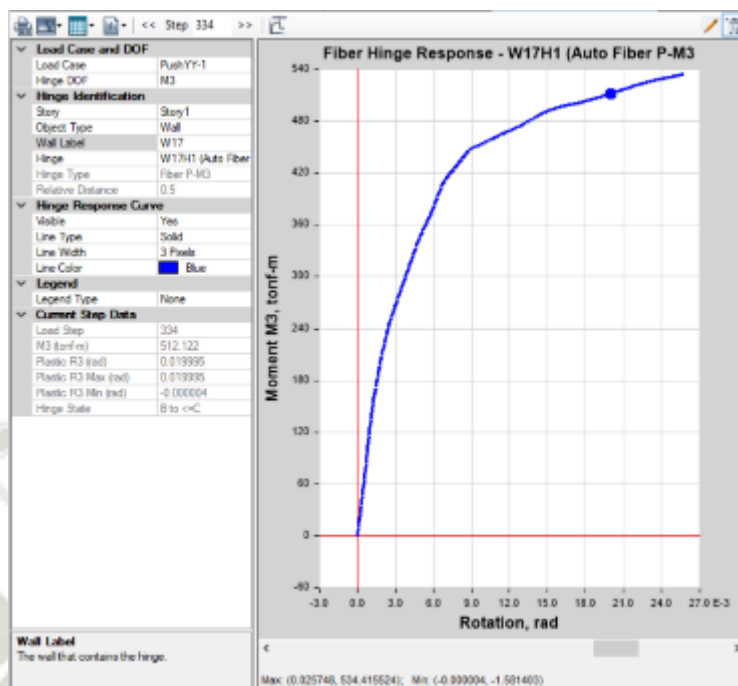


Figura 6.37 – Diagrama de Momento – Rotación la placa más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.010)

Se muestra que los pasos correspondientes a los puntos de colapso tienen los siguientes desplazamientos:

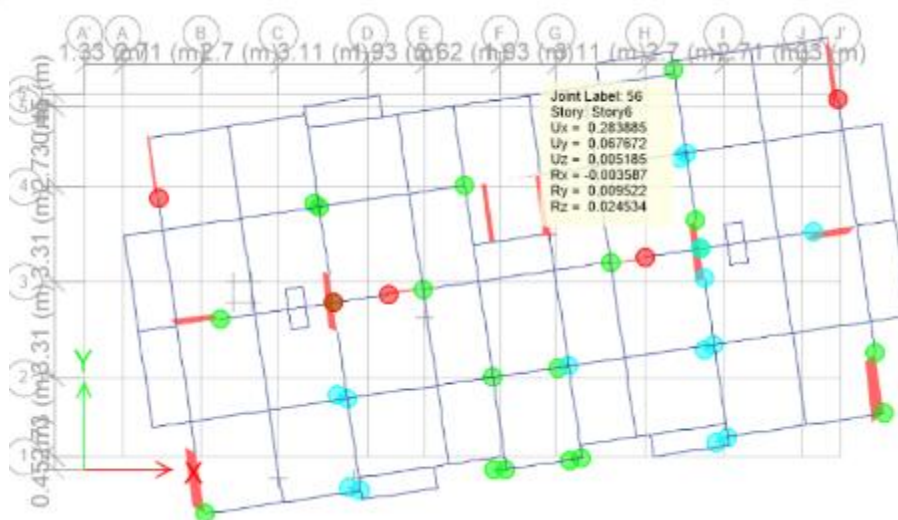


Figura 6.38 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.010)

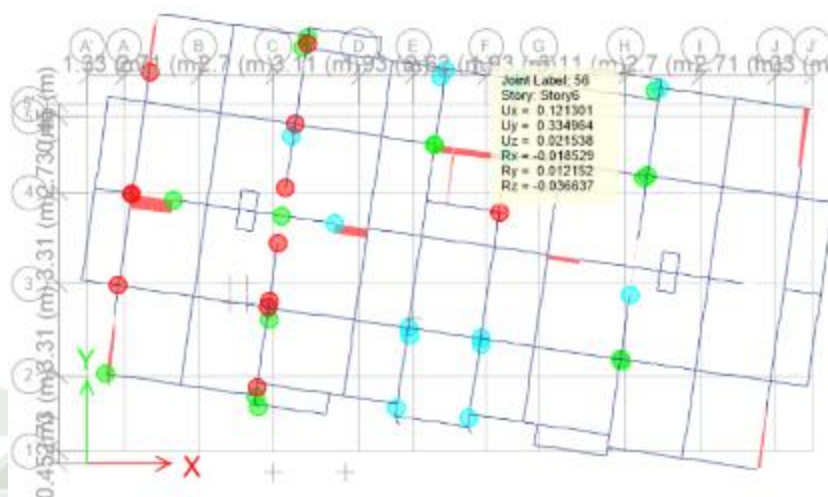


Figura 6.39 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección Y-Y (Deriva máx = 0.010)

Se debe tener en cuenta que el propósito de esta investigación es diseñar una edificación la cual cumpla con los requisitos establecidos por la Norma Técnica Peruana, por lo que se realizaron pruebas de dimensionamiento y verificación de resistencia al cortante máximo del concreto obteniendo una estructura no aceptable de acuerdo a este requisito de diseño, pero cuya distorsión máxima de entrepiso es de 1.00%. Sin embargo, para poder obtener un análisis referencial, los resultados del punto de desempeño y la determinación del nivel de desempeño de la estructura con distorsión máxima de 1% se presentarán en los capítulos VII y VIII respectivamente.

Posterior a este análisis, se realizó una serie de iteraciones en el diseño de la estructura en la cual se intenta cumplir con este requisito de diseño, a lo cual se llegó a un diseño propuesto en el cual la estructura alcanza una distorsión de entrepiso máxima de 0.87%. Es con dicha estructura que se comenzará a desarrollar los diseños y resultados del presente proyecto de investigación.

6.6.3. Mecanismo de formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales

(Modelo 3 Drift máx = 0.0087)

DIRECCIÓN XX

Se muestra la curva de capacidad obtenida de la estructura con distorsión máxima analizada en el eje X-X

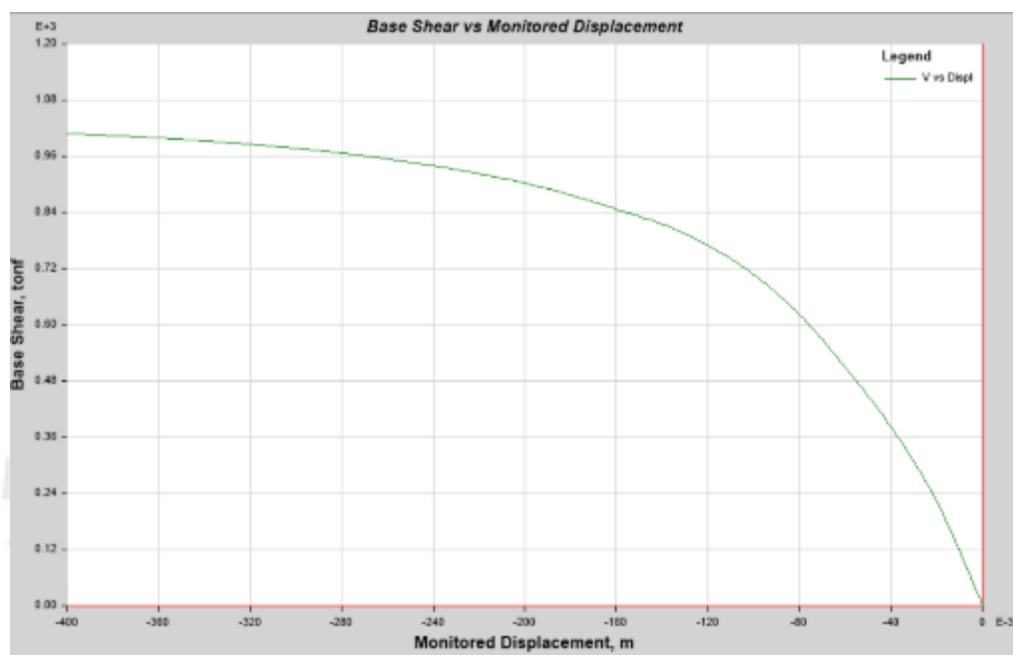


Figura 6.40 – Curva de capacidad en XX (Drift máx = 0.0087)

En la dirección XX hay vigas de peralte de 50cm y 60cm, columnas de 50cm de peralte y placas de 30cm y 25cm orientado en esta dirección.

Las primeras rótulas se generan en las vigas, esto significa que los primeros elementos estructurales en ingresar al régimen no lineal son las vigas que se muestran en la siguiente figura.

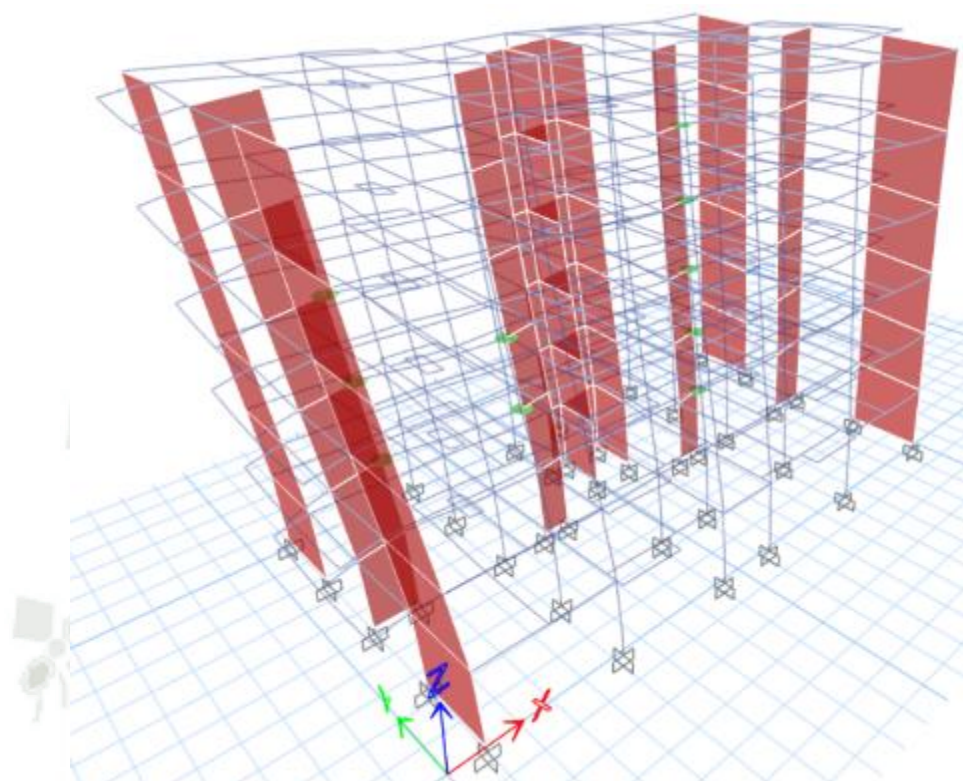


Figura 6.41 – Push X-X Step 90 (Deriva máx = 0.0087)

Posteriormente, se generan más rótulas en las vigas y empiezan a aparecer algunas rótulas en las placas del primer nivel, en la dirección de análisis. Las vigas ingresan más al rango inelástico y hay mayor ingreso que se visualiza de color rojo en las vigas que inicialmente se habían rotulado. A su vez se observa que las columnas comienzan a ingresar al rango inelástico.

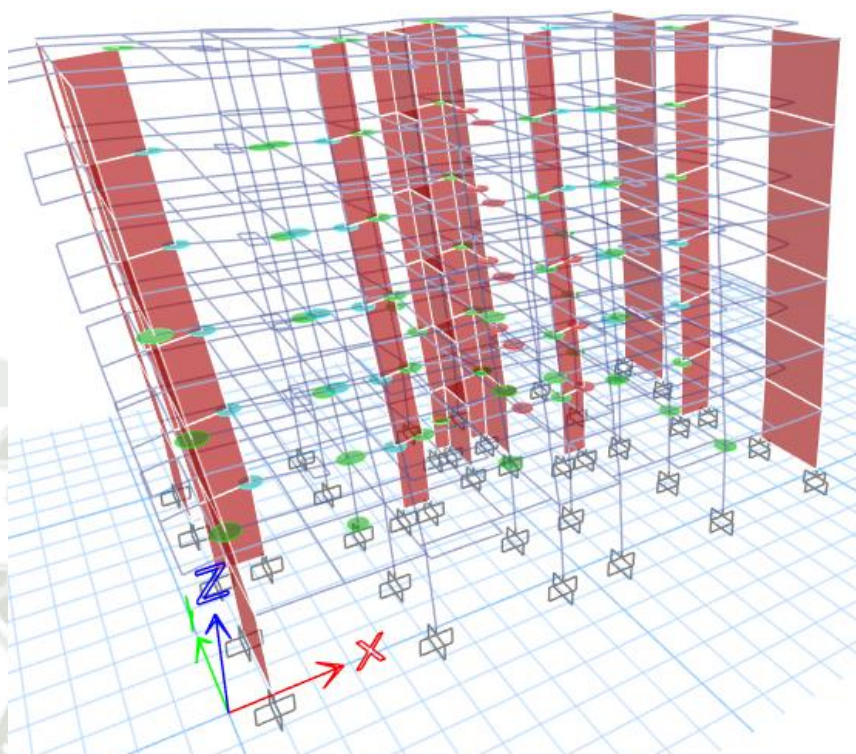


Figura 6.42 – Push X-X Step 200 (Deriva máx = 0.0087)

El mecanismo final para un desplazamiento de 40cm es mucho daño en vigas y se observa una placa que se encuentra todavía sin un aparente daño crítico.

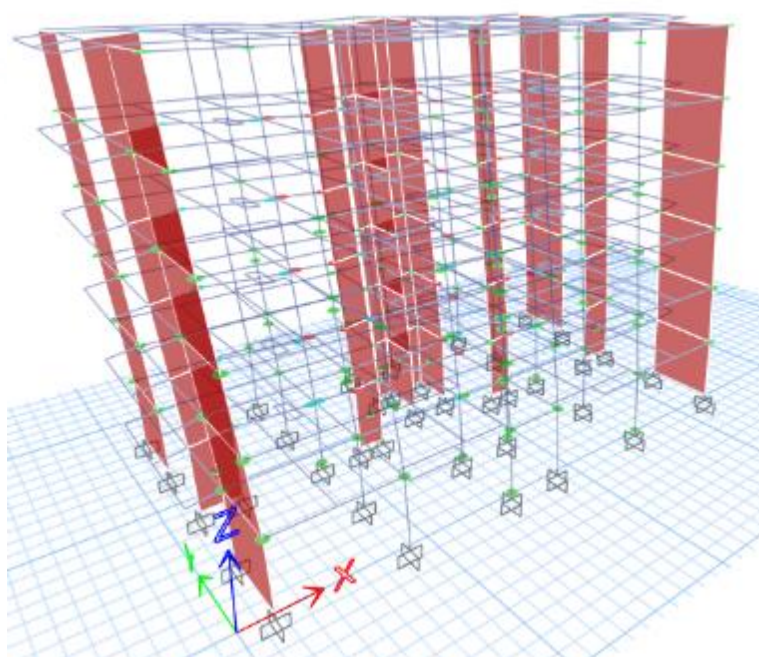


Figura 6.43 – Push X-X Step 400 (Deriva máx = 0.0087)

Hacemos una revisión de la rotación en la placa más esforzada. Esta debe cumplir los criterios de aceptación de plasticidad de la norma ASCE 41-13. Esta placa de color rojo, se observa que tiene una rotación de 25/1000 como se muestra en la siguiente imagen.

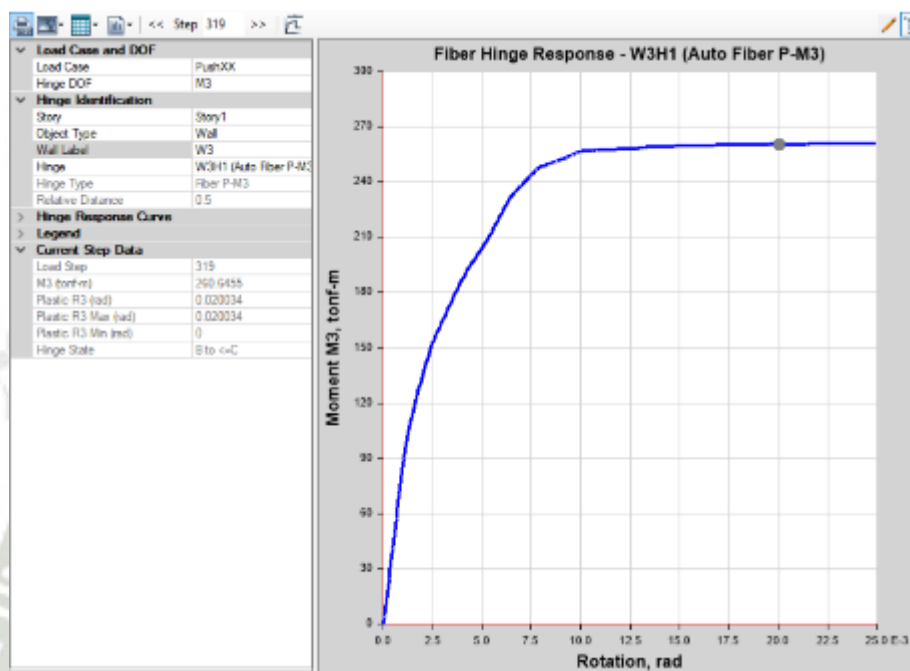


Figura 6.44 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087)

Se debe considerar la rotación máxima del elemento de acuerdo a los criterios de aceptación según el ASCE 41-13. Esta nos da indica que las placas deberían tener una rotación máxima de 20/1000.

El colapso de la estructura se considera cuando los elementos de placas tengan la rotación máxima. Este daño ocurre cuando en la dirección XX en el paso 319 del Pushover. El valor del desplazamiento en X en dicho paso es 0.319m, este es el desplazamiento hasta el punto de colapso que debe considerarse en la curva de capacidad.

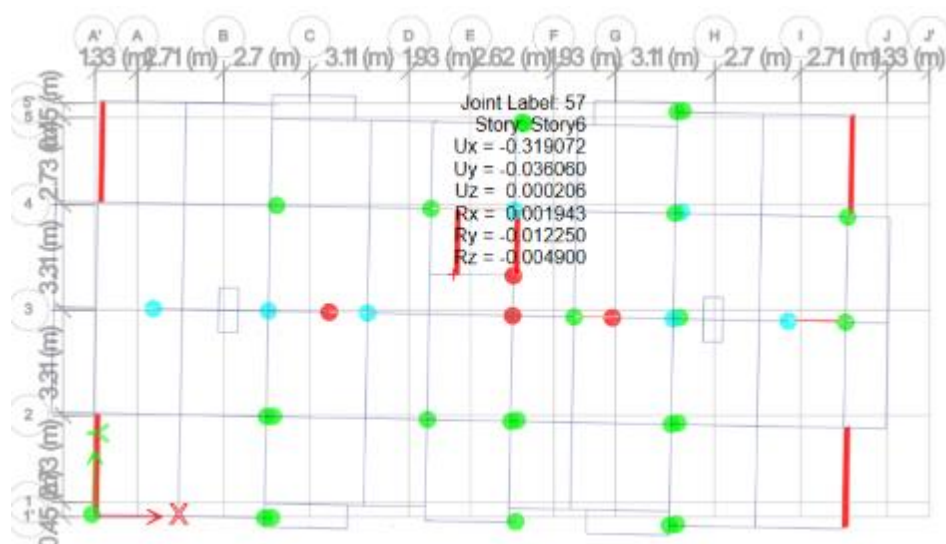


Figura 6.45 – Vista del Desplazamiento de Punto de Control en la Dirección X-X (Deriva máx = 0.0087)

Adicionalmente, se muestra el momento rotación de la viga más esforzada.

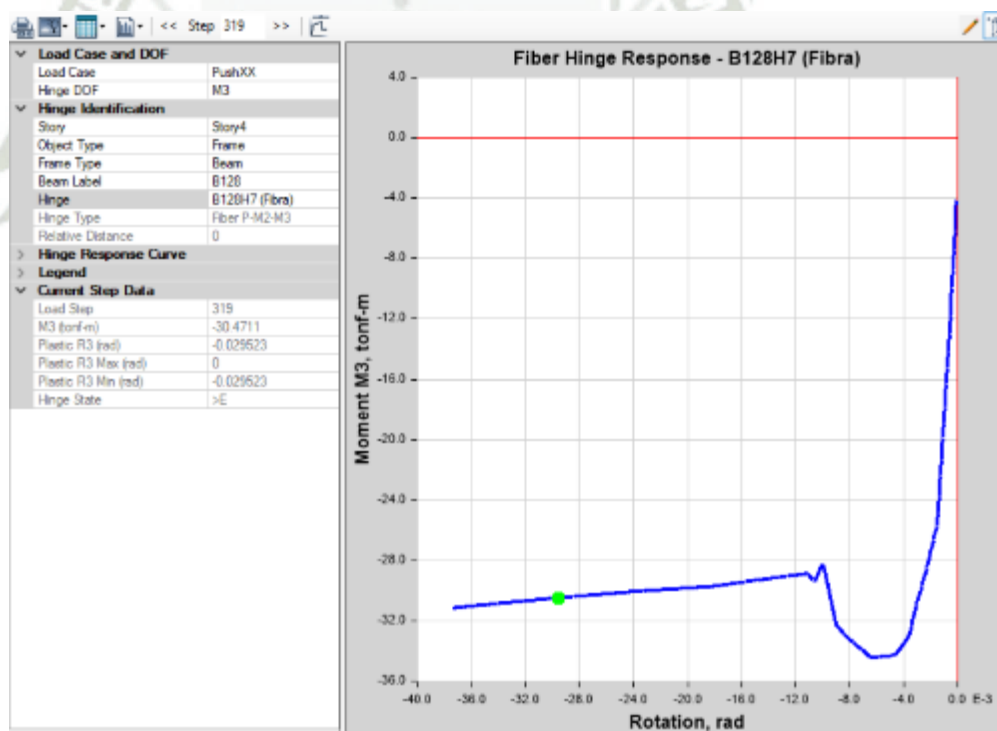


Figura 6.46 – Diagrama de Momento – Rotación de la viga más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087)

Se muestra que tiene una rotación 37/1000, cuando la rotación máxima según el ASCE 41-13 se podría considerar de 37/1000. Es decir que en el mismo paso la viga alcanzó su punto de colapso.

Según el ASCE 41-13 se muestra que las rotaciones máximas que se pueden dar en una columna son de 60/1000 y se observa en el modelo una rotación de 9/1000, lo cual es menor al punto del colapso mencionado por el ASCE 41-13. Se muestra en la figura el momento rotación de la columna

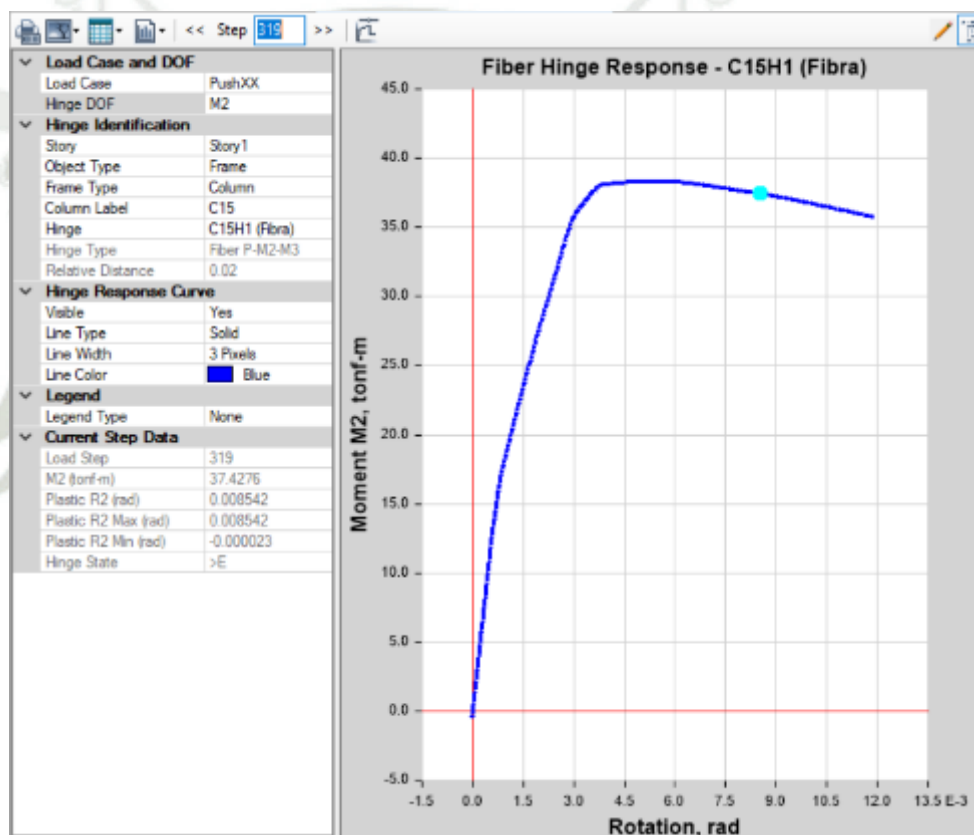


Figura 6.47 – Diagrama de Momento – Rotación de la columna más esforzada en la dirección X-X (Deriva máx = 0.0087)

DIRECCIÓN YY

Para el caso del análisis en la dirección Y-Y se obtuvo la curva de capacidad mostrada en la siguiente figura:

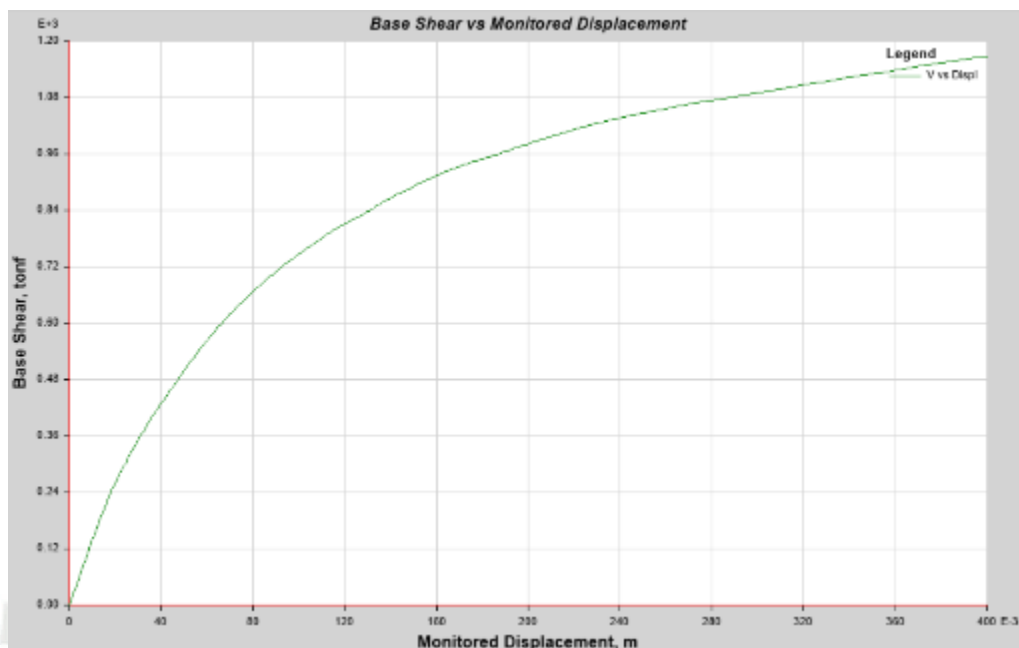


Figura 6.48 – Curva de capacidad en YY (Drift máx = 0.0087)

En la dirección YY hay vigas de peralte de 50cm, columnas de 25x50, 25x60 y placas de 25cm y 15cm orientado en esta dirección.

Las primeras rótulas se generan en las vigas y en los muros que están junto a estas como se observa en la siguiente figura.

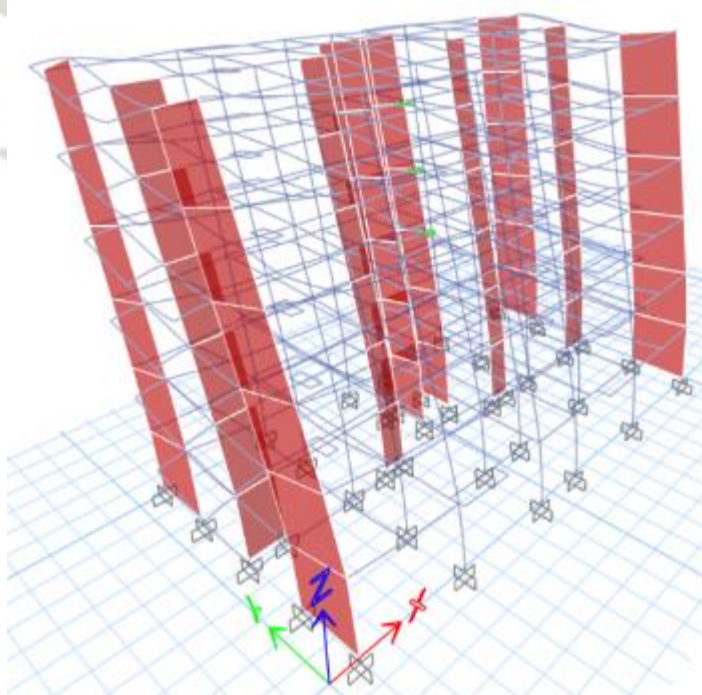


Figura 6.49 – Push Y-Y Step 77 (Deriva máx = 0.0087)

Aproximadamente por el paso 130 se observa el inicio del daño extensivo en las vigas, estas vigas se muestran de color rojo en la figura. Estas vigas son las mismas que han iniciado en el régimen no lineal inicialmente. De igual manera se van formando más rótulas en las vigas y placas de borde.

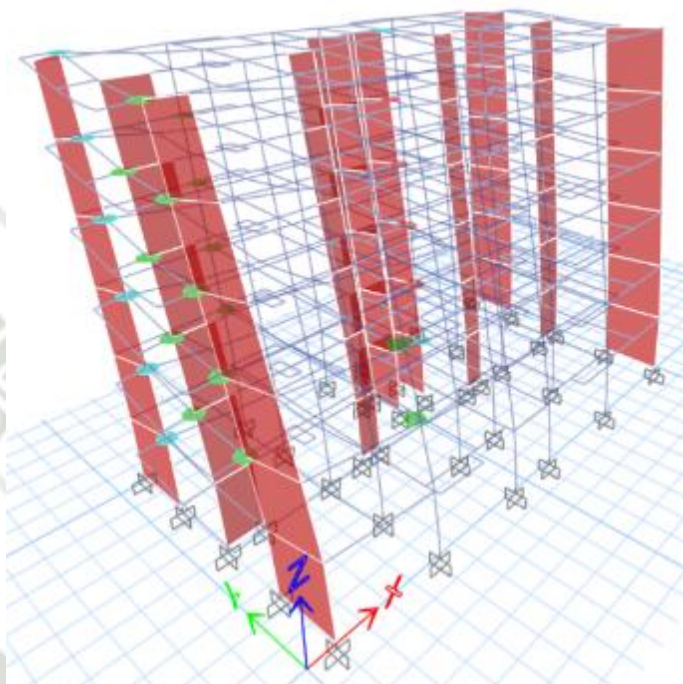


Figura 6.50 – Push Y-Y Step 130 (Deriva máx = 0.0087)

Posteriormente, siguen ingresando al régimen no lineal las vigas, además se agregan columnas y las placas que están en el régimen plástico continúan siendo las del primer nivel.

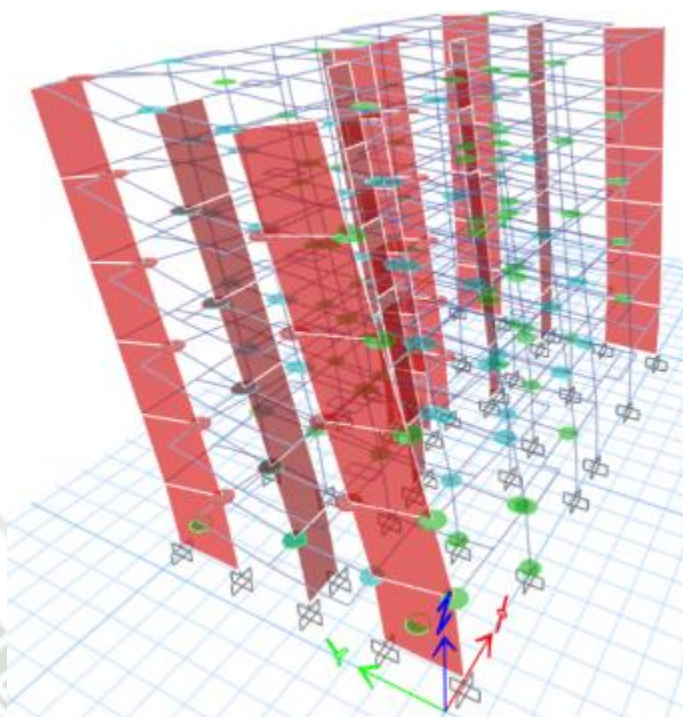


Figura 6.51 – Push Y-Y Step 250 (Deriva máx = 0.0087)

De igual forma que en sentido X-X, a los 40cm de desplazamiento, que ya es el último punto de la curva de capacidad se observa que existe daño en vigas, columnas y placas. El colapso del edificio se debe a la falla de columnas, placas y vigas. Se muestra en la siguiente imagen las rótulas para el colapso.

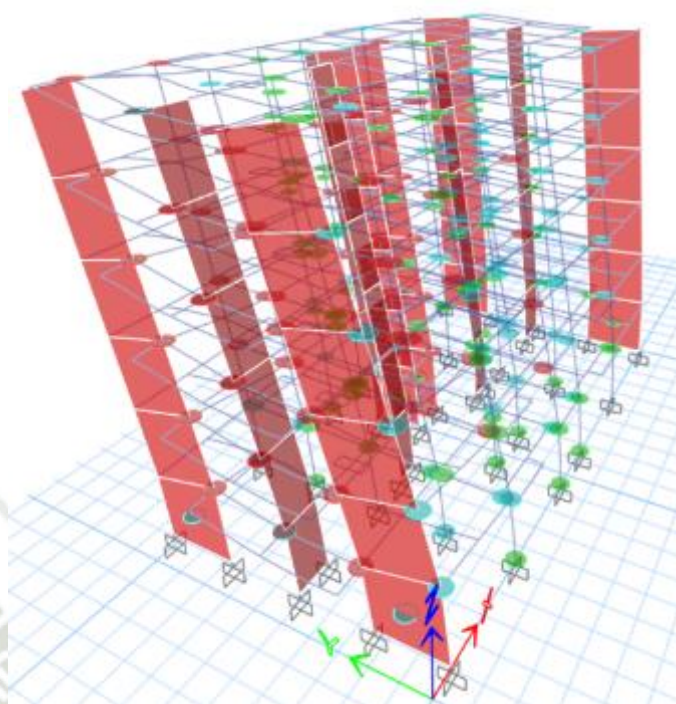


Figura 6.52 – Push Y-Y Step 400 (Deriva máx = 0.087)

Se muestra el momento-rotación de las placas más esforzada en la dirección Y-Y a continuación:

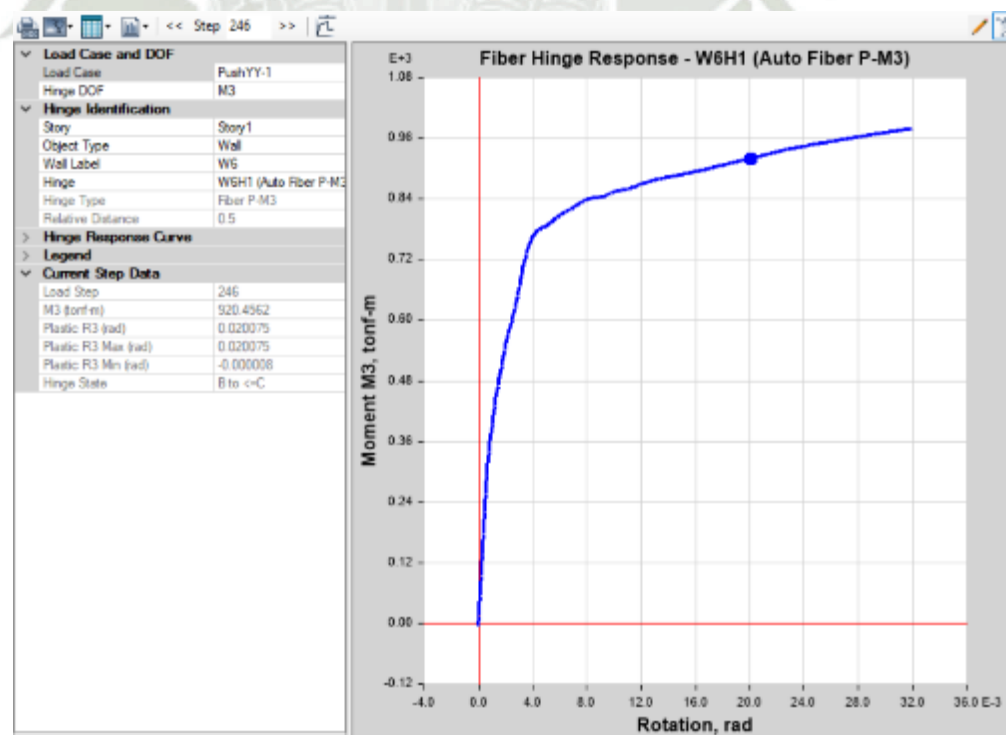


Figura 6.53 – Diagrama de Momento – Rotación del Muro más esforzado en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087)

que a su punto de colapso. Este caso se da en el paso 246 del Pushover Y-Y con desplazamiento del punto de control de 0.246 m

ASCE 41- 13 como se muestra en la figura 1. La rotación de la viga se da cuando está en una rotación de 0.008 radianes, lo que indica que la rotación de la viga en el punto de apoyo es de 0.008 radianes.

Para el diagrama momento-rotación de la viga

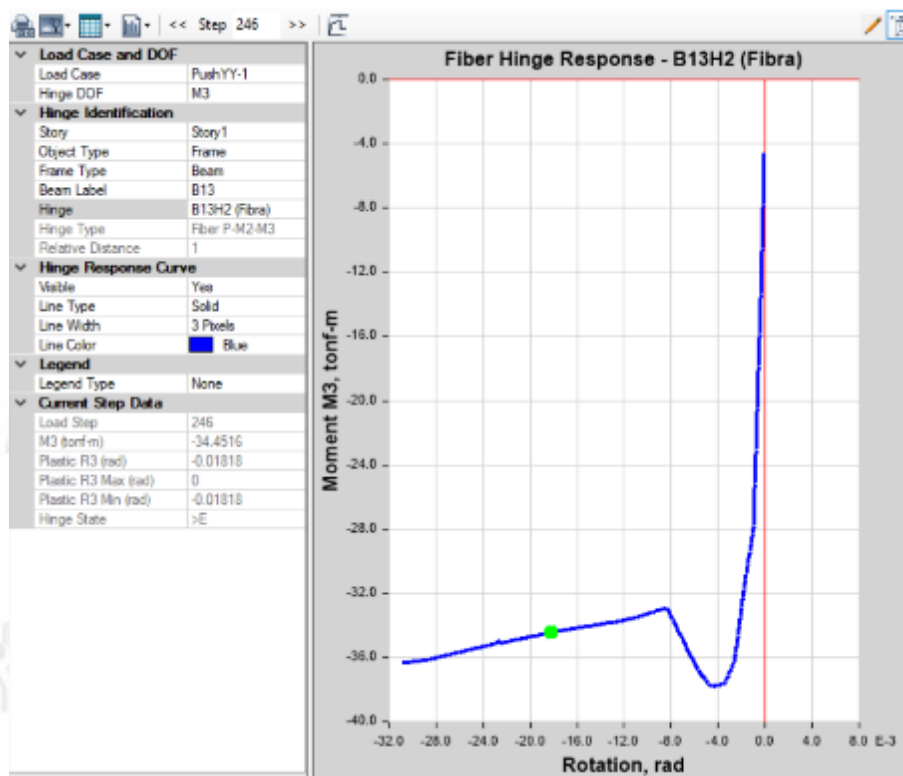


Figura 6.55 – Diagrama de Momento – Rotación la viga más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087)

Según el ASCE 41-13 se muestra que las rotaciones máximas que se pueden dar en una columna son de 30/1000 y se observa en el modelo unas rotaciones de 7/1000, lo cual está cerca del colapso mencionado por el ASCE 41-13. Se muestra en la figura el momento rotación de la columna y el límite según el ASCE 41-13.

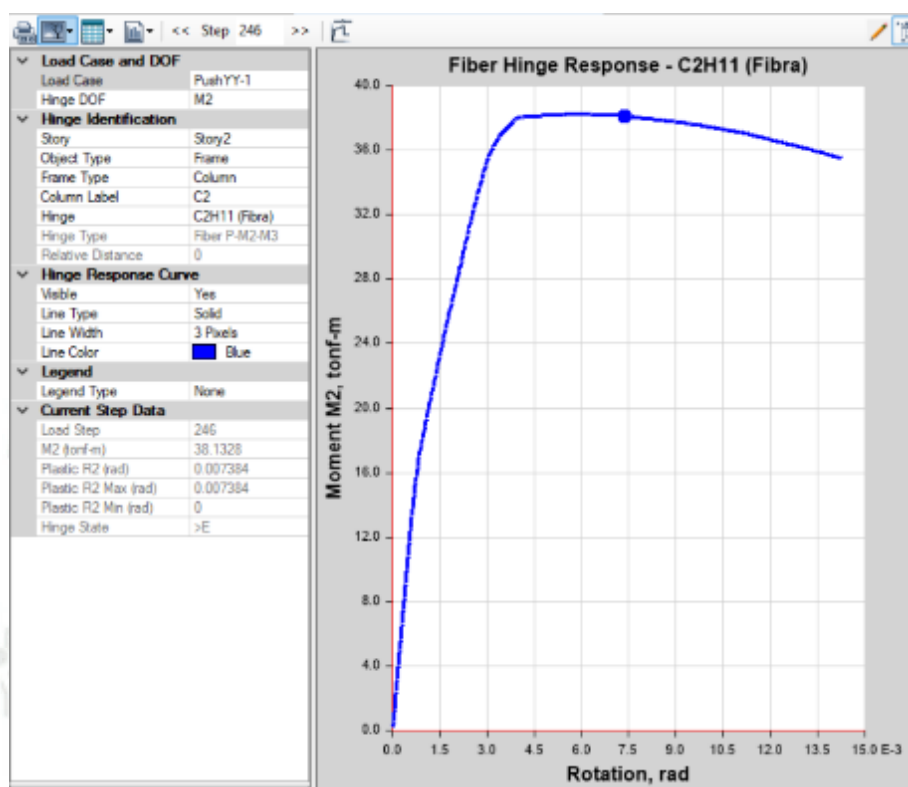


Figura 6.56 – Diagrama de Momento – Rotación la columna más esforzada en la dirección Y-Y (Deriva máx = 0.0087)

CAPITULO VII

7. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO

7.1. Objetivos de desempeño

El Comité Visión 2000 establece los objetivos básicos de desempeño aceptables para edificaciones del tipo común.

Tabla 7.1 – Niveles de desempeño según sismo de diseño

	Completamente operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo frecuente 43 años				
Sismo ocasional 72 años				
Sismo raro 475 años				
Sismo muy raro 970 años				



Edificación común



Edificación esencial



Edificación de seguridad crítica

7.2. Determinación del punto de desempeño

Desempeño para sismo raro de periodo de retorno de 475 años que se utiliza para edificios de uso multifamiliar.

7.2.1. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007)

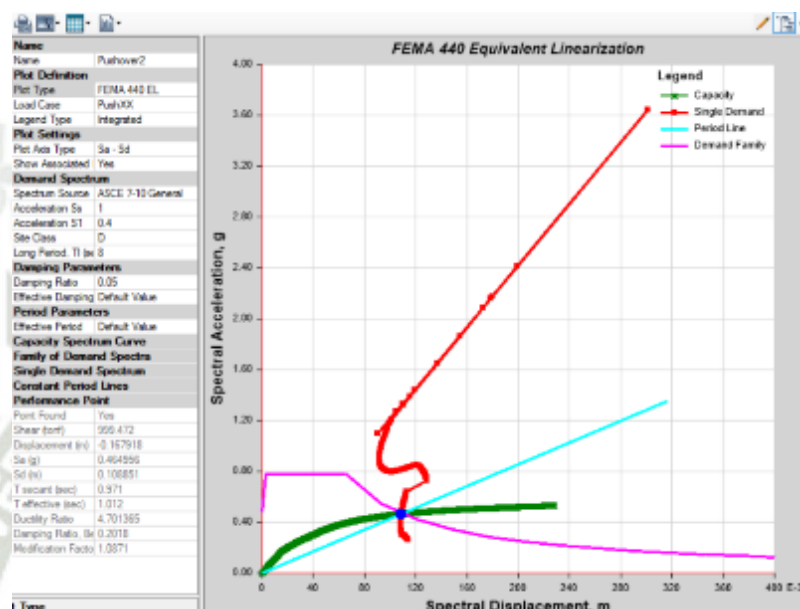


Figura 7.1 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007)

Para el desempeño en la dirección XX frente al sismo raro, se tiene un desplazamiento de 16.79 cm y una cortante basal de 999.472 tonf.

7.2.2. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007)

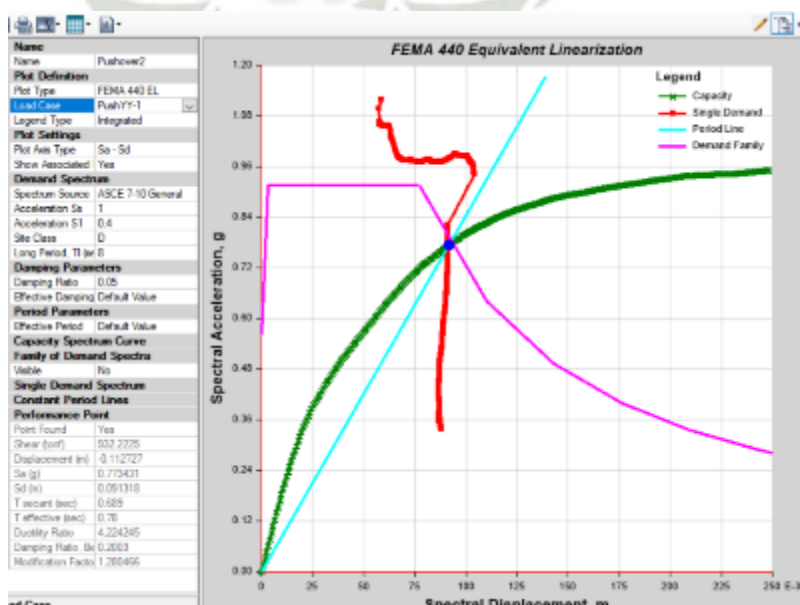


Figura 7.2 – Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007)

Para el desempeño en la dirección YY frente al sismo raro, se tiene un desplazamiento de 11.27 cm y una cortante basal de 932.22 tonf.

7.2.3. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.0087)

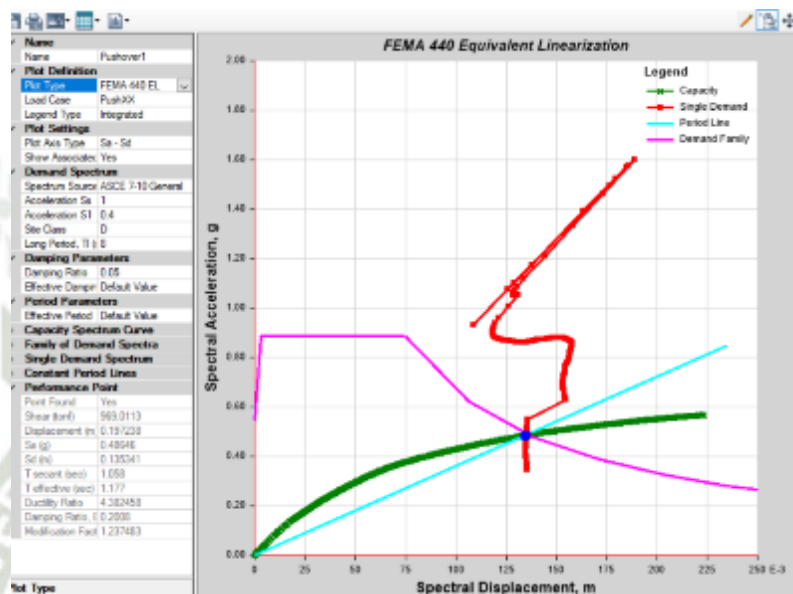


Figura 7.3 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.0087)

Para el desempeño en la dirección XX frente al sismo raro, se tiene un desplazamiento de 19.72 cm y una cortante basal de 969.01 tonf.

7.2.4. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087)

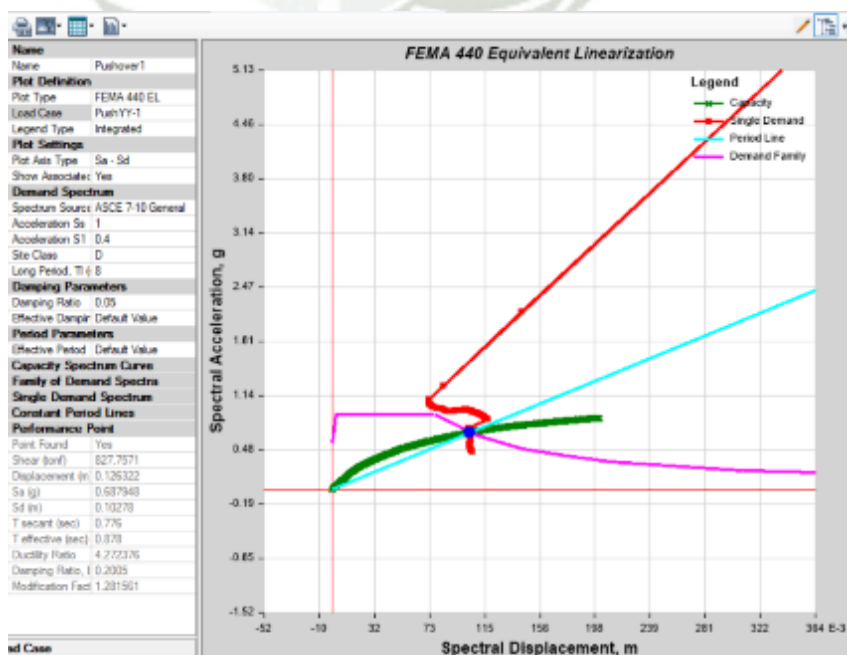


Figura 7.4 – Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087)

Para el desempeño en la dirección YY frente al sismo raro, se tiene un desplazamiento de 12.63 cm y una cortante basal de 827.75 tonf.

7.2.5. Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010)

Se determina el punto de desempeño para las direcciones X-X:

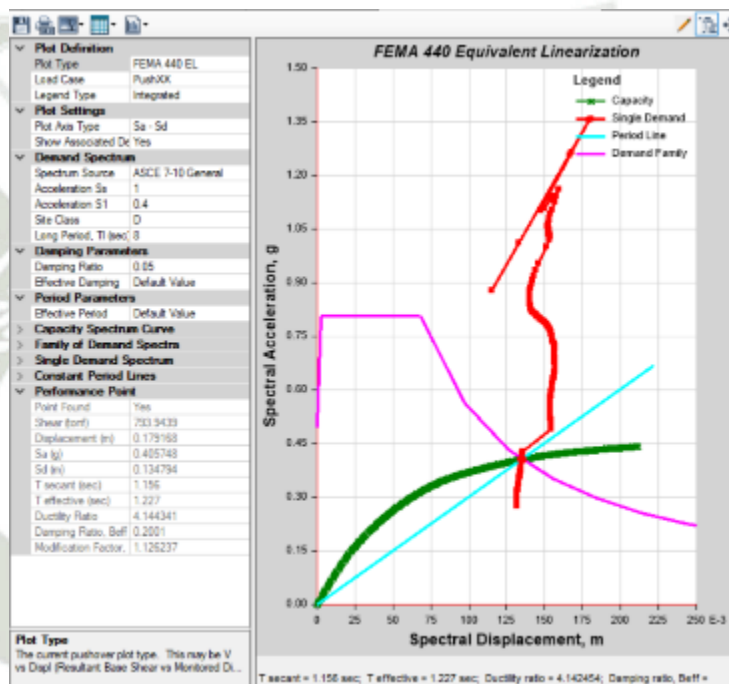


Figura 7.5 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010)

7.2.6. Punto de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.010)

Se determina el punto de desempeño para la dirección Y-Y:

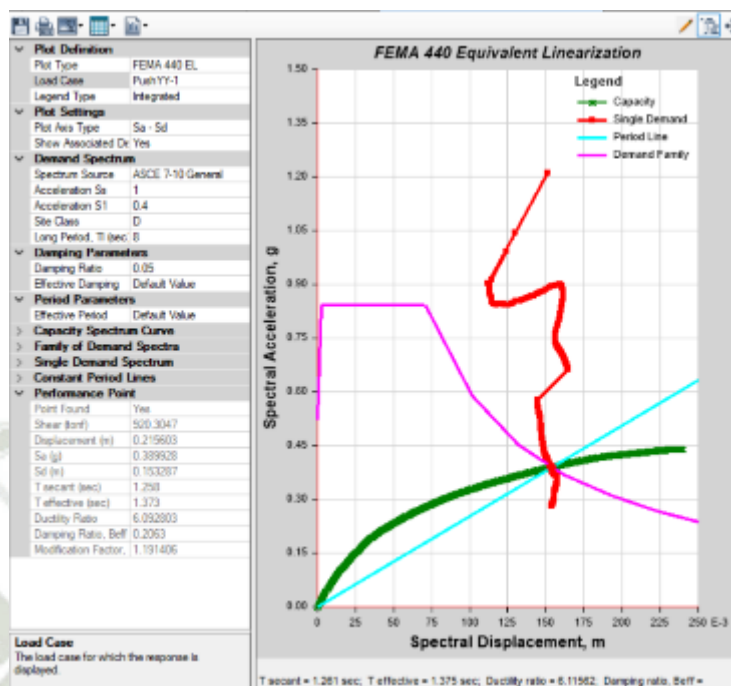


Figura 7.6 – Punto de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.010)

7.3. Evaluación del nivel de desempeño según los objetivos del Comité Visión 2000

Para el cálculo del desempeño según el SEAOC VISION 2000 se ha trazado una recta bilineal en el que se cumpla con el principio de equilibrio de energía que plantea el ATC40. Esto significa que el área fuera de la línea y dentro de la curva de capacidad es igual al área fuera entre la línea fuera y la curva. Para realizar la segmentación se ha dividido en 0.3, 0.3, 0.2 y 0.2 la parte inelástica, tal como se observa en la siguiente figura.

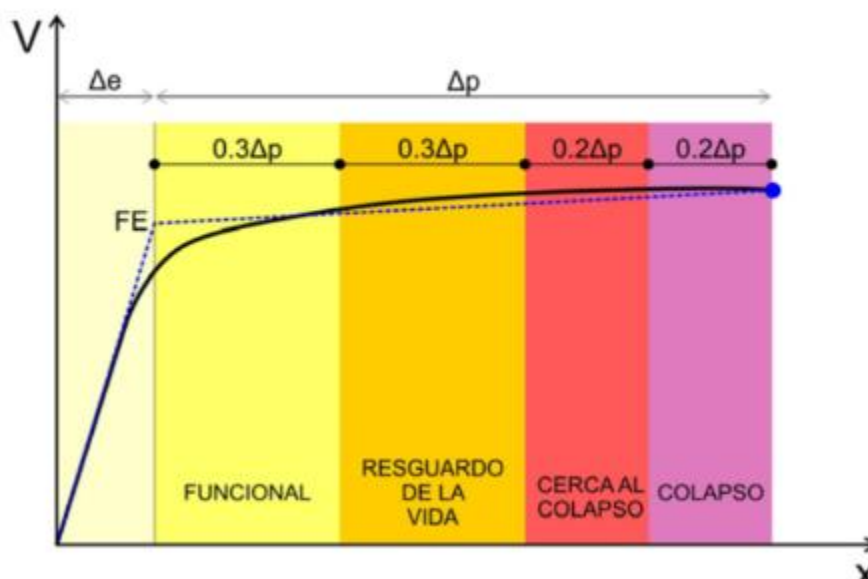


Figura 7.7 – Determinación de los Niveles de Desempeño

Dirección XX (Drift máx = 0.007)

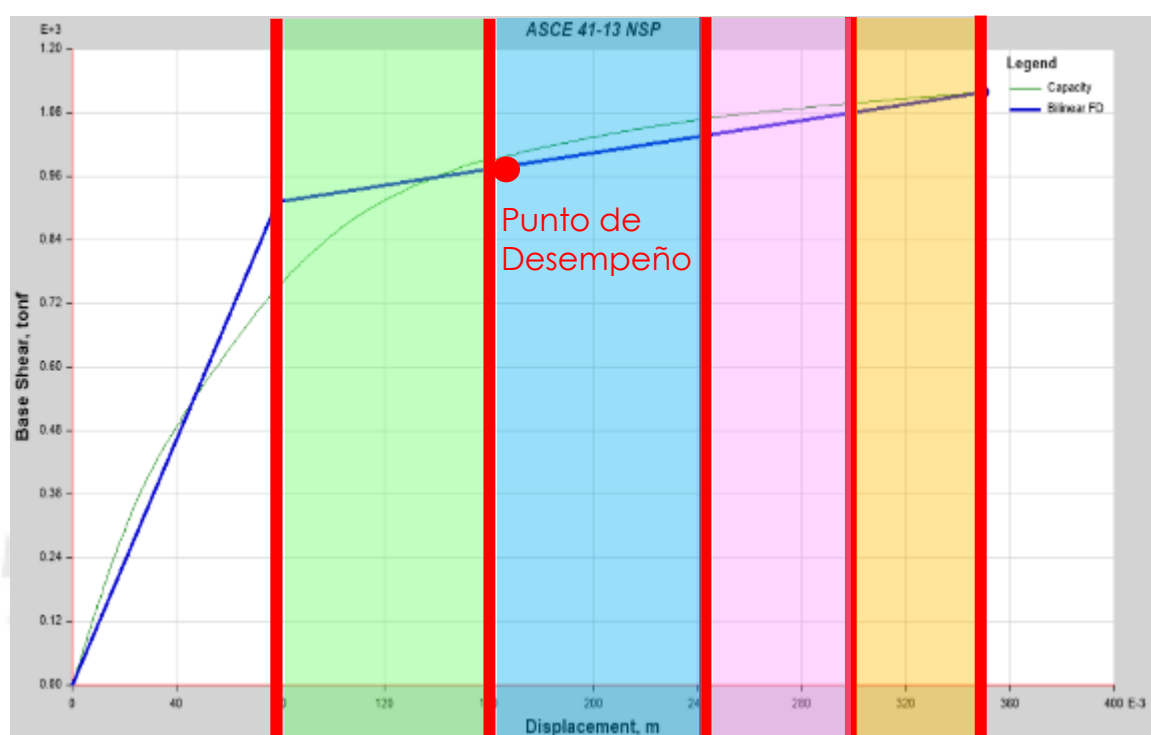


Figura 7.8 – Nivel de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.007)

Para un sismo raro según el SEAOC VISION 2000 se tiene que el desempeño para el sismo raro se encuentra en resguardo de vida, sin embargo, este punto se encuentra en el límite entre ocupación inmediata y resguardo de vida.

Dirección YY (Drift máx = 0.007)

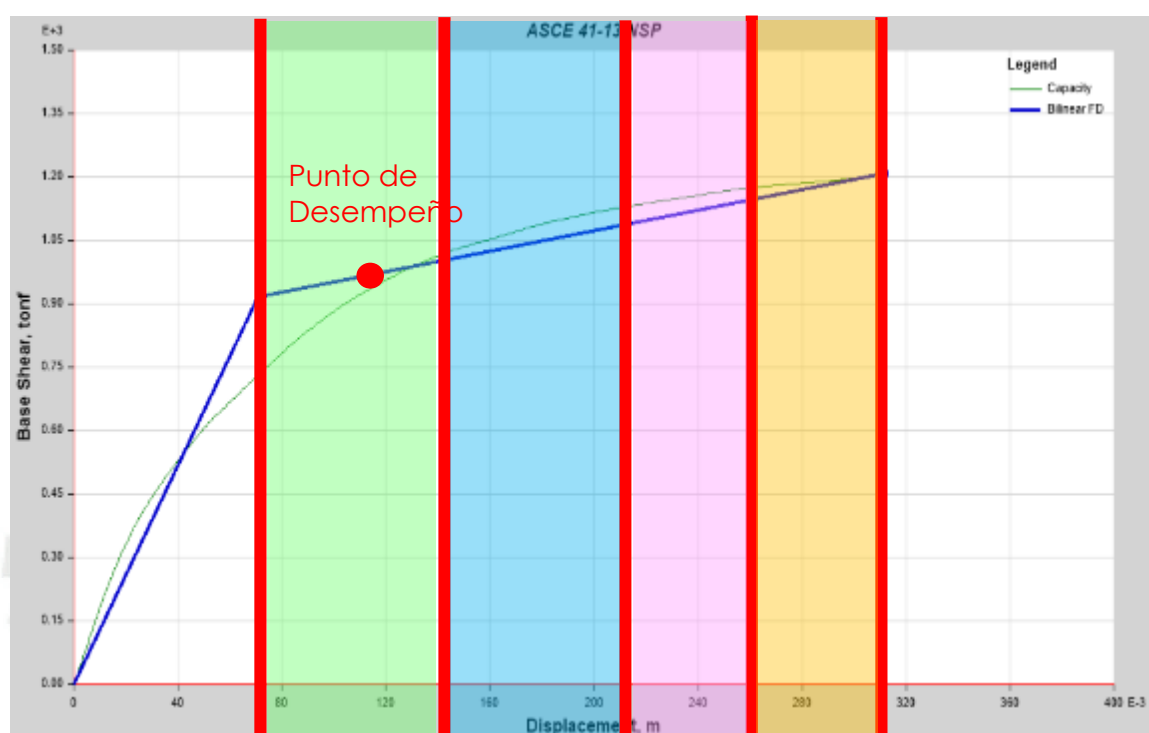


Figura 7.9 – Nivel de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.007)

Para un sismo raro según el SEAOC VISION 2000 se tiene que el desempeño para el sismo raro es de ocupación inmediata, sin embargo, no se encuentra muy lejos de resguardo de vida.

Dirección XX (Drift máx = 0.0087)

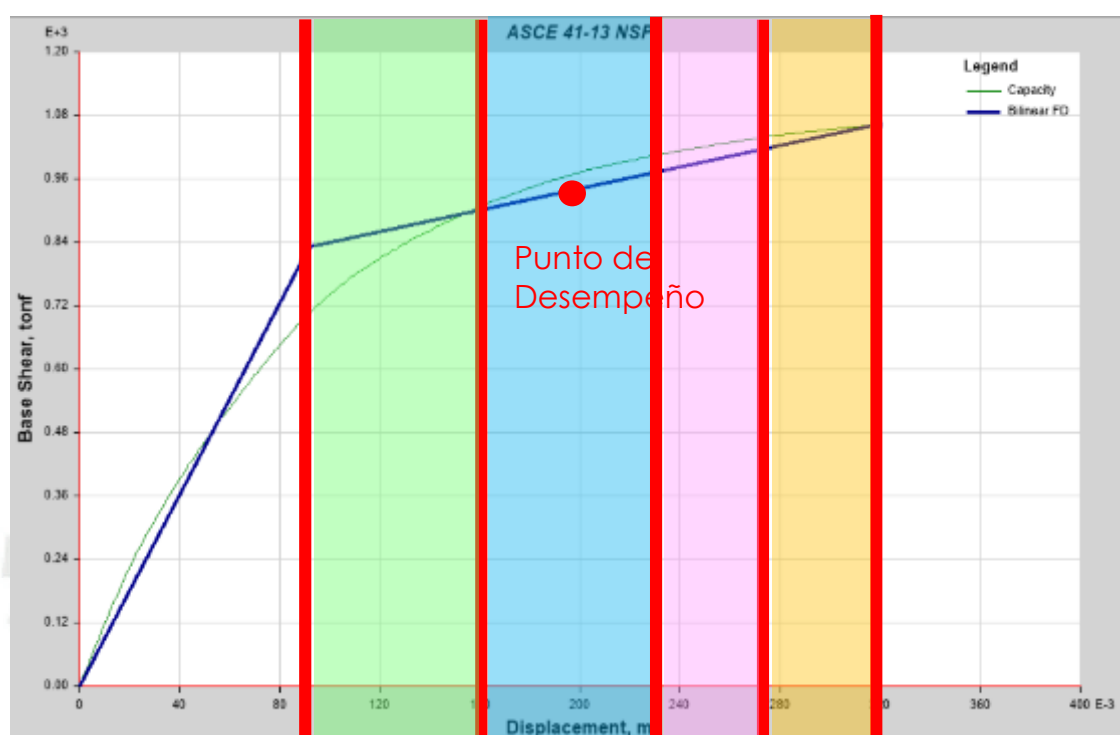


Figura 7.10 – Nivel de Desempeño para sismo XX (Deriva máx = 0.0087)

Para un sismo raro según el SEAOC VISION 2000 se tiene que el desempeño para el sismo raro se encuentra casi en el rango intermedio de resguardo de vida.

Dirección YY (Drift máx = 0.0087)

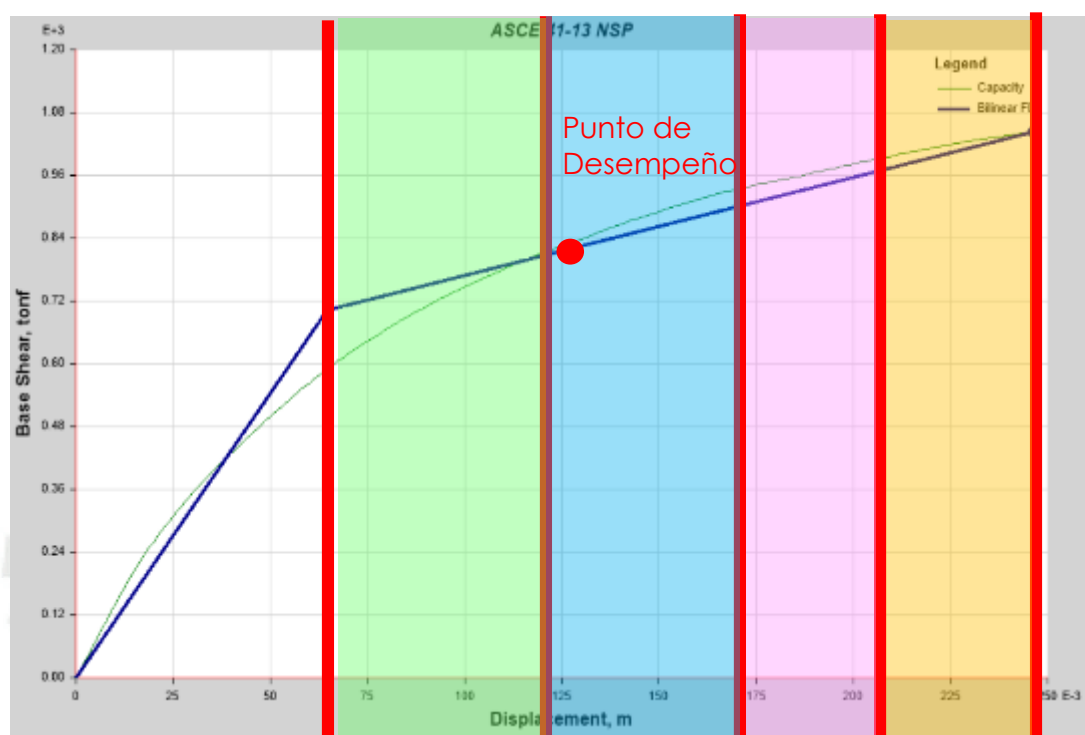


Figura 7.11 – Nivel de Desempeño para sismo YY (Deriva máx = 0.0087)

Para un sismo raro según el SEAOC VISION 2000 se tiene que el desempeño para el sismo raro es de resguardo de vida, y con una pequeña aproximación a ocupación inmediata.

Dirección XX (Drift máx = 0.010)

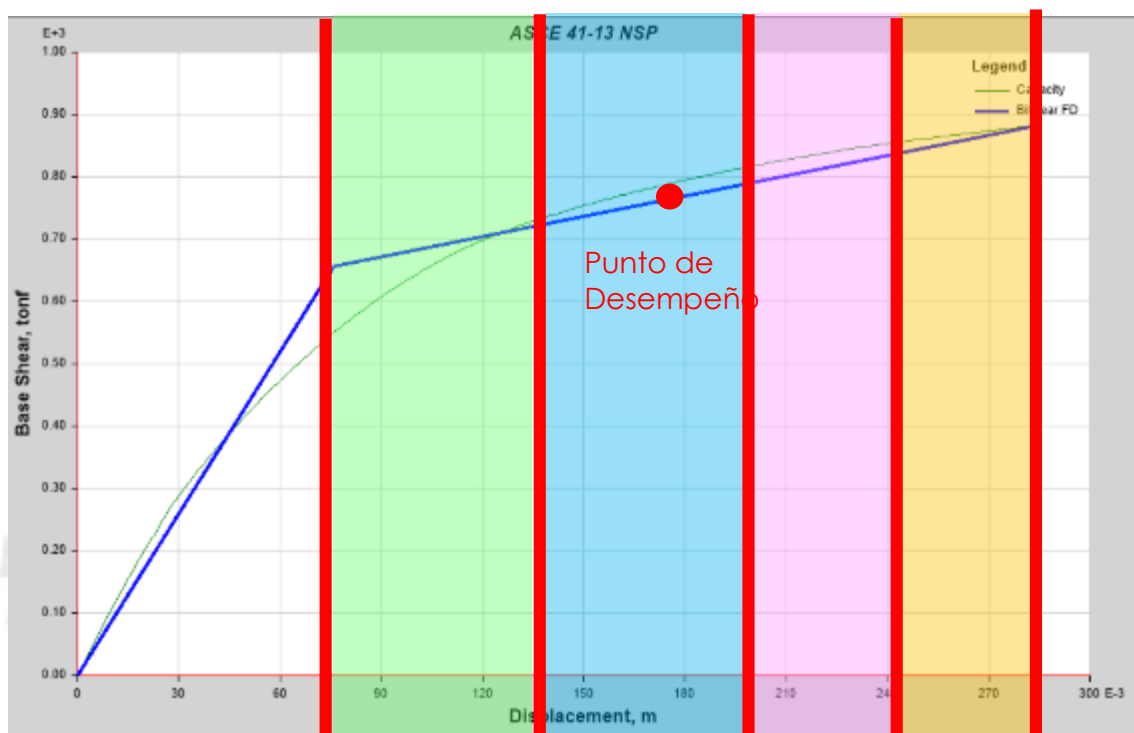


Figura 7.12 – Nivel de Desempeño para sismo X-X (Deriva máx = 0.010)

Para un sismo raro según el SEAOC VISION 2000 se tiene que el desempeño para el sismo raro es de resguardo de vida.

Dirección YY (Drift máx = 0.010)

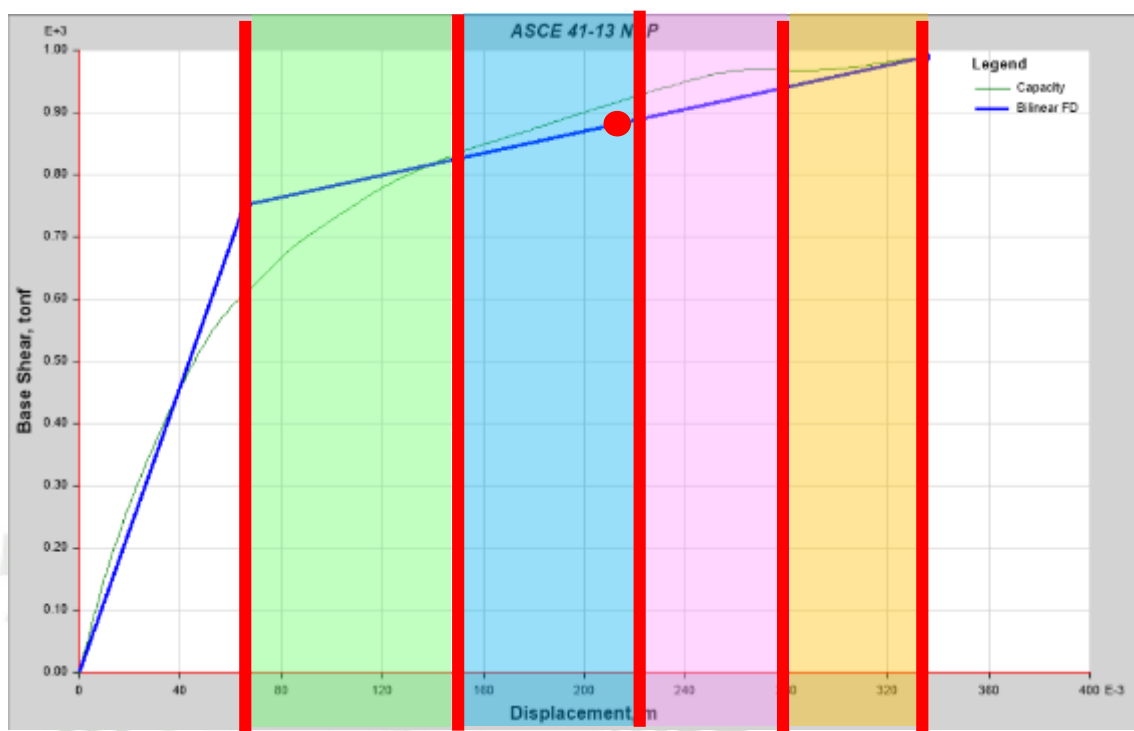


Figura 7.13 –Nivel de Desempeño para sismo Y-Y (Deriva máx = 0.010)

Podemos observar que según el SEAOC VISION 2000 cumple los parámetros establecidos al encontrarse en el nivel de Seguridad de Vida para un sismo raro, sin embargo, el propósito de esta investigación es diseñar una edificación la cual cumpla con los requisitos establecidos por la Norma Técnica Peruana.

CAPITULO VIII

8. COMPARACIÓN ECÓNOMICA DE DISEÑOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO

8.1. Comparativo de Presupuesto

En la siguiente tabla se muestra el costo parcial entre los metrados y análisis de precio unitario de las estructuras con derivas de 0.7% y 0.87%, para finalmente tener el monto total de cada una.

En el Anexo 04 se adjunta la planilla de metrados y Análisis de Precios Unitarios.

Tabla 8.1 – Comparativo entre presupuestos de la vivienda multifamiliar considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia)

PRESUPUESTO												
PROYECTO: EDIFICIÓN MULTIFAMILIAR TERRA - HUARANGUILLO												
CLIENTE: ALQAMARI E.I.R.L.												
LUGAR: CAYMA - AREQUIPA												
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CON DERIVA DE 1%				CON DERIVA DE 0.7%				DIFERENCIA	
			METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	SUB TOTAL (S/.)	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	SUB TOTAL (S/.)		
01	PRESUPUESTO ESTRUCTURA											
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					S/19,492.87				S/19,908.71	S/415.84	
01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < 6 = 1.2m	m3	43.73	14.61	638.66		43.73	14.61	638.66			
01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < 6 = 1.8m	m3	277.97	15.58	4329.57		297.41	15.58	4632.37			
01.01.03	Relleno compactado con equipo liviano	m3	213.12	65.19	13893.38		213.12	65.19	13893.38			
01.01.04	Carguo de material con equipo	m3	135.71	4.65	631.26		160.01	4.65	744.30			
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE											
01.02.01	ZAPATAS					S/4,014.11				S/4,246.01	S/231.90	
01.02.01.01	Concreto Fc =100 kg/cm2 cemento tipo I – Manual	m3	1.56	447.07	698.16		1.56	447.07	698.16			
01.02.02	SUBZAPATA											
01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.	m3	9.27	357.88	3315.95		9.91	357.88	3547.85			
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO											
01.03.01	ZAPATAS					S/99,669.06				S/106,502.32	S/6,833.26	
01.03.01.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	6475.65	7.25	46924.01		6909.59	7.25	50068.45			
01.03.01.02	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	101.92	517.51	52745.05		109.05	517.51	56433.87			
01.03.02	VIGA DE CIMENTACION					S/35,076.78				S/35,076.78	S/0.00	
01.03.02.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	2262.92	7.25	16397.62		2262.92	7.25	16397.62			
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	151.67	58.47	8868.04		151.67	58.47	8868.04			
01.03.02.03	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	18.96	517.51	9811.12		18.96	517.51	9811.12			
01.03.03	COLUMNAS					S/372,573.62				S/435,375.38	S/62,801.76	
01.03.03.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	28006.65	7.25	202942.52		31594.18	7.25	228938.63			
01.03.03.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1527.22	58.47	89297.77		1797.02	58.47	105073.20			
01.03.03.03	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	155.23	517.51	80333.33		195.87	517.51	101363.55			
01.03.04	LOSAS ALIGERADAS					S/235,957.36				S/235,957.36	S/0.00	
01.03.04.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	5972.79	7.25	43280.19		5972.79	7.25	43280.19			
01.03.04.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1415.76	58.47	82780.62		1415.76	58.47	82780.62			
01.03.04.03	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	125.68	517.51	65041.64		125.68	517.51	65041.64			
01.03.04.04	Ladrillo de arcilla para techo aligerado 30x30x15 cm	und	11892.38	3.77	44854.91		11892.38	3.77	44854.91			
01.03.05	VIGAS					S/322,518.60				S/321,681.53	S/837.07	
01.03.05.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	25937.88	7.25	187951.76		25701.43	7.25	186238.43			
01.03.05.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1241.07	58.47	72566.36		1249.02	58.47	73031.20			
01.03.05.03	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	119.81	517.51	62000.48		120.60	517.51	62411.90			
01.03.06	LOSAS MACIZAS					S/17,588.79				S/17,588.79	S/0.00	
01.03.06.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	968.11	7.25	7015.17		968.11	7.25	7015.17			
01.03.06.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	65.28	58.47	3816.98		65.28	58.47	3816.98			
01.03.06.03	Concreto Fc =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	13.06	517.51	6756.64		13.06	517.51	6756.64			
COSTO DIRECTO						S/1,106,891.19	COSTO DIRECTO				S/1,176,336.88	S/69,445.69
GASTOS GENERALES						10.00% S/110,689.12	GASTOS GENERALES				10.00% S/117,633.69	S/6,944.57
UTILIDAD						10.00% S/110,689.12	UTILIDAD				10.00% S/117,633.69	S/6,944.57
SUBTOTAL						S/1,328,269.43	SUBTOTAL				S/1,411,604.26	S/83,334.83
IGV						18.00% S/239,088.50	IGV				18.00% S/254,088.77	S/15,000.27
PRESUPUESTO TOTAL						S/1,567,357.93	PRESUPUESTO TOTAL				S/1,665,693.02	S/98,335.10

En la Tabla 8.1. podemos notar que el metrado y costo de los elementos de concreto armado que más varían son las zapatas, columnas y vigas.

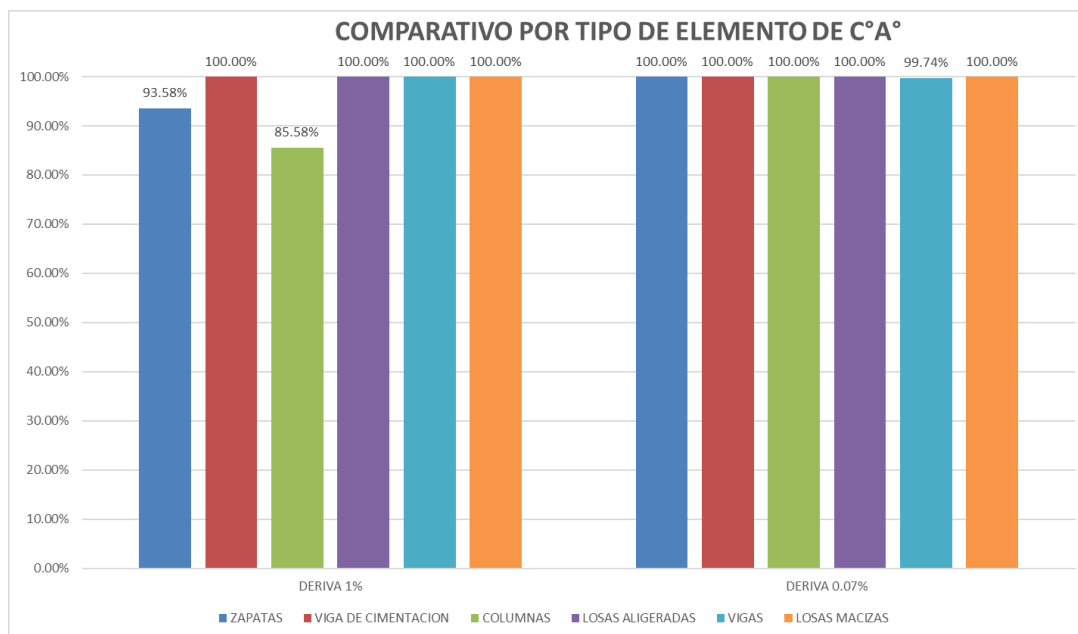


Figura 8.1. –Variación porcentual de cada elemento estructural de C°A° considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia)

De la Figura 8.1. podemos concluir que se tiene una variación de 6.42%, 14.42% y 0.26% en zapatas, columnas y vigas, respectivamente.

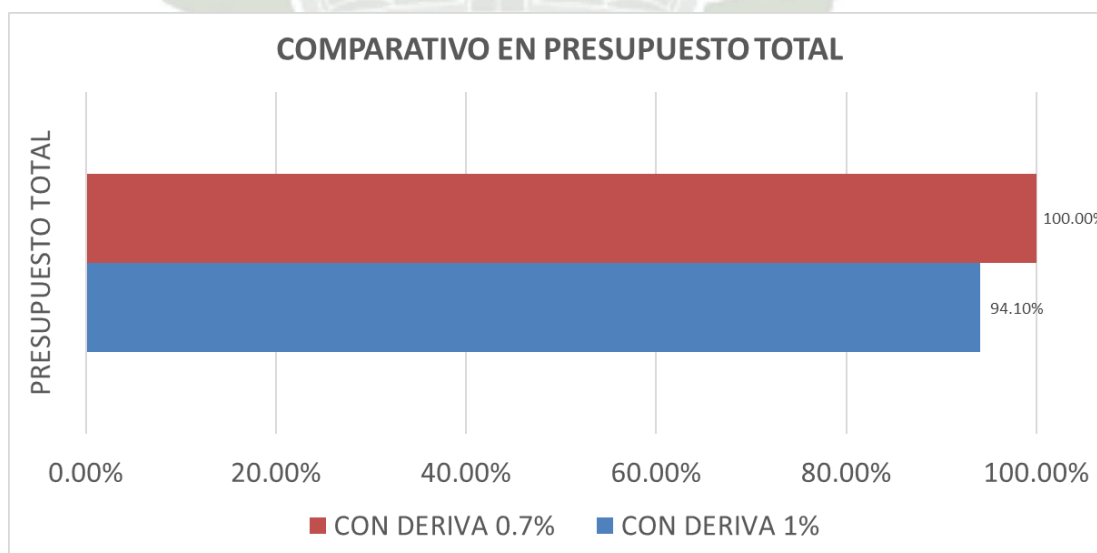


Figura 8.2. –Variación porcentual del Presupuesto Total considerando deriva de 0.7 % y 0.87 %. (Fuente: Propia)

De la Figura 8.2. podemos concluir que se tiene una variación del 5.90% entre los presupuestos finales de edificaciones con derivas de 0.7% y 0.87%. Además, que es 5.90% menos costosa la Edificación con deriva de 0.87% que la que se diseñó con deriva de 0.7%.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Se cumplió con el objetivo de modelar y diseñar una edificación de 06 pisos de concreto armado con derivas máximas de 0.7% y cercana a 1% (0.87%) cumpliendo los requisitos mínimos de diseño de acuerdo al RNE, con la excepción de permitirse un rango mayor de distorsión para una de las edificaciones.
- Para la primera estructura con deriva máxima de 0.7%, en el sentido X-X es igual a 0.6%, en Y-Y es 0.58%, ambas menores al límite de 0.7% considerado en la norma E.030 para concreto armado. Para la segunda estructura con deriva máxima cercana a 0.87%, la deriva en X-X es igual a 0.83%, en Y-Y es 0.86%, ambas menores al límite propuesto de 1%.
- Se analizó las estructuras con deriva máxima de 0.7% y menor a 1% (0.87%) en ambos sentidos aplicando el Análisis Estático no Lineal por el método Pushover, considerando las propiedades no lineales indicadas en el ASCE/SEI 41-13.
- Una vez obtenido la curva de capacidad por medio del Análisis Estático No Lineal Pushover, se lograron determinar los mecanismos de falla en los elementos más incidentes, donde podemos determinar que las vigas fueron las primeras en entrar al rango inelástico, y posteriormente las columnas y placas. Adicionalmente, los muros de concreto armado presentaron fallas hasta su punto de colapso y estos determinaron el punto de desempeño de la estructura en estudio.
- De acuerdo a los objetivos del Comité Visión 2000, el punto de desempeño para un sismo raro de la estructura con una deriva máxima de 0.6% (no mayor al 0.7%) en la dirección X-X, con valores de desplazamiento de 16.79 cm y cortante basal de 999.472 tonf se encuentra en el nivel de seguridad de vida, pero

con una tendencia muy cercana a encontrarse en el rango de ocupación inmediata; aun así, estaría conforme al criterio del análisis no lineal. En el sentido Y-Y, con valores de desplazamiento de 11.27 cm y cortante basal de 932.22 tonf el punto de desempeño se encuentra en el nivel de ocupación inmediata; es decir, que la estructura se encuentra en un nivel de resguardo más confiable al propuesto por el comité Vision 2000.

- De acuerdo a los objetivos del Comité Visión 2000, el punto de desempeño para un sismo raro de la estructura con una deriva máxima de 0.87% (cercana al 1%) en la dirección X-X, con valores de desplazamiento de 19.72 cm y cortante basal de 969.01 tonf se encuentra en el nivel de seguridad de vida. En el sentido Y-Y, con valores de desplazamiento de 12.63 cm y cortante basal de 827.75 tonf el punto de desempeño se encuentra en el nivel de seguridad de vida, es decir que en ambas direcciones la estructura se encuentra en el nivel de desempeño correcto.
- En la comparación de los presupuestos finales entre las edificaciones diseñadas con derivas máximas de 0.7% y 0.87%, notamos que la estructura diseñada con 0.87% de distorsión de entrepiso es 5.90% menos costosa que la diseñada con 0.7%. Esta diferencia es importante para el tipo de proyecto a ejecutar puesto que elevarían sus márgenes de utilidad y reducirían sus costos de construcción.
- En el caso de la estructura con distorsión máxima de 1%, las placas no cumplieron la verificación al cortante del concreto, para lo cual se debe aumentar las dimensiones de su sección transversal. A su vez, al realizar dicho cambio la estructura se rigidizaría y disminuiría la distorsión de entrepiso.
- Por criterio común, se tiene conocimiento que una edificación aporticada es más viable llevarla a derivas mayores que una edificación de muros estructurales. Sin embargo, se consideraría darle mayor aporte tanto a vigas como columnas. Por

consiguiente, de acuerdo al diseño arquitectónico se consideró columnas y vigas pequeñas (25x50), dichas secciones deberían crecer y estas afectarían la distribución arquitectónica planteada en el anteproyecto, reduciendo dimensiones de los ambientes y probablemente modificando la funcionalidad a la cual fue diseñada.

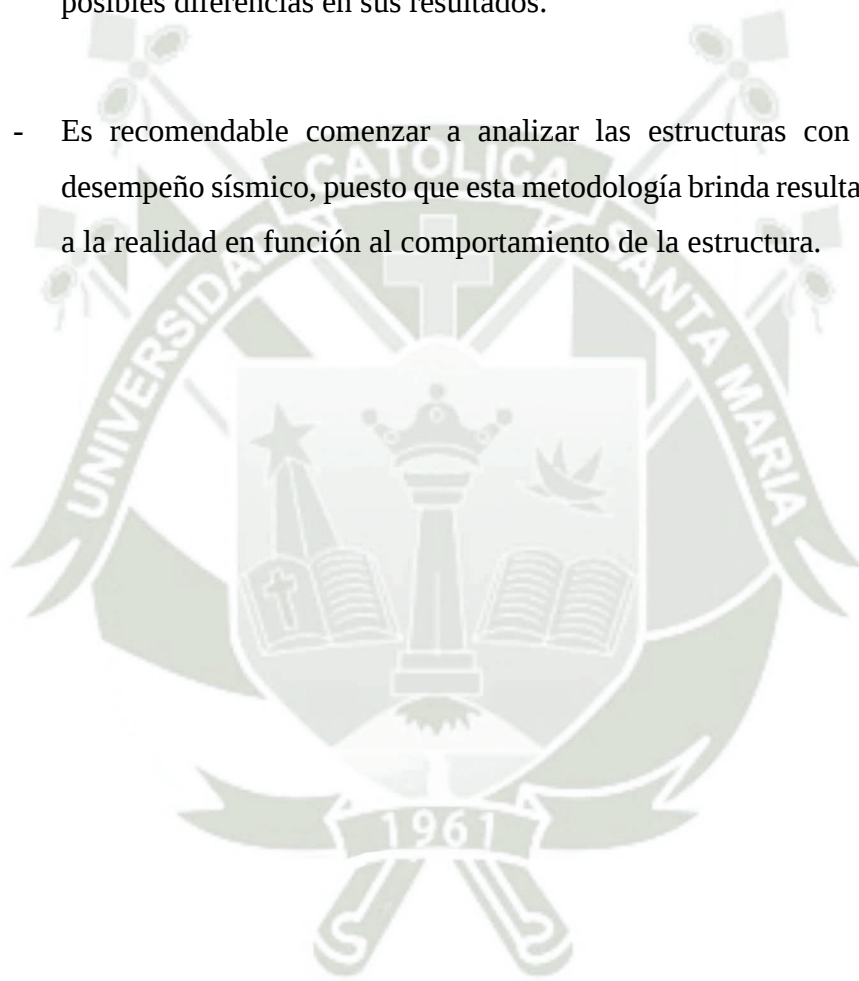


Recomendaciones

- El presente análisis se realizó para una estructura de concreto armado en la que los elementos de separación de ambientes son considerados muros de tabiquería. Se recomienda que estos deben ser debidamente aislados de la estructura principal con juntas de separación. A su vez, se sugiere hacer pruebas del desempeño sísmico de la estructura considerando los elementos de tabiquería y determinar la influencia que esta podría tener sobre los resultados.
- En el caso de esta investigación, el sistema estructural predominante fue de muros estructurales, por lo que el método de plasticidad tipo fibra es el más adecuado para obtener resultados más confiables al momento de obtener los mecanismos de falla. En caso que sea una estructura aporticada donde los elementos estructurales predominantes sean vigas y columnas, se sugiere poder usar el método de rótulas concentradas.
- Se recomienda evaluar los diferentes puntos de desempeño para cada uno de los niveles de sismo considerados, esto para corroborar si los puntos de desempeño se encuentran dentro de los niveles propuestos por el comité Vision 2000 y verificar el adecuado comportamiento de la estructura para diferentes niveles de sismos.
- Para casos del análisis estático no lineal, cuando las estructuras presentan modos de vibración rotacionales en el primer o segundo modo, o cuando la estructura presenta una altura mucho mayor a la del presente estudio se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal o tiempo-historia.
- Para el caso de una estructura con distorsiones máximas de entrepiso mayores a las establecidas por la Norma E.030, es recomendable revisar el espaciamiento de la junta sísmica de separación entre edificios. Para ello podría verificarse si la junta sísmica cumple el siguiente parámetro: $s=0.006h \geq 0.03m$. De no

cumplirse, podría evaluarse cuál debe ser el espacio mínimo necesario para dicha junta.

- Se recomienda considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en la evaluación de desempeño de las edificaciones y analizar cuáles podrían ser las posibles diferencias en sus resultados.
- Es recomendable comenzar a analizar las estructuras con los criterios del desempeño sísmico, puesto que esta metodología brinda resultados más cercanos a la realidad en función al comportamiento de la estructura.



REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Quito.
- ACI 318-19 (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete
- ASCE/SEI 41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Asmat, C. (2016). Disposiciones Sísmicas de Diseño y Análisis en Base a Desempeño Aplicables a Edificaciones de Concreto Armado
- ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2. California: Applied Technology Council.
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, CDL.
- Dazio, A. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.

- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal Emergency Management Agency.
- Mander, J. B. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.
- NIST- GCR 10-917-5 (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design.
- NTE E.020. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima: Diario Oficial EL PERUANO.
- NTE E.030. (2018). R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Viviendo, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.060. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: SENCICO.
- Park, R. & Paulay (1975). Reinforced Concrete Structures. New Zealand: John Wiley & Sons.
- Popovics, S. (1973). A Numerical Approach to the Complete Stress – Strain Curve of Concrete.
- Sakino, K. & Sun, Y. (1994). Stress – Strain Curve of Concrete Confined by Rectilinear Hoop
- SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California.

ANEXOS

ANEXO 1: CALCULO DE LA CALIBRACION DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

1. Creación del modelo lineal del muro ensayado

Procedemos a crear un modelo lineal en el software con propiedades similares al muro ensayado en el Paper de Dazio.

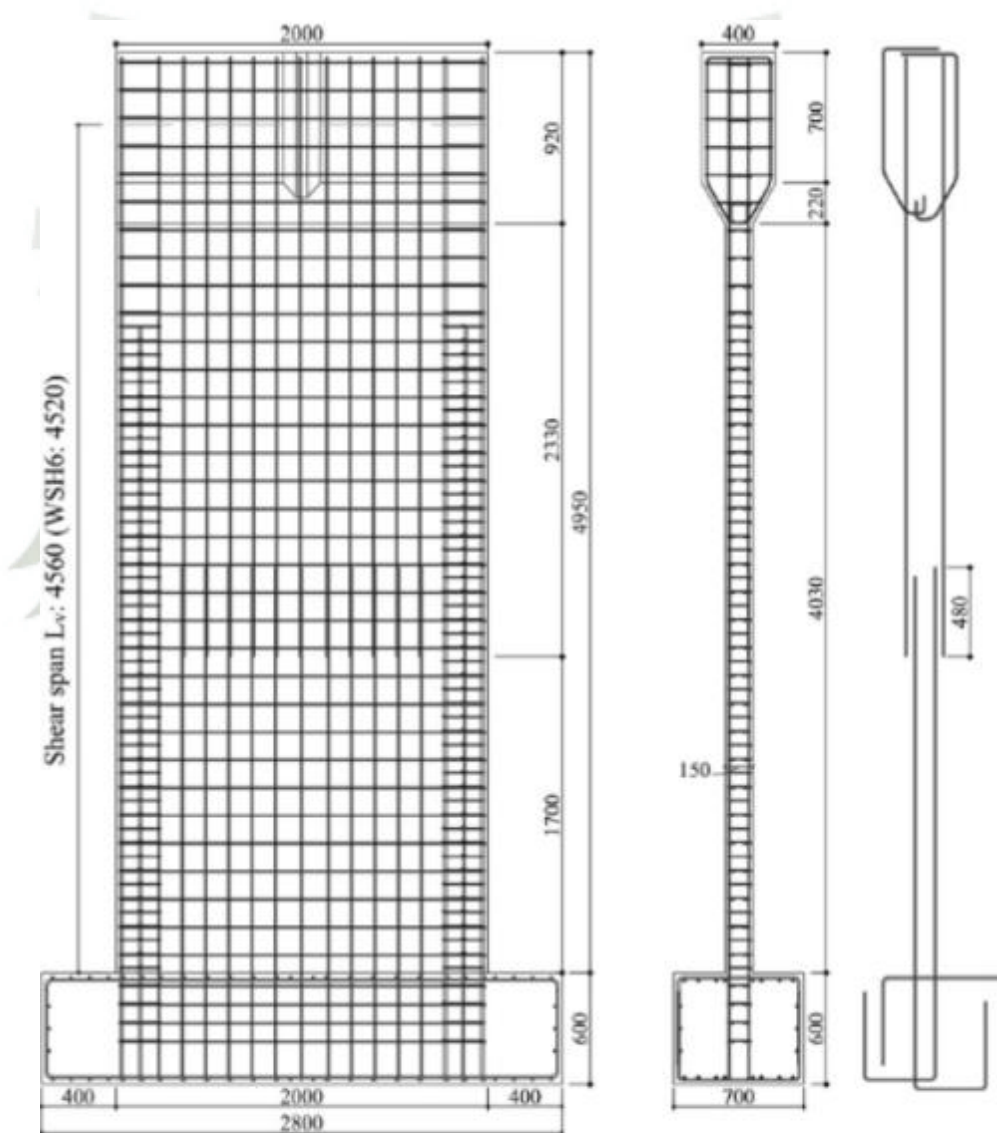
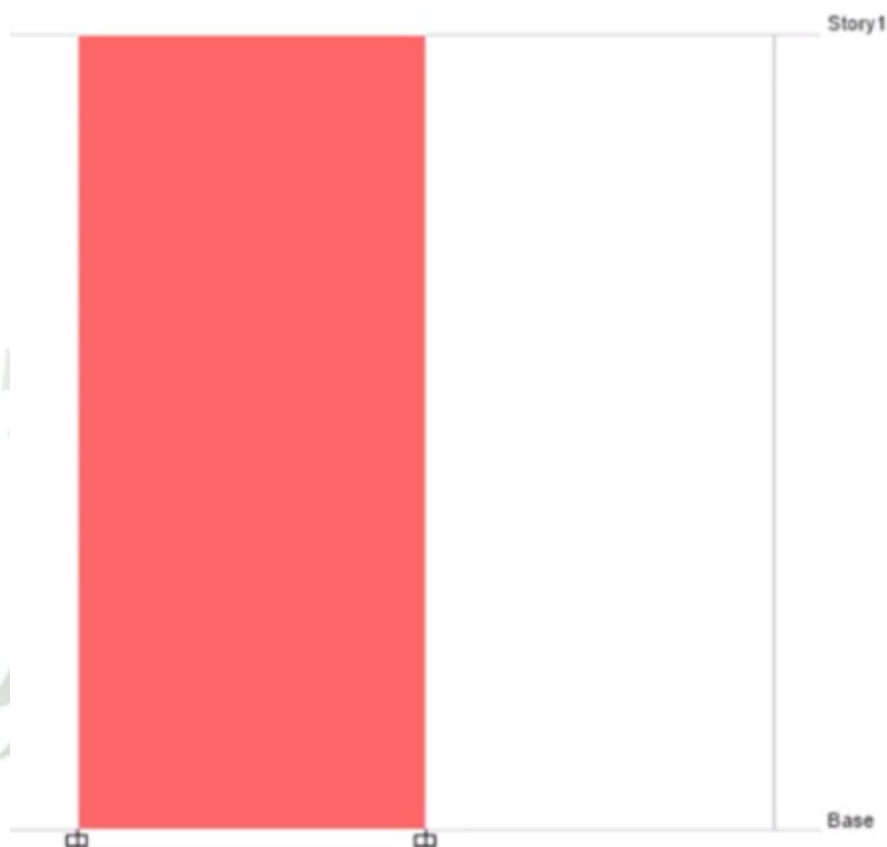


Fig. 2. Vertical reinforcement layout of Test Unit WSH3. All dimensions in mm.

Este muro se modelará con un elemento Shell-Thin con un espesor de 15cm tal y como se indica en los detalles del ensayo experimental.



2. Propiedades no lineales del muro con plasticidad tipo fibra

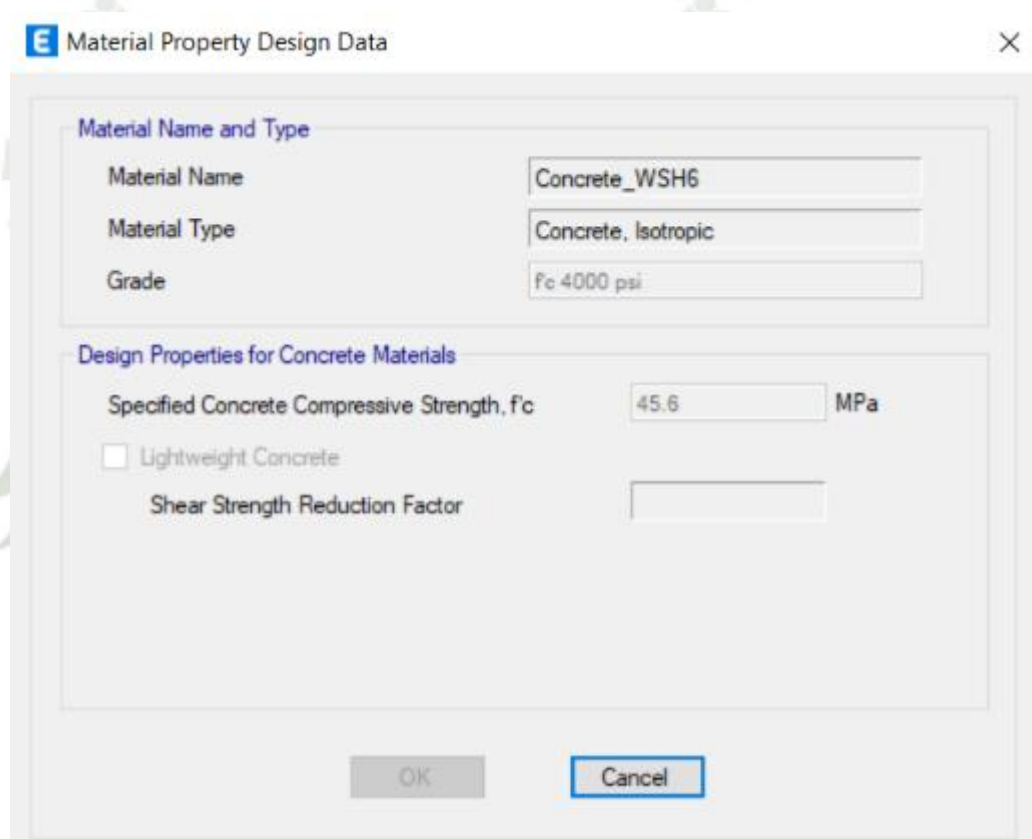
Primeramente, debemos darle las propiedades no lineales a los materiales que constituyen al muro que en este caso serían el concreto y el acero corrugado:

a. Propiedades del Concreto

Table 3
Mechanical properties of the concrete.

Test unit	ρ_c (kg/m ³)	f_{cw} (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (GPa)
WSH1	2397 ± 28	55.3 ± 1.8	45.0 ± 2.1	44.4 ± 5.1
WSH2	2421 ± 23	55.0 ± 2.1	40.5 ± 2.8	37.1 ± 0.1
WSH3	2381 ± 18	56.8 ± 1.6	39.2 ± 2.1	35.2 ± 1.5
WSH4	2378 ± 15	58.8 ± 1.7	40.9 ± 1.8	38.5 ± 2.0
WSH5	2404 ± 19	56.0 ± 2.3	38.3 ± 1.4	36.1 ± 1.5
WSH6	2383 ± 22	59.2 ± 2.9	45.6 ± 0.3	36.9 ± 0.7

Para el caso del concreto usaremos las propiedades del muro WSH6



b. Propiedades del Acero Corrugado

Para el caso del acero corrugado nos guiaremos de las siguientes propiedades mecánicas:

Table 2
Mean values and standard deviations of mechanical properties of the reinforcing steel.

D_{trans} (mm)	R_{902} (MPa)	R_{e1} (MPa)	R_{e1}/R_{902} (-)	A_{g1} (%)	Classification $R_{e1}/R_{902} - A_{g1}$	Class ^d (-)
WSH1						
10 (6x) ^a	547.3 ± 6.1	619.9 ± 7.1	1.13 ± 0.01	4.64 ± 0.16	M ^b - L ^c	A
6 (6x)	583.6 ± 5.0	600.7 ± 8.2	1.03 ± 0.01	2.34 ± 0.87	L - P	< A
3.5 (3x)	655.9 ± 29.7	662.0 ± 28.0	1.02 ± 0.00	0.60 ± 0.04	-	-
WSH2						
10 (12x)	583.1 ± 4.4	747.4 ± 3.9	1.28 ± 0.01	7.71 ± 0.55	H - H	C
6 (10x)	484.9 ± 10.2	534.5 ± 8.7	1.10 ± 0.01	5.76 ± 0.50	M - M	B
4.2 (3x)	526.0 ± 6.0	583.2 ± 5.2	1.11 ± 0.00	3.30 ± 0.28	-	-
WSH3						
12 (6x)	601.0 ± 6.3	725.5 ± 2.1	1.21 ± 0.01	7.69 ± 0.57	H - H	C
8 (4x)	569.2 ± 4.0	700.2 ± 3.3	1.23 ± 0.01	7.34 ± 0.29	H - M	B (~C)
6 (6x)	489.0 ± 4.3	552.2 ± 3.3	1.13 ± 0.00	6.45 ± 0.33	M - M	B
4.2 (6x)	562.2 ± 1.8	615.0 ± 3.0	1.09 ± 0.00	3.06 ± 0.66	-	-
WSH4, WSH5, WSH6						
12 (6x)	576.0 ± 2.6	674.9 ± 1.8	1.17 ± 0.01	7.29 ± 0.61	H - M	B (~C)
8 (6x)	583.7 ± 5.5	714.4 ± 5.1	1.22 ± 0.01	7.85 ± 0.66	H - H	C
6 (6x)	518.9 ± 11.8	558.7 ± 6.7	1.08 ± 0.02	5.45 ± 0.41	M - M	B
4.2 (6x)	562.2 ± 1.8	615.0 ± 3.0	1.09 ± 0.00	3.06 ± 0.66	-	-

Usaremos las propiedades del muro WSH6 para los esfuerzos esperados en el modelo:

E

Material Property Design Data

×

Material Name and Type

Material Name

A615Gr60

Material Type

Rebar, Uniaxial

Grade

Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy

0.4137

kN/mm²

Minimum Tensile Strength, Fu

0.6205

kN/mm²

Expected Yield Strength, Fye

0.58

kN/mm²

Expected Tensile Strength, Fue

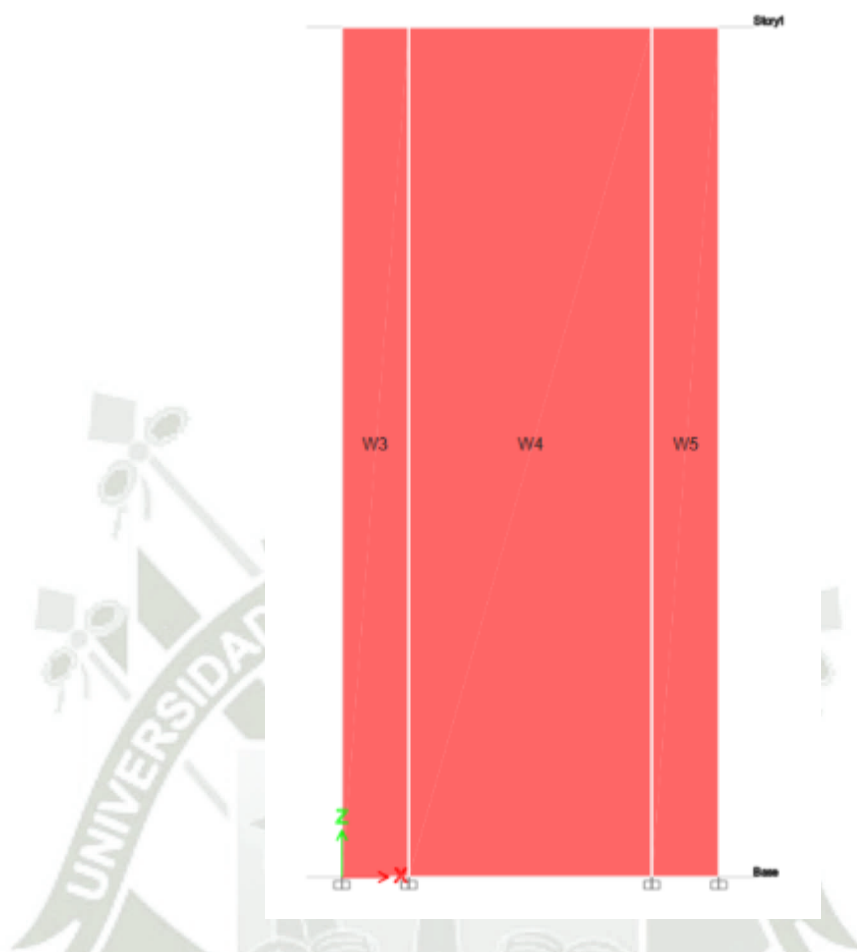
0.69

kN/mm²

OK

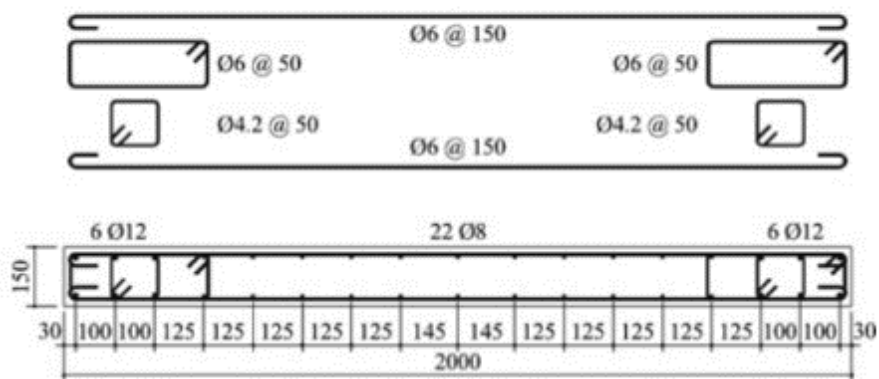
Cancel

Para ello colocaremos las propiedades de los materiales de acuerdo a lo indicado en el ensayo experimental



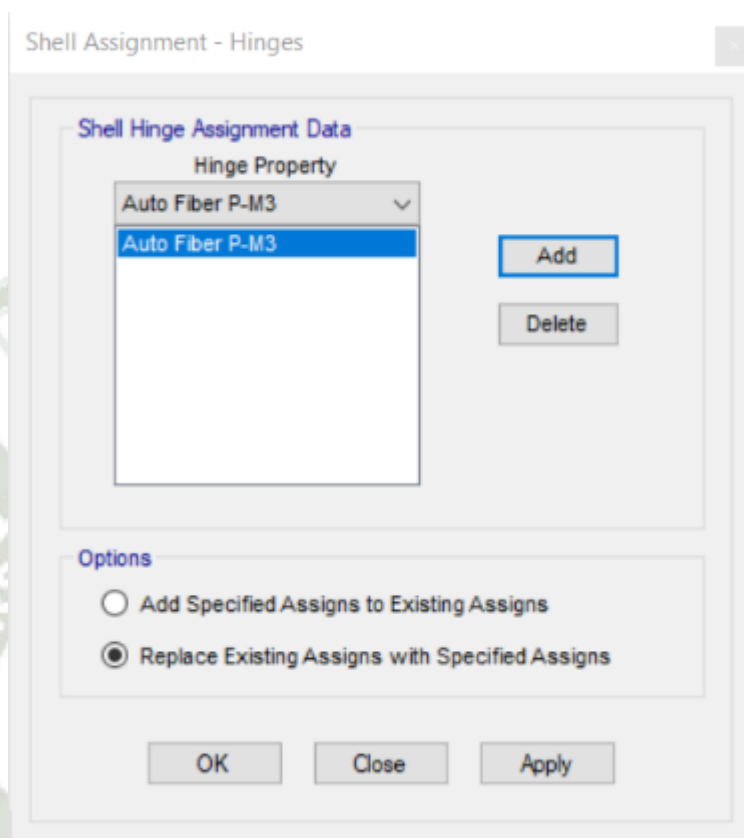
f

WSH6



Para poder analizar el muro en un estado no lineal debemos asignarle una rótula plástica, en este caso será una plasticidad tipo fibra, esta sirve mejor que una plasticidad tipo rótula concentrada, ya que al ser un elemento que no es esbelto

su rango de análisis debe ser mayor para poder tener diferentes resultados a lo largo de toda la longitud del muro.



El muro adquiere las propiedades de plasticidad tipo fibra en los 3 elementos que lo componen.



Como se pudo ver en la figura del modelo, el muro se seccionó en 3 partes para poder darle las propiedades no lineales de elementos confinados en sus extremos y elemento no confinados en el centro.

Table 1
Summary of the test unit properties.

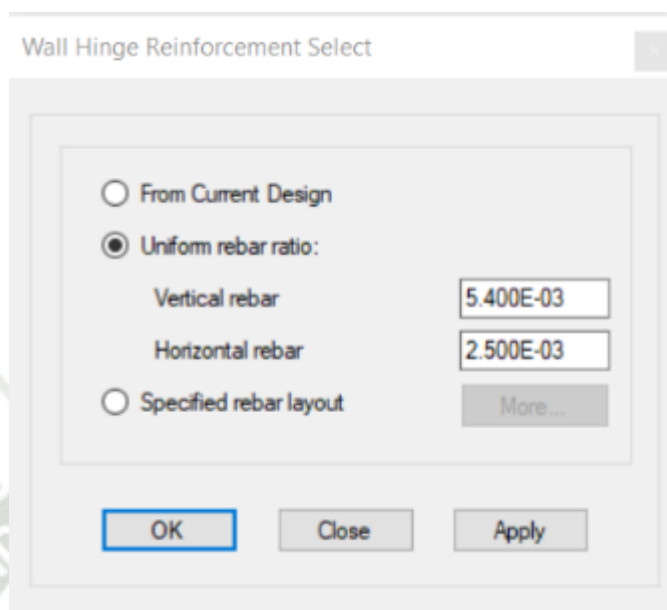
Test unit	Sectional forces at the base				Reinforcement ratios				Stabilising reinf.	
	N (kN)	$N/A_g f_c$ (-)	$V/0.8l_n b_w$ (MPa)	$\alpha_N = 0.45 l_n N/M$ (-)	ρ_{holed} (%)	ρ_{web} (%)	ρ_{st} (%)	ρ_h (%)	s (mm)	s/D_{holed} (-)
WSH1	689 ± 3 ^a	0.051	1.40	0.40	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
WSH2	691 ± 4	0.057	1.50	0.38	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
WSH3	686 ± 7	0.058	1.89	0.30	1.54	0.54	0.82	0.25	75	6.25
WSH4	695 ± 6	0.057	1.85	0.31	1.54	0.54	0.82	0.25	No ties	
WSH5	1474 ± 29	0.128	1.83	0.66	0.67	0.27	0.39	0.25	50	6.25
WSH6	1476 ± 6	0.108	2.49	0.49	1.54	0.54	0.82	0.25	50	4.17

^a Standard deviation of the applied axial load over the duration of the test.

^b Ratios computed with largest sectional forces measured during the test.

De acuerdo a la Tabla 1 del documento se le asignan determinadas cuantías tanto a los núcleos del muro, al refuerzo del centro y al refuerzo horizontal de este.

Para el caso del alma tendrá una cuantía de acero vertical de 0.54% tal y como indica en la Tabla 1 del documento:



Para los núcleos laterales se le asignará las propiedades no lineales de elemento confinado tal y como se indica en la Tabla 1:

Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: A615Gr60

Material Shear: A615Gr60

Bar Clear Cover: 38.1 mm

Layout



Geometry

Start X (mm)	Start Y (mm)	End X (mm)	End Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	Start Zone Size (mm)	End Zone Size (mm)
0	0	355	0	355	150	355	0

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Number of Bars
Start	12		4
Center	#5	304.8	0
End	#8		0

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (mm)	Area (mm ²)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Confined
Start	6	50	Yes
Center	#5	304.8	No
End	#5	152.4	Yes

OK Cancel

3. Formulación del ensayo monotónico

Una vez que ya le dimos las propiedades no lineales del muro procedemos a darle un caso de carga de gravedad y carga lateral para poder realizar el análisis:

E

Load Case Data

X

General

Load Case Name

Dead

Design...

Load Case Type

Nonlinear Static

Notes...

Mass Source

MsSrc1

Analysis Model

Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

Add

Delete

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Geometric Nonlinearity Option

None

Load Application

Full Load

Modify/Show...

Results Saved

Final State Only

Modify/Show...

Floor Cracking Analysis

No Cracked Analysis

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default - Iterative Event-to-Event

Modify/Show...

OK

Cancel

E

Load Case Data

X

General

Load Case Name

PushXX

Design...

Load Case Type

Nonlinear Static

Notes...

Mass Source

Previous

Analysis Model

Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Dead

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-17

Add

Delete

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Geometric Nonlinearity Option

None

Load Application

Displacement Control

Modify/Show...

Results Saved

Multiple States

Modify/Show...

Floor Cracking Analysis

No Cracked Analysis

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

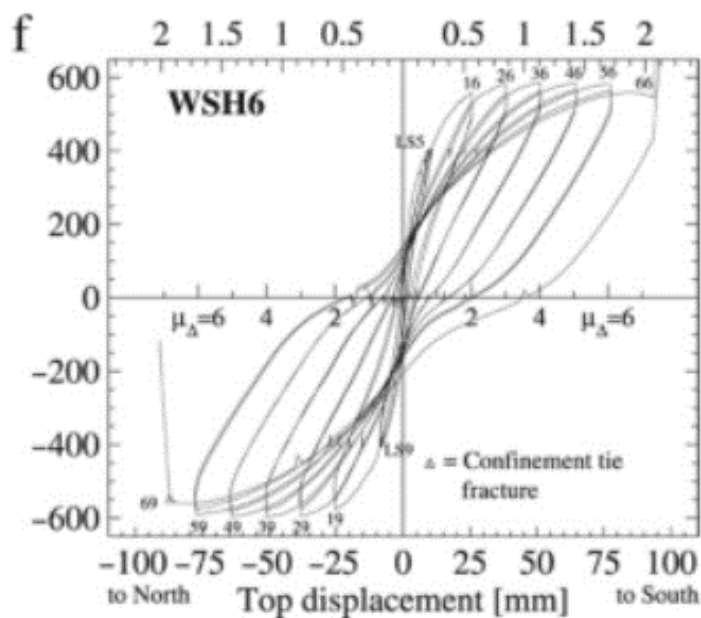
User Defined - Event-to-Event Only

Modify/Show...

OK

Cancel

Diagrama de esfuerzo – deformación del ciclo histerético del muro WSH6



De acuerdo al ensayo histerético presentado, para el muro WSH6 se observa que llega a tener un desplazamiento lateral máximo de 90mm aproximadamente, es por ello que le daremos un rango adicional al análisis para dicho desplazamiento:

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis X

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of mm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

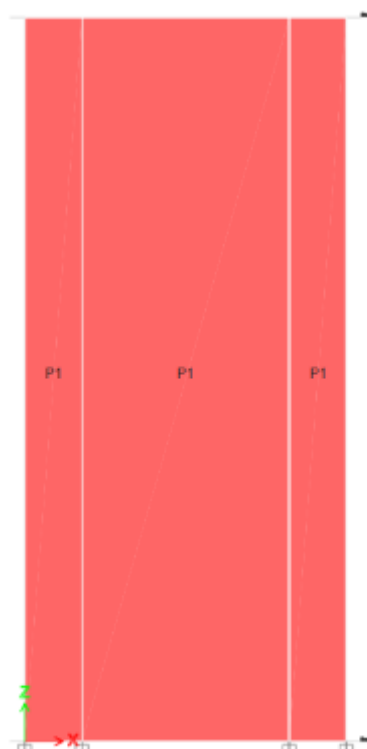
Procedemos a correr el modelo y obtener la curva de capacidad del muro:



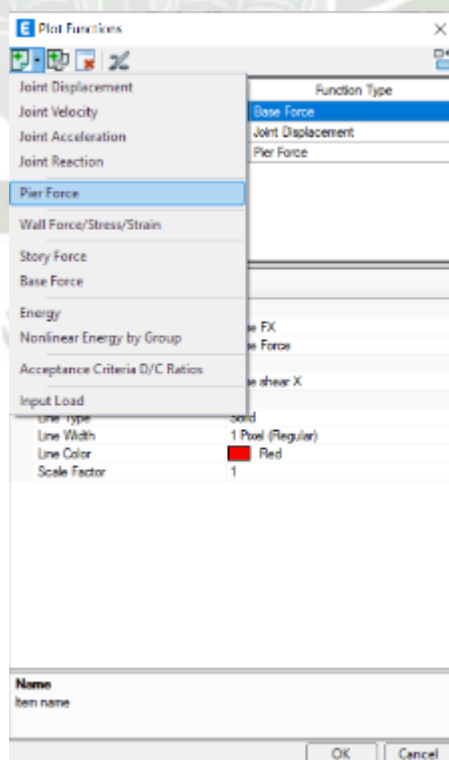
De acuerdo a la curva presentada podemos observar que tiene una diferencia de 1350 N, casi el doble de fuerza en relación al diagrama histerético del ensayo experimental que presentaba una fuerza de 600 N aproximadamente.

4. Análisis monotónico del muro con Pier

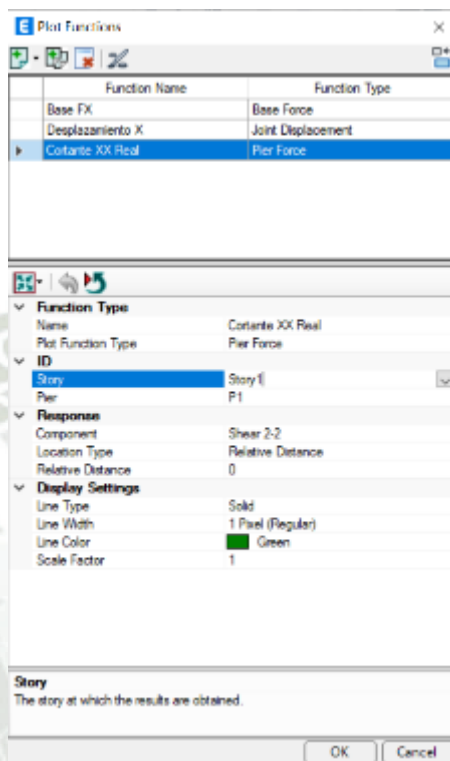
Lo que ocurre es que de acuerdo al modelo tenemos 03 muros uno al lado del otro y en realidad debemos integrarlos como un solo muro y nos pueda dar como resultados los esfuerzos como si fueran un solo elemento. Para ello, le damos a los muros la propiedad de elementos Pier:



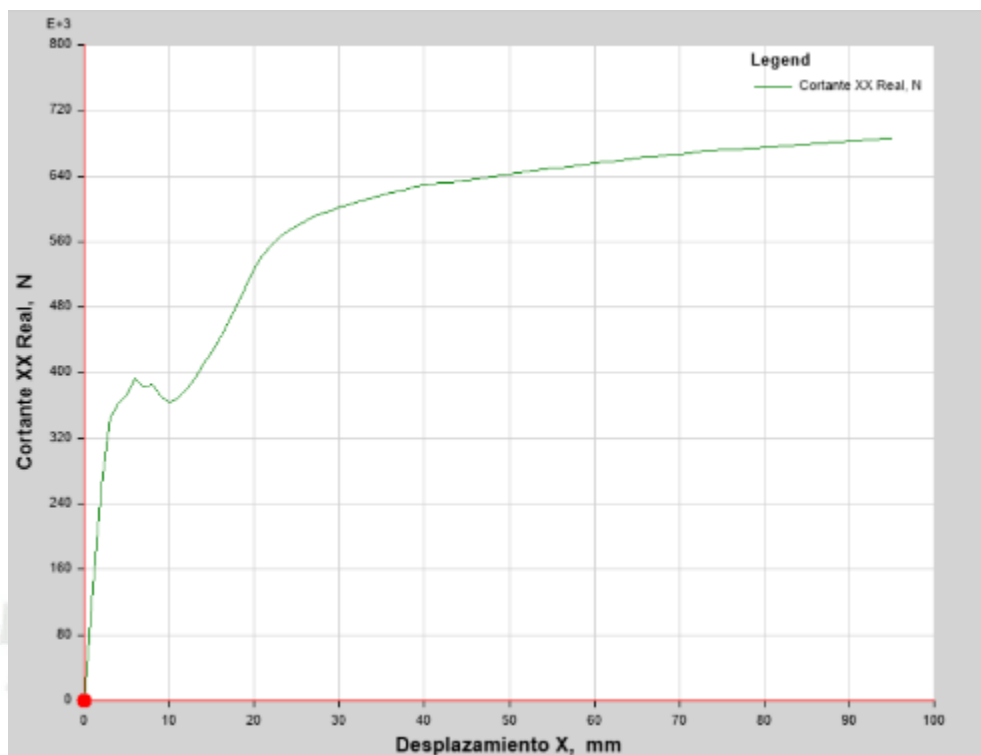
Usamos la herramienta Plot Function para poder crear una nueva función para nuestra curva de capacidad en la que nuestra curva se obtendrá de los datos entre el desplazamiento lateral y la fuerza generada en el elemento Pier 1:



Dentro de las propiedades de esta función indicamos que los valores deben corresponder a la fuerza cortante de Pier 1 en el primer nivel como se puede observar en la siguiente imagen:

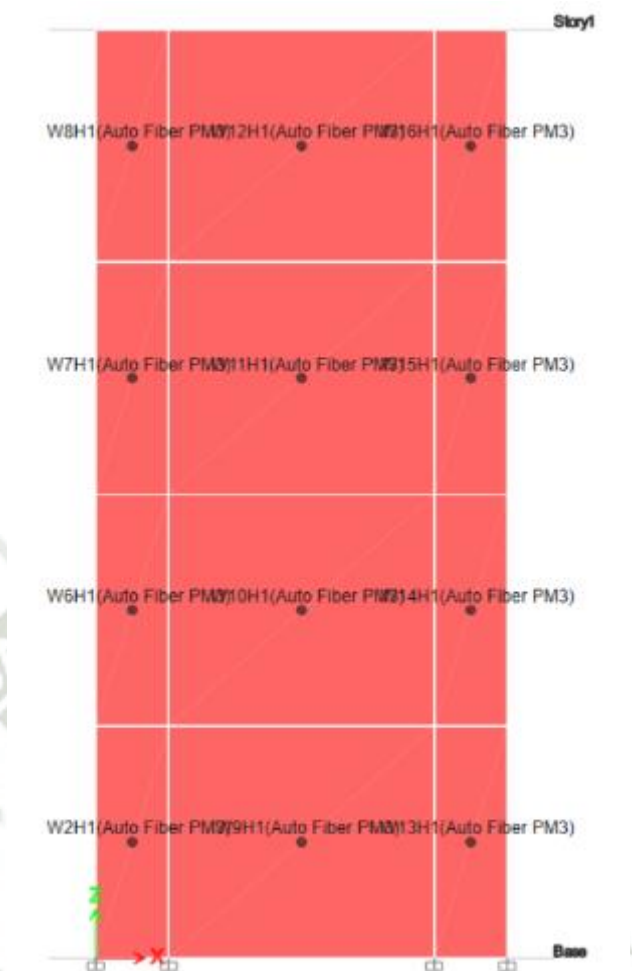


De acuerdo a las nuevas propiedades indicadas obtenemos la curva de capacidad corregida:

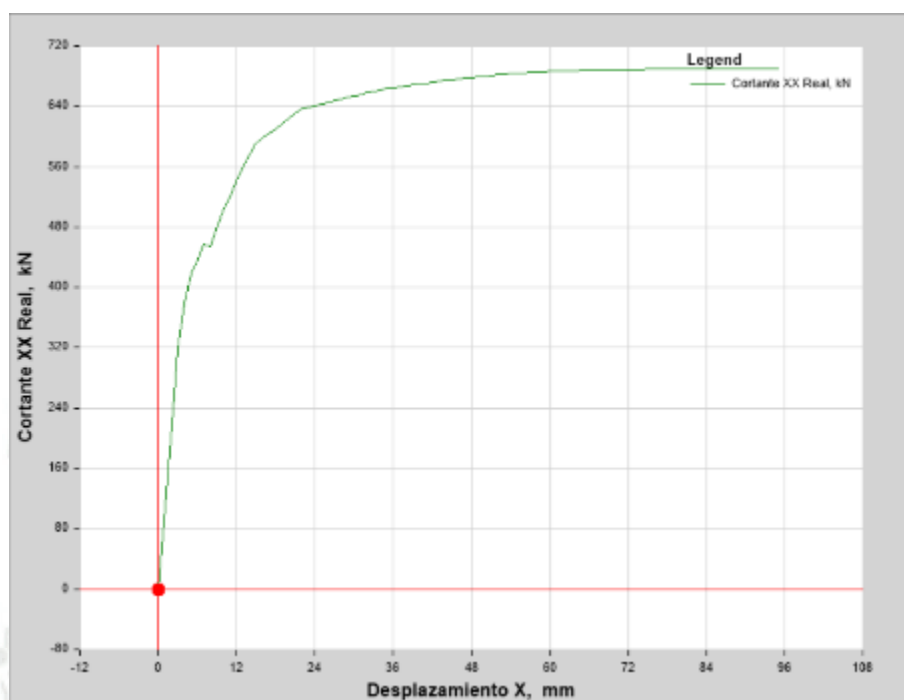


5. Análisis monotónico del muro con carga axial adicionada y división de muro con Mesh.

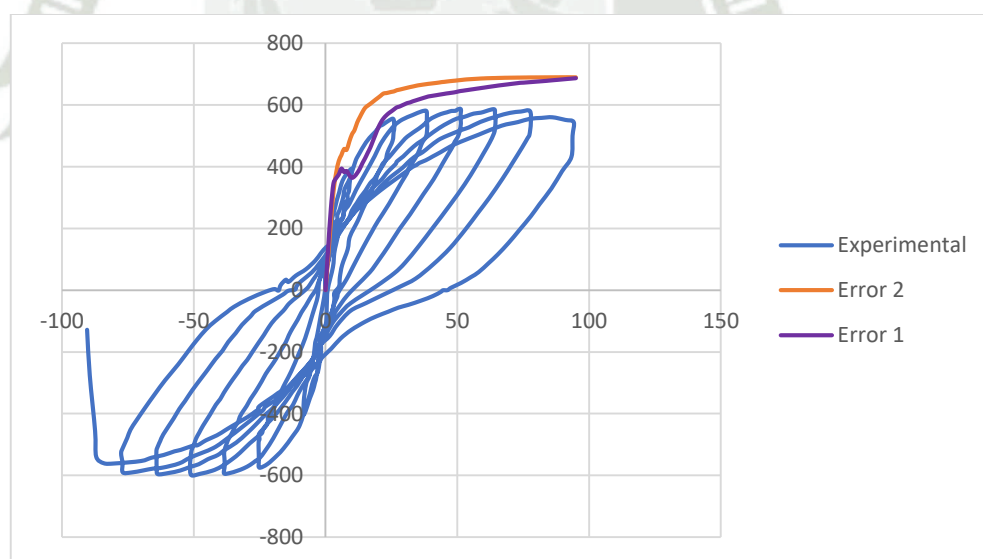
Ahora procedemos a darle las fuerzas axiales indicadas en el muro de acuerdo al ensayo experimental con una carga de 1476 N para el muro WSH6 y subdividir el muro en partes más pequeñas, esto con la idea de asemejar la rigidez del elemento a un caso más real y tener resultados más aproximados.



De acuerdo a esta modificación corremos el programa y presentamos la curva de capacidad del muro:

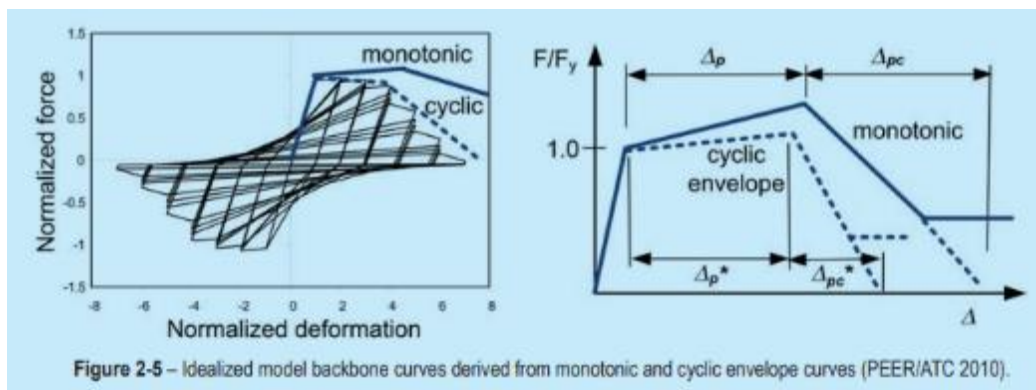


Con estos resultados graficamos las curvas y las comparamos con el diagrama histerético del ensayo experimental:



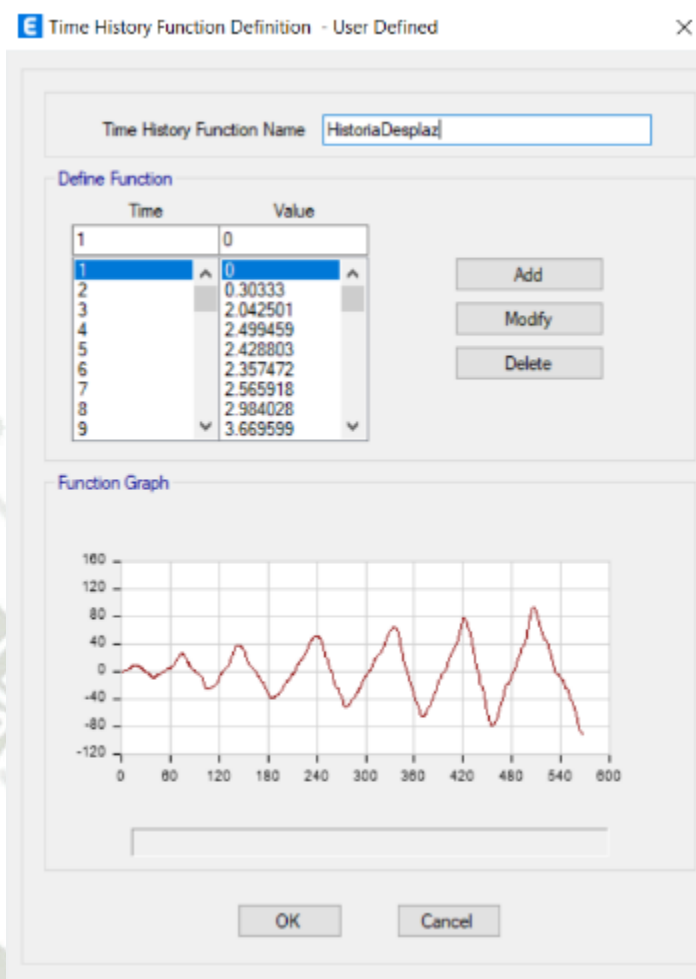
Como podemos observar, a pesar de tener corregir algunos criterios, tanto el primer modelo como el segundo ya presentan cierta similitud en relación al diagrama del ensayo experimental.

A su vez la norma del NIST nos indica que ese ligero incremento de carga en el ensayo monotónico en relación al ensayo cíclico es normal debido a la fatiga producida por este último como lo indica en esta gráfica:

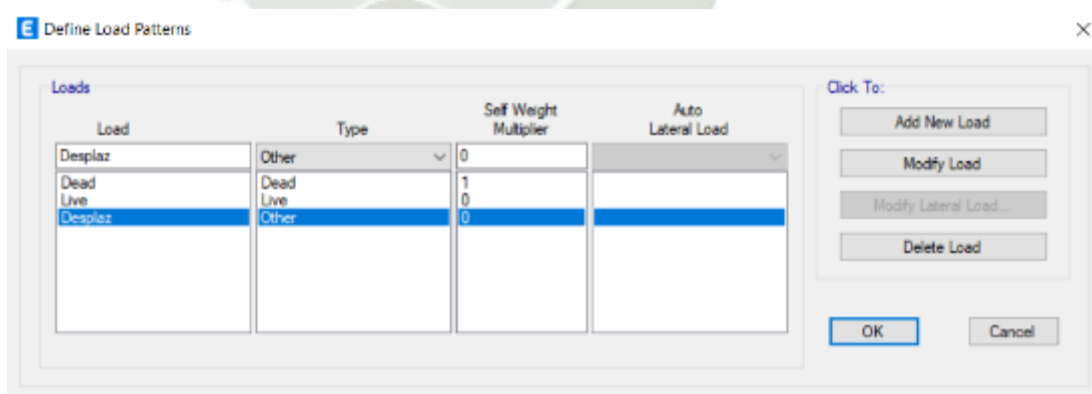


6. Formulación del ensayo cíclico

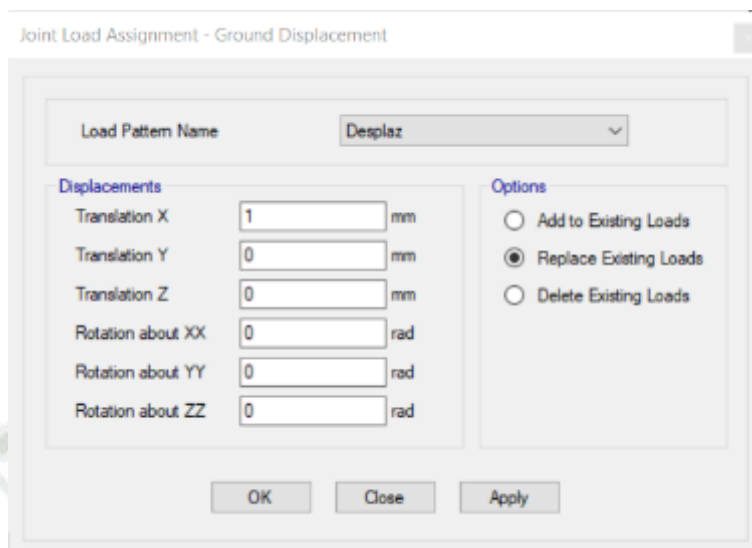
Para poder corroborar nuevamente nuestra calibración procedemos a realizar un análisis cíclico estático con el modelo realizado en el software, para ellos usaremos la misma función de desplazamiento obtenido del ensayo experimental:



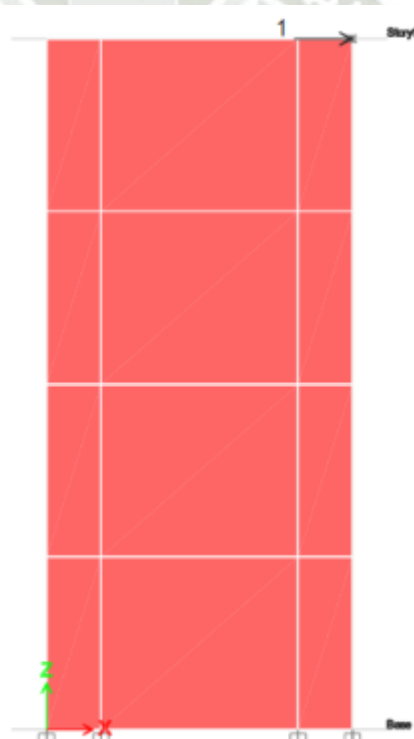
Luego se procederá a crear un patrón de carga de desplazamiento:



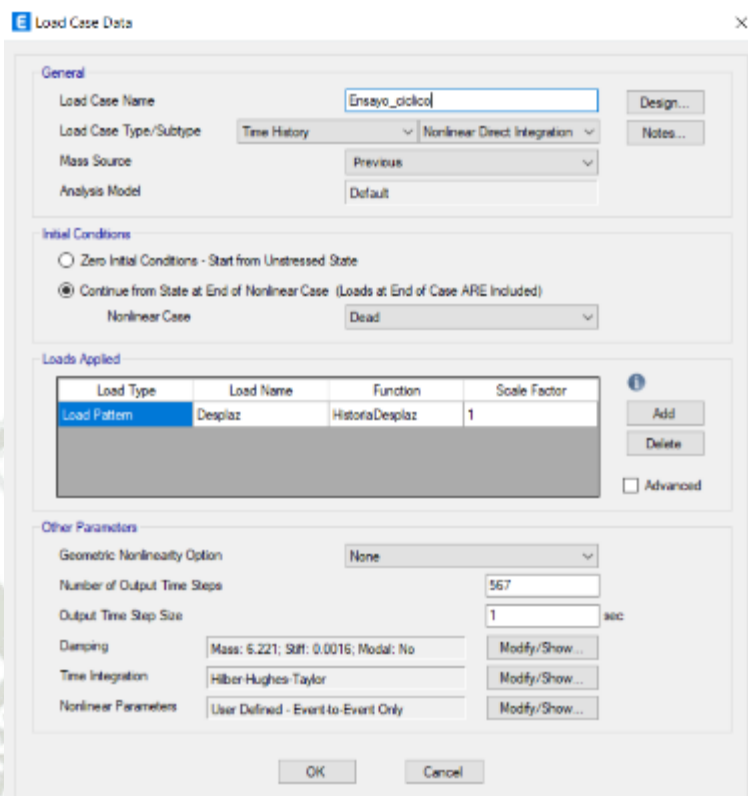
Le asignamos un valor de carga al punto más alto de desplazamiento del muro de acuerdo al patrón de carga de Desplazamiento que le asignamos un valor de desplazamiento de 1mm:



Entonces el desplazamiento asignado quedaría de tal forma en el muro:



Una vez obtenido el patrón de carga y haber asignado el desplazamiento en el muro procedemos a crear un caso de carga del ensayo cíclico en función del desplazamiento:



Load Case Data

General

Load Case Name: Ensayo_ciclico

Load Case Type/Subtype: Time History

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Dead

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Displaz	HistoriaDesplaz	1

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 567

Output Time Step Size: 1 sec

Damping: Mass: 5.221; Shift: 0.0015; Modal: No

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor

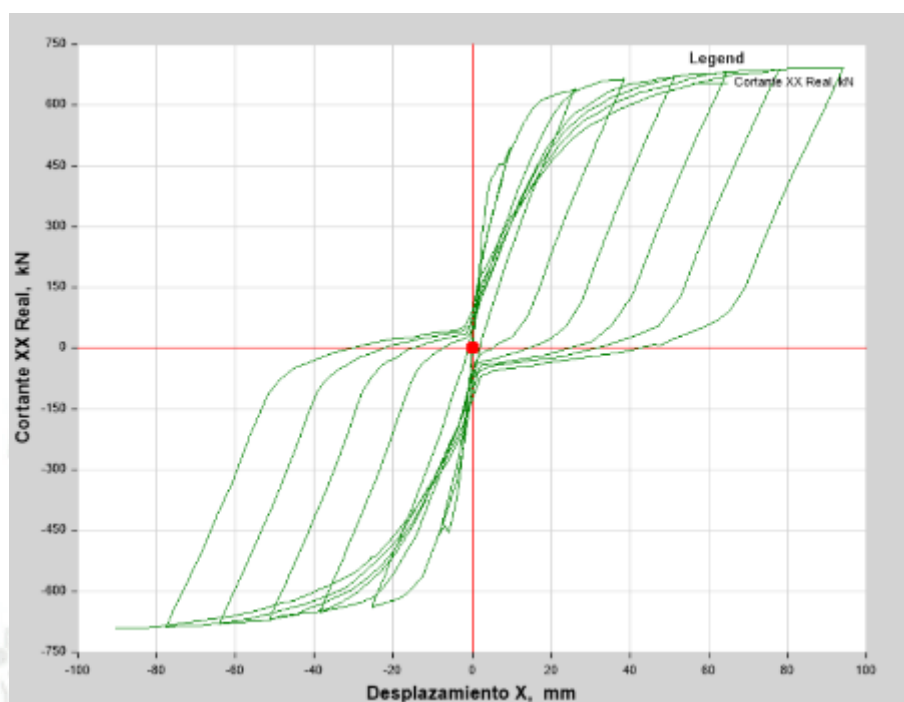
Nonlinear Parameters: User Defined - Event to Event Only

OK Cancel

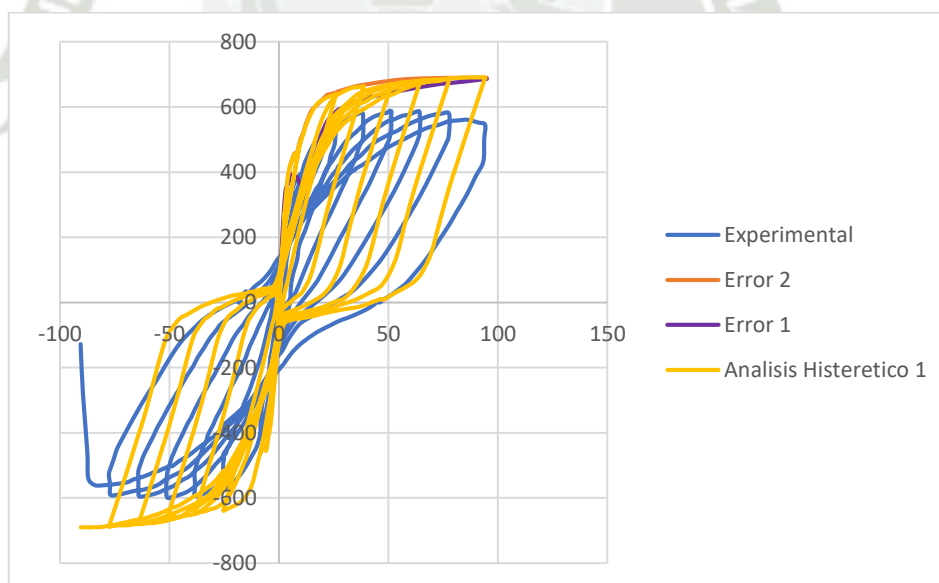
Es importante resaltar que este al ser un ensayo cíclico estático este no está afectado por las excitaciones dinámicas que el propio sismo o un ensayo en laboratorio podría generar, pero si nos dará los resultados esperados tanto en esfuerzo como desplazamiento del muro. Es por ello que para motivos del análisis de le considera una función de desplazamiento con tiempos largos un porcentaje de amortiguamiento relativamente alto.

También debemos de considerar colocar el número de pasos en el análisis correspondiente igual a la cantidad de intervalos de tiempos asignados en la función de desplazamiento.

De acuerdo al análisis tenemos el siguiente diagrama de histéresis:



Se hace un análisis comparativo en relación al análisis experimental a través de la siguiente gráfica:

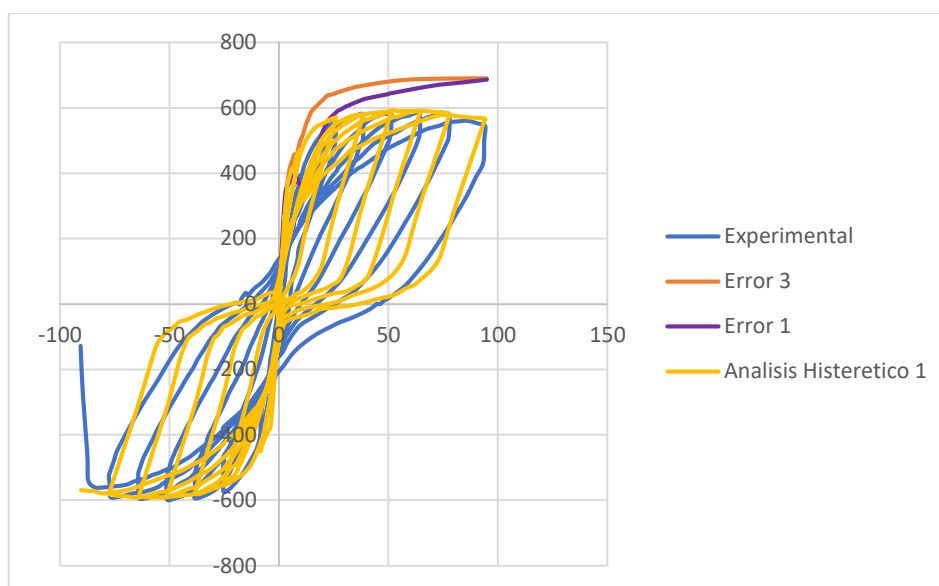


Observamos que el análisis histerético guarda relación con el análisis Pushover realizado, y teniendo cierta diferencia con el diagrama de histéresis del ensayo experimental. Ciertos parámetros que deben compararse vendrían a ser el punto máximo del esfuerzo y desplazamiento, la rigidez inicial del muro y también el ancho de sus lazos histeréticos.

Se puede observar que la rigidez del modelo es mayor a la del ensayo, por ello su resistencia es mayor, entonces se debe proceder a reducir un poco la rigidez del muro.

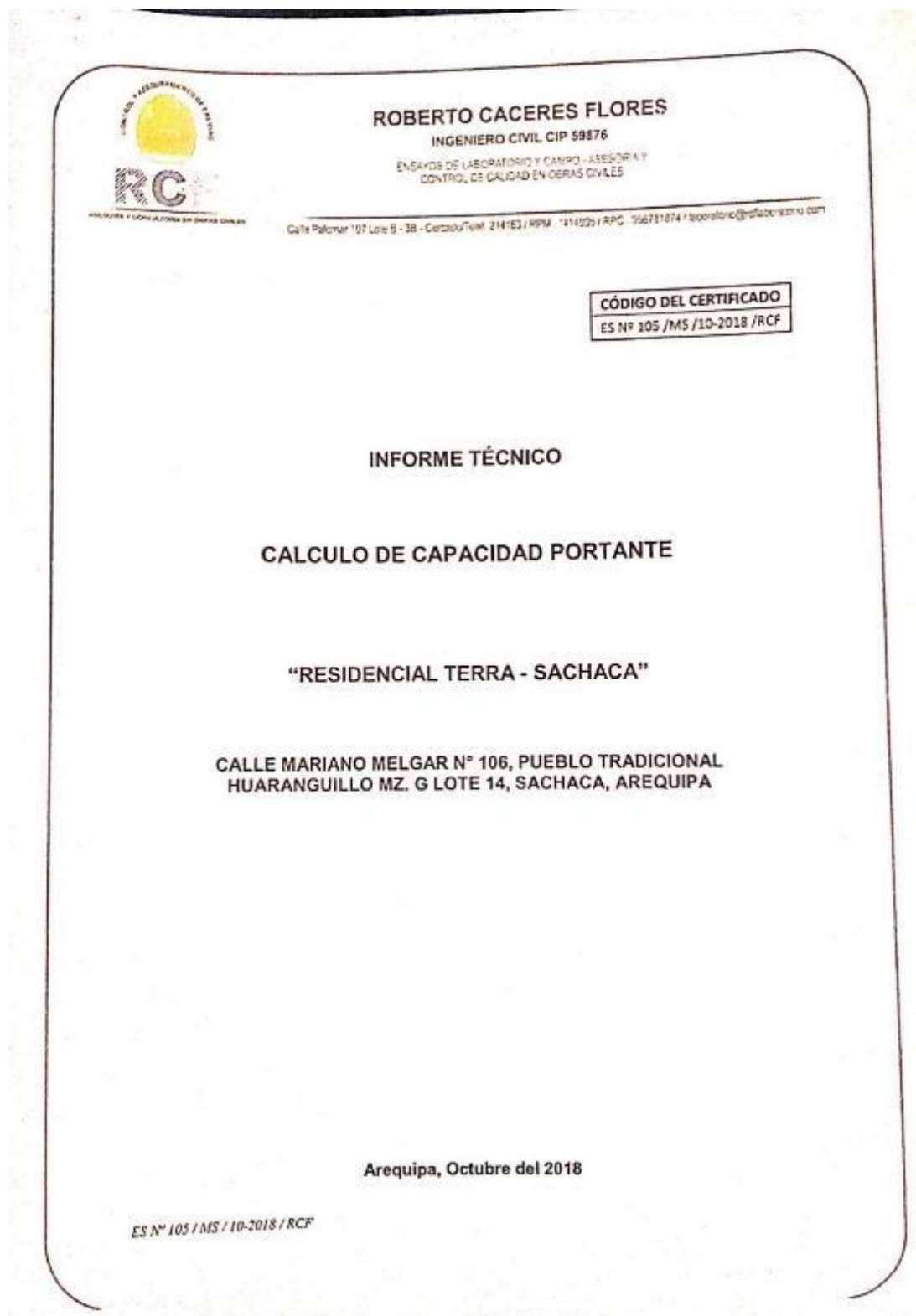


Para poder optimizar un poco más el modelo se creó un Mesh en la zona baja del muro, esto le da la propiedad de reducir la rigidez del elemento, además se realizó una corrección del acero de refuerzo en los extremos del muro, ya que, en el corte del muro presentado en el ensayo, este núcleo presentaba 8 aceros, cuando en realidad eran 6 varillas. Luego de hacer esta corrección se procede a correr de nuevo el modelo y tener el siguiente gráfico:



De acuerdo al gráfico podemos observar que finalmente el diagrama histerético del modelo realizado en el software cumple con parámetros de esfuerzos, desplazamiento y rigidez bastante similares a los resultados del ensayo experimental. Estos resultados nos dan la confiabilidad del software comparado con un caso real y demostraría que los resultados obtenidos en este procedimiento se asemejarían bastante a un caso real.

ANEXO 2: ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN
DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR TERRA-HUARANGUILLO”



**ROBERTO CACERES FLORES**
INGENIERO CIVIL CIP 59876
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASesoría Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES
Calle Páez 107 Lote B - 3B - Cercado de Arequipa 2141ES / RRM 1414026 / RPO 156781674 / robercaceres@protonmail.com

CÓDIGO DEL CERTIFICADO
ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF

INFORME TÉCNICO

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

“RESIDENCIAL TERRA - SACHACA”

**CALLE MARIANO MELGAR N° 106, PUEBLO TRADICIONAL
HUARANGUILLO MZ. G LOTE 14, SACHACA, AREQUIPA**

Arequipa, Octubre del 2018

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF



ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Parícuter 107 Lote B - 3B - Cercado/Telex 214163 / RPM: *414935 / RPO: 955781874 / laboratorio@rclaboratorio.com

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe técnico corresponde al estudio de mecánica de suelos para el cálculo de la capacidad portante del proyecto "Residencial Terra - Sachaca", el cual se ubica en la Calle Mariano Melgar N° 106, Pueblo Tradicional Huarangullo Mz. G lote 14, en el distrito de Sachaca, provincia de Arequipa, departamento de Arequipa.

Para tal fin se ha realizado trabajos de campo, laboratorio y gabinete; el primero con reconocimiento del lugar, excavación de dos calicatas de exploración, muestreo y registro de exploración. El segundo con ensayos de laboratorio en muestras inalteradas y cuasi inalteradas y el último con caracterización geotécnica y cálculo de capacidad admisible portante.

Concluido la fase anterior, se elabora el informe técnico correspondiente.

1.2. NORMATIVIDAD

Para la realización del presente estudio de suelos se tomó como referencia el siguiente documento técnico:

- Norma Técnica E 050 Suelos y Cimentaciones del R.N.E.

1.3. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURA

En el área de estudio se proyecta construir una edificación de seis niveles con azotea y tanque cisterna en semisótano.

2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1. GEOLOGÍA

La zona de estudio presenta la siguiente unidad geológica:

T-vse

Denominada volcánico Sencca que es una variedad de lufos, desde los más superficiales y blandos hasta los más duros a veces soldados (sillar), con gran predominio de vidrio en su composición. Una de estas variedades es el tufo Salmón (denominado puzolana). Se trata de un tufo anaranjado rojizo, que es precisamente por lo que toma el nombre de Salmón.

Los estratos encontrados son:

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF



ROBERTO B. CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP: 59876



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 2B - Cercado de Lima 214183 / RPA: 1414955 / RPD: 955781874 / laboratorio@rclaboratorio.com

ESTRATO I.- Conformado por arena limosa más conocida como tierra de chacra de color marrón, medianamente compacto, con humedad media, con la presencia de raicillas y material antrópico. Este estrato presenta una potencia de 0.60 m en las calicatas uno y dos respectivamente.

ESTRATO II.- Conformado por tufo volcánico (puzolana) de color rosáceo, húmeda, compacto, con la presencia de gravas y fragmentos de pómez en forma esporádica. Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada de las calicatas exploradas.

2.2. SISMICIDAD Y CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL SUELO

La norma E.030 de Diseño Sismo Resistente establece cuatro zonas sísmicas, para este caso el suelo en estudio se ubica en la zona tres, según el mapa de zonificación sísmica del Perú.

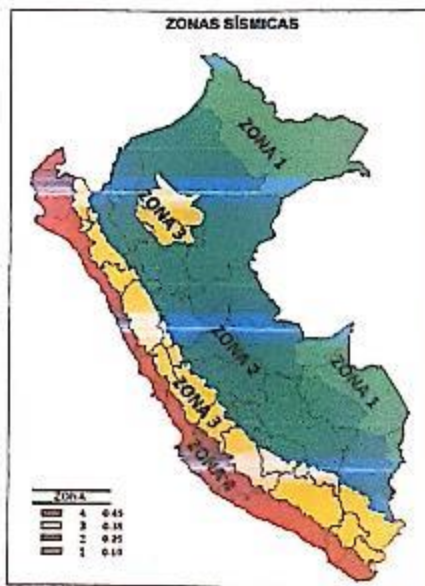


GRÁFICO N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica

Tabla N°1: Factores de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

E.S. N° 105 / MS / 10-2018 / RCF


ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 59876



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 53876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASesorIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Páynor 107 Lote D - 38 - Cercado/Tele: 214163 / RPA: 414395 / RUC: 366781874 / rcaceres@rcaceres.com

Para la zona en estudio se tiene el siguiente factor de zona:

ZONA 3	0.35
--------	------

Según los sondeos efectuados en la zona se puede utilizar para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal los siguientes valores:

$S_z = 1.15$ (FACTOR DE SUELO)

$T_p = 0.60$ s. (PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO DEL SUELO)

3. INVESTIGACIÓN EN CAMPO

3.1. TRABAJO DE CAMPO

Se ha realizado un reconocimiento del área en estudio y se han fijado dos calicatas, ubicadas en forma estratégica con fines de tener representatividad del subsuelo, en ellas se ha realizado cartografiado y descripción de los estratos presentes, se han tomado muestras representativas y se ha realizado ensayos de resistencia in situ:

- Ensayo de penetración estándar - SPT

3.2. REGISTRO DE EXPLORACIÓN

Mediante la ejecución de calicatas, ha permitido observar directamente los estratos y la compacidad de los mismos.

También se han extralido muestras para ser analizadas en laboratorio con la finalidad de representar las propiedades del suelo:

CALICATAS	NÚMERO DE MUESTRAS	PROFUNDIDAD DE MUESTRAS	TIPO DE MUESTRA
C 1	M 2	3.00 m	Mab
C 2	M 2	3.00 m	Mab

3.3. NIVEL FREÁTICO

En los sondeos efectuados, hasta la profundidad de excavación, se ha encontrado evidencia de nivel freático a 1.70 m y 2.15 m de profundidad en las calicatas uno y dos respectivamente.

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF


ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 53876



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palmar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teñi. 214163 / RPM: +51 414995 / RCP: 926781374 / laboratorio@rclaboratorio.com

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

De las muestras extraídas en campo, se selecciona y se procede a realizar los ensayos correspondientes:

- Granulometría NTP 339.128
- Límite líquido, Límite plástico e Índice de plasticidad NTP 339.129
- Clasificación SUCS NTP 339.134
- Peso Unitario Máximo y Mínimo

5. RESULTADOS DE LABORATORIO

ENSAYOS	GRANULOMETRÍA			SUCS	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PESO VOL. MAX. (g/cm³)	PESO VOL. MÍN. (g/cm³)
	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)						
C1 - M2	2	61	37	SM	NP	NP	NP	1.222	0.947
C2 - M2	2	60	38	SM	NP	NP	NP	1.245	0.956

Para el análisis de capacidad portante del suelo con fines de cimentación se debe considerar los siguientes resultados obtenidos en el laboratorio:

ESTRATO II

Grava	:	2	%
Arena	:	60	%
Finos	:	38	%
Límite Líquido	:	NP	
Límite Plástico	:	NP	
Índice de Plasticidad	:	NP	
SUCS	:	SM	
Índice de Poros	:	1.01	
Porosidad	:	50.20	%
Peso volumétrico Saturado	:	1.747	g/cm³
Peso volumétrico Sumergido	:	0.747	g/cm³
Peso volumétrico Máximo	:	1.245	g/cm³
Peso volumétrico natural seco	:	1.245	g/cm³
Peso volumétrico Mínimo	:	0.956	g/cm³
Cohesión	:	—	kg/cm²
Ángulo de rozamiento	:	31.5	°
N (SPT)	:	15	

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCP


ROBERTO C. CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 59876



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palmar 107 Loté B - 3B - Cercado / Tel: 214163 / RPM: 414955 / R/C: 956781874 / laboratorio@laboratorio.com

6. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTRATOS

En base a la exploración y reconocimiento geotécnico se ha establecido las siguientes características geotécnicas:

ESTRATO I.- Dada su condición superficial y su naturaleza limosa este estrato debe ser sobrepasado por la cimentación de la estructura del proyecto.

ESTRATO II.- Debido a su grado de compactación este estrato tiene condiciones medias para fines de cimentación; sobre este estrato se podrá apoyar la cimentación. Los asentamientos por consolidación están descartados y los inmediatos no deben exceder a los permisibles.

7. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

En materiales sin cohesión en general el ángulo de fricción interna depende principalmente de la compacidad relativa, la distribución granulométrica y la forma de los granos; la influencia de los vacíos no produce cambios significativos, pero la presencia de agua puede reducir dicho ángulo.

RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

- Se debe compactar los lados laterales de la excavación efectuada para emplazar las zapatas.
- Usar impermeabilizante en la cimentación para proteger el acero de refuerzo.
- Conectar las zapatas con vigas de cimentación bidireccionales.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Según la caracterización geotécnica, la estructuración y la geometría, el estrato II constituye el estrato de cimentación más favorable; por tanto se fija el desplante con respecto al nivel del terreno.

- Para zapata y cimiento corrido: $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Para la losa de cimentación: $D_f = 2.60 \text{ m}$

ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN

Se ha evaluado el ensayo de SPT en campo correlacionando con el penetrómetro dinámico ligero, (Correlación con SPT según el "ASTM Special Technical Publication N° 399") para el caso más desfavorable se tiene $N=15$.

$$\phi = 31.5^\circ$$

$$c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF


ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 59876



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 50876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASISTENTE Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palmer 107 Lote B - 3B - Chicla, Tarma, 214163 / RPN: 1414951 / RCP: 508761974 / laboratorio@robertocaceres.com

CAPACIDAD ADMISIBLE

Se ha considerado zapata rectangular, cimiento corrido y losa de cimentación apoyados en el estrato II, para un factor de seguridad de 3, las condiciones de la estructura, las mencionadas anteriormente y las ecuaciones de capacidad portante establecidas por Meyerhoff, para ello se tiene que:

Zapata rectangular

$$B_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m}$$

$$Q_a = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

Cimiento corrido

$$B_{\text{máx}} = 0.50 \text{ m}$$

$$Q_a = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_a = (c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + Y \cdot D_r \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot Y \cdot B \cdot N_r \cdot S_r \cdot d_r) / FS$$

Donde:

- c : Cohesión
- Y : Peso unitario del suelo
- D_r : Profundidad de desplante efectiva
- B : Ancho de la cimentación
- N_c, N_q, N_r : Factores de sobrecarga y de suelo
- S_c, S_q, S_r : Factores de geometría
- d_c, d_q, d_r : Factores de profundidad
- FS : Factor de Seguridad

Losa de cimentación

$$B_{\text{máx}} = 3.00 \text{ m}$$

$$Q_a = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_a = 11.98 \text{ N} \left(\left(\frac{3.28 \cdot B + 1}{(3.28 \cdot B)} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{0.33 \cdot D_r}{B} \right) \cdot \left(\frac{P}{25.4} \right) \right)$$

Donde:

- N : Número de penetración estándar
- D_r : Profundidad de desplante efectiva
- B : Ancho de la losa
- P : Asentamiento máximo de la losa

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCP


ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 50876



ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL CIP 59876
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORÍA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Cal: Palmira 107 Lote B - 36 - Cercado / Telef: 214153 / RPM: 414995 / RPC: 956781374 / laboratorio@caclaboratorio.com

8. ASENTAMIENTOS

En el análisis de asentamientos elásticos se ha considerado los valores, en base a la caracterización geotécnica, dichos valores son recomendados por J. Bowles para el módulo de elasticidad (E):

- Para N = 15
 - Módulo de Elasticidad (E) = 160 kg/cm²
 - Módulo de Poisson (ν) = 0.3

Con respecto al esfuerzo y las dimensiones para el cálculo de los asentamientos, éstos corresponden a los de capacidad de carga para la cimentación. Para estas condiciones se tiene que el asentamiento inmediato es:

Zapata rectangular

Ancho de zapata	: 1.20 m
Asentamiento inmediato esperado	: 1.42 cm

Los criterios de losa de cimentación permiten limitar los asentamientos inmediatos, por lo tanto se puede compatibilizar con los asentamientos de la zapata:

Losa de cimentación

Ancho de cimentación	: 3.00 m
Asentamiento inmediato esperado	: 1.42 cm

9. VIGAS DE CIMENTACIÓN

Para las vigas de cimentación se puede utilizar:

$K_0 = 10 \text{ kg/cm}^3$



ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP. 59876

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palmar 107 Lote B - 3B - Cercado de Lima 214193 / RPS - 414995 / RUC - 956781674 / laboratorio@robertocaceres.com

CONCLUSIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

1. Tipo de cimentación : Zapata rectangular, cimiento corrido, losa de cimentación
2. Estrato de apoyo de la cimentación: Estrato II
3. Parámetros de diseño

A. Profundidad de desplante:

Parámetros	Profundidad de Desplante (m)	Observaciones
Zapata	1.50	Conectar con vigas de cimentación
Cimiento corrido	1.50	-
Losa de cimentación	2.60	-

B. La capacidad portante mínima admisible es:

Parámetros	B (m)	Profundidad de Desplante (m)	Qa (kg/cm ²)
Zapata	1.20	1.50	1.80
Cimiento corrido	0.50	1.50	1.50
Losa de cimentación	3.00	2.60	1.60

C. Factor de Seguridad : F.S. = 3

D. Asentamientos inmediatos esperados:

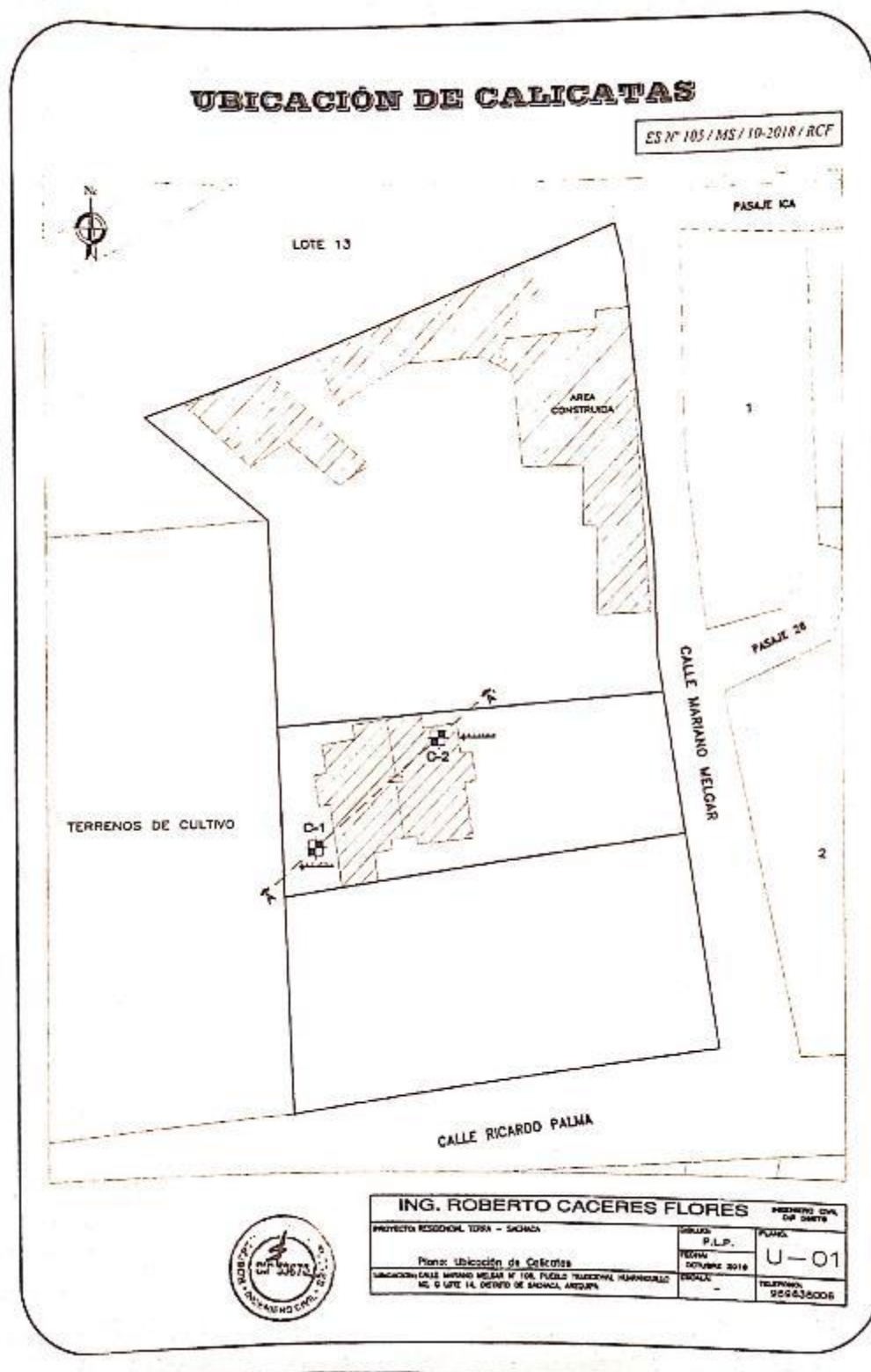
Parámetros	Profundidad de Desplante (m)	Asentamiento PI (cm)
Zapata	1.50	1.42
Losa de cimentación	2.60	1.42

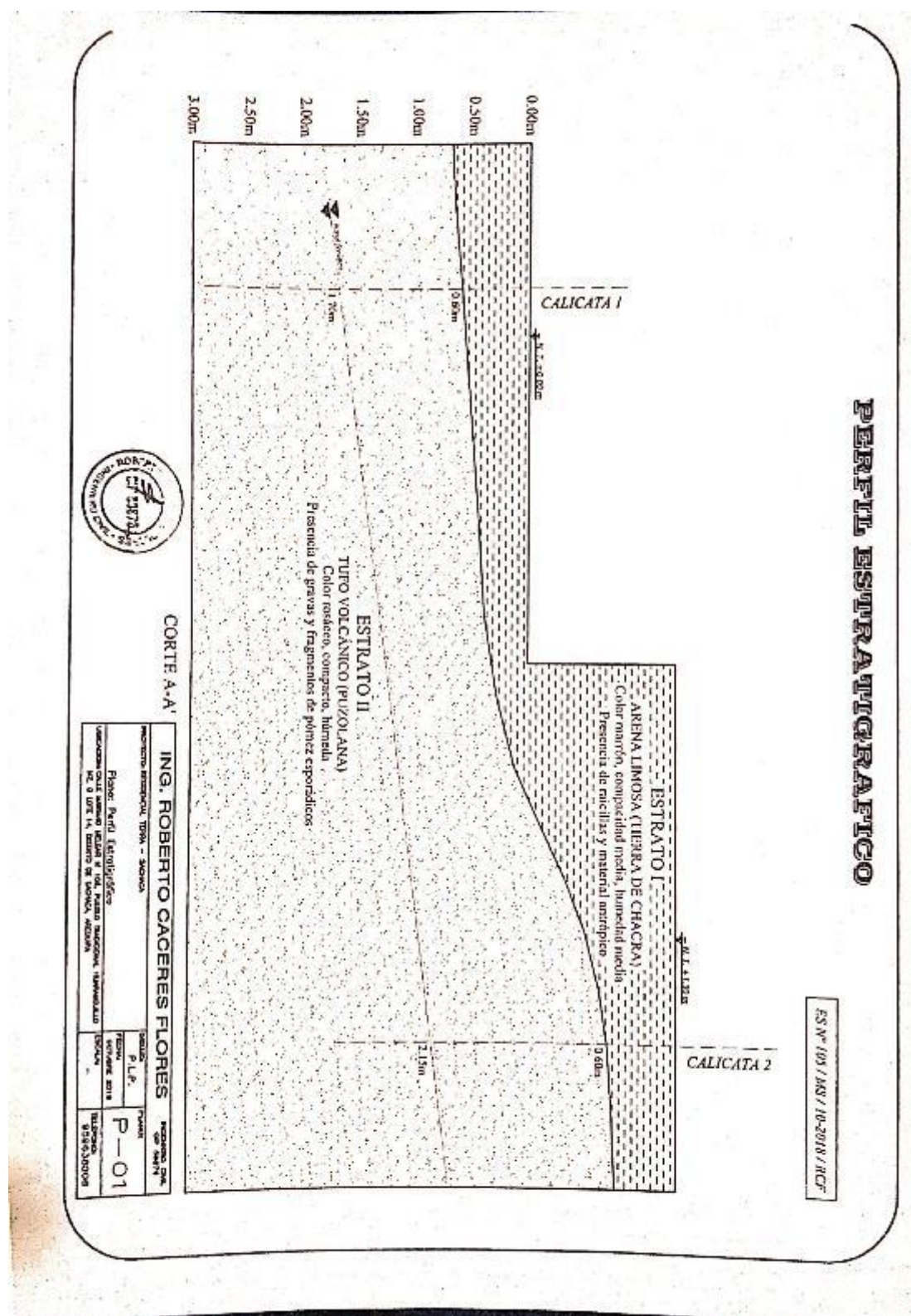
RECOMENDACIONES

1. Los esfuerzos aplicados no deberán exceder de la capacidad admisible.
2. Se debe cumplir las recomendaciones de cimentación del Item siete (7).
3. No extrapolar estos resultados.

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF


ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 59876







ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO/IEC 17025
ASESORÍA, CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev. 02/02/13
CÓDIGO DE INFORME
ES 105 148213-2013 RCF
Página: 1 de 1
Fecha: 2018/10/13

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA
UBICACIÓN: URB. PUEBLO TRADICIONAL HUARANGULLO, Mz D. L. 14, SACHACA F. RECEPCIÓN: 2018/10/08
SOLICITA: A.T.O. INGENIEROS S.A. C. F. EJECUCIÓN: 2018/10/12
DIRECCIÓN: JR. CUSCO NRO. 12-11 INT. 1 SEM. RURAL PACHACUTEC - CERRO ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.
Calicata: C-1 M-2 Tipo de Material: Suelo
Profundidad: 3.00m Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils
Límite de Consistencia NTP 139 150-01 Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
Clasificación SUCS ASTM D 2487 - 02 Clasificación of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Retenido (g)	W RET. (%)	% Pasa	% Total Retenido	% Total Pasante	cu al 95%
3"	76.20						
4"	101.60						
10"	254.00						
20"	508.00						
40"	1016.00						
75"	1905.00						
150"	3810.00						
300"	7620.00						
600"	15240.00						
10"	25.40			100.0			
3/16"	11.75	83.0	5.0	95.0	5.0	95.0	0.4
1/2"	12.50	58.0	3.5	96.5	3.5	96.5	0.4
3/8"	9.50	55.0	3.3	96.7	3.3	96.7	0.4
4	4.75	116.0	7.0	93.0	7.0	93.0	0.4
6	2.50	52.0	3.1	96.9	3.1	96.9	0.4
10	2.00	46.2	2.8	97.2	2.8	97.2	0.4
15	1.18	57.4	3.5	96.5	3.5	96.5	0.4
30	0.595	75.7	4.6	95.4	4.6	95.4	0.4
45	0.425	69.2	4.2	95.8	4.2	95.8	0.4
60	0.300	74.5	4.6	95.4	4.6	95.4	0.4
90	0.150	107.1	6.4	93.6	6.4	93.6	0.4
100	0.150	66.6	4.1	95.9	4.1	95.9	0.4
200	0.075	146.8	8.9	91.1	8.9	91.1	0.4
-200		237.2	14.5	85.5	14.5	85.5	0.4

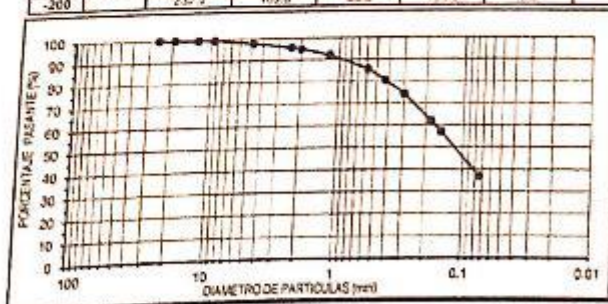
FRACCIONES	
GRASA	2% ± 0%
ARGILA	0.1% ± 0%
FINO	37% ± 0%

COEFICIENTES	
Cu	7.47
Cc	1.21

CONSISTENCIA	
LIQUIDO	-
PLASTICO	-
NO PLASTICO	-

CLASIFICACIÓN	
TIPO	SM
SUCS	SM
ASRTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	97.5%
TAMIZ # 10	95.1%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio: Calle El Palomar N° 107 Lote B-39 - Arequipa (centro del Mercado El Palomar) - Movil RPM * 414 995 - RPC: 966 781 874
Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@reflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm



ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO/IEC 17025
ASESORÍA, CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO

Rev: 01/03/10
CÓDIGO DE INFORME
ES 105.1/MS/10-2016 RCF
Página: 1 de 1
F.Emisión: 2015/10/13

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA
UBICACIÓN: URB. PUEBLO TRADICIONAL HUARANGUILLO, Mz G, Lt-14, SACHACA
SOLICITA: AID INGENIEROS S.A.C.
DIRECCIÓN: JR. CUSCO NRO. 6-11 INT. 1 SEMI RURAL PACHACUTEC - CERRO COLORADO - AREQUIPA
Calicata: C-2 M-2
Profundidad: 3.00m
Tipo de Material: Suelo
Condición Inicial: Alterada
F. RECEPCIÓN: 2015/10/05
F. EJECUCIÓN: 2015/10/12
ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.
Granulometría por Tamizado ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Límite de Consistencia ATP 335.150.01 Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
Clasificación SUCS ASTM D 2457 - 00 Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	su al 95%
5"	127.50						
4"	101.60						
3 1/2"	85.00						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						
3/4"	19.10						
1/2"	12.70	50.0	27.0	0.8	0.0	100.0	9.4
3/8"	9.52	51.0	0.0	0.2	0.8	99.2	9.2
4	4.750	111.0	59.5	1.6	2.4	97.6	8.4
8	2.360	61.5	0.1	1.0	4.2	95.8	8.4
15	2.000	66.0	3.0	0.7	4.9	95.1	8.4
30	1.180	55.8	13.4	2.8	7.5	92.5	8.0
60	0.540	74.2	31.5	6.2	13.7	86.3	8.0
100	0.425	68.5	26.1	5.1	18.8	81.2	7.5
200	0.300	74.1	31.7	5.2	24.0	76.0	7.5
400	0.180	107.2	64.6	12.7	37.6	62.4	7.0
600	0.150	85.2	20.0	4.1	41.7	58.3	7.0
800	0.125	147.7	105.3	20.6	62.3	37.7	6.5
1000	0.106	235.5	183.2	37.7	100.0	0.0	6.0

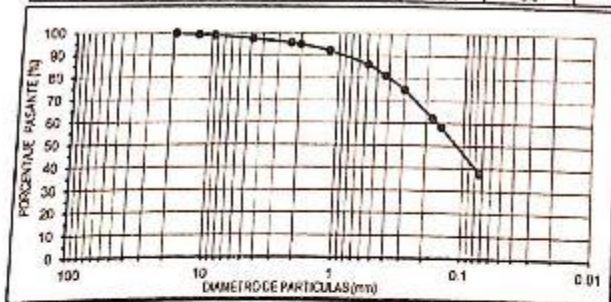
FRACCIONES		
GRAVA	2%	± 0%
ARENA	60%	± 1%
FINOS	38%	± 2%

COEFICIENTES	
Cu	7.65
Cc	1.18

CONSISTENCIA	
LÍQUIDO	-
PLÁSTICO	-
PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN	
TM	34
SUCS	SM
ASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	97.6%
TAMIZ # 10	95.1%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio: Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (deuda del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 974
Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8.00 a 1.00 pm y 1.30 a 5.00 pm



ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO / EIC 17025
ASESORIA, CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

INFORME DE ENSAYO
DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2009

CÓDIGO DE INFORME
ES 105 2/MS/08-2018 /RCF

Página 1 de 1
F. Emisión: 13/10/2018

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA

UBICACIÓN: URB. PUEBLO TRADICIONAL HUARANGUILLO, Mz G, Lt-14, SACHACA

CALCATA: C-1 M-2

PROF.: 3.00m.

F. RECEPCIÓN: 2018/10/06

SOLICITA: A I D INGENIEROS S.A.C.

F. EJECUCIÓN: 2018/10/12

DIRECCIÓN: JR. CUSCO NRO. G-11 INT. 1 SEVI RURAL PACHACUTEC - C. COLORADO

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	8943	8940	8942	
Peso del Molde g	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	2604.7	2601.7	2603.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g/cm ³	1.223	1.221	1.222	

Densidad Máxima: 1.222 g/cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	8352	8350	8356	
Peso del Molde g	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	2013.7	2021.7	2017.7	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g/cm ³	0.945	0.949	0.947	

Densidad Mínima: 0.947 g/cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
Tel: (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm



ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO 17025
ASESORÍA, CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2009

CÓDIGO DE INFORME

ES 105.2/MS/08-2018 /RCF

Página: 1 de 1

F. Emisión: 13/10/2018

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA

UBICACIÓN: URB. PUEBLO TRADICIONAL HUARANGUILLO, Mz G, Lt-14, SACHACA

CALICATA: C-2 M-2 PROF: 3.00m

SOLICITA: A I D INGENIEROS S.A.C.

DIRECCIÓN: JR. CUSCO NRO. G-11 INT. 1 SEMI RURAL PACHACUTEC - C. COLORADO

F. RECEPCIÓN: 2018/10/08

F. EJECUCIÓN: 2018/10/12

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	8564	8569	8562	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	2655.7	2650.7	2653.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g/cm ³	1.246	1.244	1.245	

Densidad Máxima: 1.245 g/cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	8371	8378	8375	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	2032.7	2039.7	2036.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g/cm ³	0.954	0.957	0.956	

Densidad Mínima: 0.956 g/cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificador de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio: Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 958 781 874
Tel. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

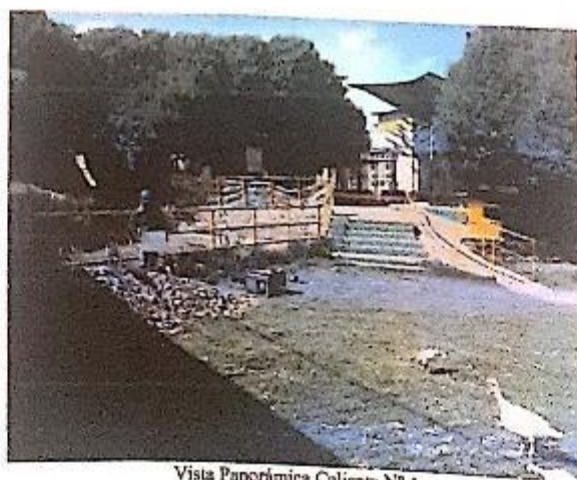
Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado Telef: 214163 / RPM: 1414936 / RPD: 956731074 / laboratorio@rcclubotono.com

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA

UBICACIÓN: CALLE MARIANO MELGAR N° 106, PUEBLO TRADICIONAL
HUARANGUILLO MZ. G LOTE 14, SACHACA, AREQUIPA



Calicata N° 1
Fotografía N° 1



Vista Panorámica Calicata N° 1
Fotografía N° 2

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF





ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 50876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Fátima 107 Lote B - 3B - Cercado de Lima 21163 / RPN: 414935 / RCP: 956781874 / laboratorio@rclaboratorio.com

PROYECTO: RESIDENCIAL TERRA - SACHACA

UBICACIÓN: CALLE MARIANO MELGAR N° 106, PUEBLO TRADICIONAL
HUARANGUILLO MZ. G LOTE 14, SACHACA, AREQUIPA



Calicata N° 2
Fotografía N° 3



Vista Panorámica Calicata N° 2
Fotografía N° 4

ES N° 105 / MS / 10-2018 / RCF



ANEXO 3: METRADOS Y ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA EDIFICACIONES DISEÑADAS CON DERIVAS MÁXIMAS DE 0.7% Y CERCAS AL 1%.

Partida	01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < ó = 1.2m					
Rendimiento	m3/DIA	75.0000	EQ. 75.0000	Costo unitario directo por : m3		14.61	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0213	29.16	0.62	
0101010005	PEON	hh	0.2500	0.0267	17.34	0.46	
0101010007	PEON (VIGIA)	hh	1.0000	0.1067	11.09147	1.18	
						2.27	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	2.27	0.07	
0301170004	RETROEXCAVADORA S/LLANTAS	hm	1.0000	0.1067	115.00	12.27	
						12.34	

Partida	01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < ó = 1.8m					
Rendimiento	m3/DIA	70.0000	EQ. 70.0000	Costo unitario directo por : m3		15.58	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0229	29.16	0.67	
0101010005	PEON	hh	0.2500	0.0286	17.34	0.50	
0101010007	PEON (VIGIA)	hh	1.0000	0.1143	11.09147	1.27	
						2.43	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000			
0301170004	RETROEXCAVADORA S/LLANTAS	hm	1.0000	0.1143	115.00	13.14	
						13.14	

Partida	01.01.03	Relleno compactado con equipo liviano					
Rendimiento	m3/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		65.19	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.3000	0.2400	29.16	7.00	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	19.19	15.35	
0101010005	PEON	hh	2.0000	1.6000	17.34	27.74	
						50.09	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	50.09	1.50	
0301100008	PLANCHA COMPACTADORA 7HP 160 Kg	hm	1.0000	0.8000	12.70	10.16	
03012200050002	CAMION CISTERNA (3,500 GLNS.)	hm	0.0330	0.0264	130.00	3.43	
						15.09	

Partida	01.01.04	Carguo de material con equipo					
Rendimiento	m3/DIA	600.0000	EQ. 600.0000	Costo unitario directo por : m3		4.65	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0027	29.16	0.08	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0133	17.34	0.23	
0101010007	PEON (VIGIA)	hh	1.0000	0.0133	11.09147	0.15	
						0.46	
Materiales							
0290130022	AGUA	m3		0.0500	2.36	0.12	
						0.12	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	0.46	0.01	
03011600010004	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 160-195 HP 3.5 yd3	hm	1.0000	0.0133	240.00	3.19	
03012200050002	CAMION CISTERNA (3,500 GLNS.)	hm	0.5000	0.0067	130.00	0.87	
						4.08	

Partida	01.02.01.01	Concreto f'c =100 kg/cm2 cemento tipo I – Manual					
Rendimiento	m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		447.07	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.6667	29.16	19.44	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	1.3333	24.3	32.40	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	19.19	12.79	
0101010005	PEON	hh	9.0000	6.0000	17.34	104.04	
						168.67	
Materiales							
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8500	75.00	63.75	
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	65.00	32.50	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		6.0000	27.00	162.00	
0290130022	AGUA	m3		0.1780	2.36	0.42	
						258.67	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	168.67	5.06	
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 11p3 (18 HP)	hm	1.0000	0.6667	22.00	14.67	
						19.73	

Partida	01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.					
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3		357.88	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.3200	29.16	9.33	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	24.3	15.55	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	19.19	6.14	
0101010005	PEON	hh	9.0000	2.8800	17.34	49.94	
						80.96	
Materiales							
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3		0.5000	75.00	37.50	
0207030001	HORMIGON	m3		0.9000	75.00	67.50	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		6.0000	27.00	162.00	
0290130022	AGUA	m3		0.1900	2.36	0.45	
						267.45	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	80.96	2.43	
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 11p3 (18 HP)	hm	1.0000	0.3200	22.00	7.04	
						9.47	

Partida	01.03.01.02	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado					
Rendimiento	m3/DIA	40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m3		517.51	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.8000	0.1600	29.16	4.67	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.4000	24.3	9.72	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.4000	19.19	7.68	
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.8000	17.34	13.87	
						35.93	
Materiales							
02190100010030	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 kg/cm2 TIPO I	m3		1.0500	450.00	472.50	
						472.50	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	35.93	1.08	
03012900010005	VIBADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	2.0000	0.4000	20.00	8.00	
						9.08	

Partida	01.03.01.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	220.0000	EQ. 220.0000	Costo unitario directo por : kg		7.25	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.3000	0.0109	29.16	0.32	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	24.3	0.88	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	19.19	0.70	
0101010007	PEON (VIGIA)	hh	0.5000	0.0182	11.09147	0.20	
						2.10	
	Materiales						
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	2.46	0.15	
0204030001	ACERO CORRUGADO f'y = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0800	4.50	4.86	
						5.01	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	2.10	0.06	
0301110005	TRONZADORA ELECTRICA	hm	0.2500	0.0091	6.00	0.05	
0301340008	ANDAMIO METALICO	hm	0.2500	0.0091	2.00	0.02	
						0.14	

Partida	01.03.02.02	Encofrado y desencofrado normal					
Rendimiento	m2/DIA	9.0000	EQ. 9.0000	Costo unitario directo por : m2		58.47	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1778	29.16	5.18	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	24.3	21.60	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.8889	19.19	17.06	
						43.84	
	Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	2.46	0.74	
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.02	0.45	
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.3300	3.02	1.00	
0222140001	DESMOLDADOR PARA ENCOFRADO	gal		0.0500	31.50	1.58	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		1.5000	4.50	6.75	
02310500010008	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	m2		0.1000	28.00	2.80	
						13.31	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	43.84	1.32	
						1.32	

Partida	01.03.04.04	Ladrillo de arcilla para techo aligerado 30x30x15 cm					
Rendimiento	und/DIA	1,200.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2		3.77	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0007	29.16	0.02	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0067	24.3	0.16	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.0133	19.19	0.26	
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.0400	17.34	0.69	
						1.13	
	Materiales						
02160100020003	LADRILLO TUBULAR (TECHO) 30X30X15 CM	und		1.0500	1.75	1.84	
0290130022	AGUA	m3		0.1000	2.36	0.24	
						2.07	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.13	0.03	
0301340008	ANDAMIO METALICO	hm	1.0000	0.2667	2.00	0.53	
						0.57	

PRESUPUESTO (DERIVA 0.7%)

PROYECTO: EDIFICIÓN MULTIFAMILIAR TERRA - HUARANGUILLO
CLIENTE: ALQAMARI E.I.R.L.
LUGAR: CAYMA - AREQUIPA

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
01	PRESUPUESTO ESTRUCTURA CON DISTORSIÓN 0.7%					
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					19908.71
01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < ó = 1.2m	m3	43.73	14.61	638.66	
01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < ó = 1.8m	m3	297.41	15.58	4632.37	
01.01.03	Relleno compactado con equipo liviano	m3	213.12	65.19	13893.38	
01.01.04	Carguio de material con equipo	m3	160.01	4.65	744.30	
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
01.02.01	SOLADOS					4246.01
01.02.01.01	Concreto f'c =100 kg/cm2 cemento tipo I – Manual	m3	1.56	447.07	698.16	
01.02.02	SUBZAPATA					
01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.	m3	9.91	357.88	3547.85	
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
01.03.01	ZAPATAS					106502.32
01.03.01.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	6909.59	7.25	50068.45	
01.03.01.02	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	109.05	517.51	56433.87	
01.03.02	VIGA DE CIMENTACION					35076.78
01.03.02.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	2262.92	7.25	16397.62	
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	151.67	58.47	8868.04	
01.03.02.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	18.96	517.51	9811.12	
01.03.03	COLUMNAS					435375.38
01.03.03.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	31594.18	7.25	228938.63	
01.03.03.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1797.02	58.47	105073.20	
01.03.03.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	195.87	517.51	101363.55	
01.03.04	LOSAS ALIGERADAS					235957.36
01.03.04.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	5972.79	7.25	43280.19	
01.03.04.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1415.76	58.47	82780.62	
01.03.04.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	125.68	517.51	65041.64	
01.03.04.04	Ladrillo de arcilla para techo aligerado 30x30x15 cm	und	11892.38	3.77	44854.91	
01.03.05	VIGAS					321681.53
01.03.05.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	25701.43	7.25	186238.43	
01.03.05.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1249.02	58.47	73031.20	
01.03.05.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	120.60	517.51	62411.90	
01.03.06	LOSAS MACIZAS					17588.79
01.03.06.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	968.11	7.25	7015.17	
01.03.06.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	65.28	58.47	3816.98	
01.03.06.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	13.06	517.51	6756.64	
COSTO DIRECTO						S/1,176,336.88
GASTOS GENERALES						10.00% S/117,633.69
UTILIDAD						10.00% S/117,633.69
SUBTOTAL						S/1,411,604.26
IGV						18.00% S/254,088.77
PRESUPUESTO TOTAL						S/1,665,693.02

ITEM	DESCRIPCIÓN	und	Cant	# Piso	Altura (m)	Long. (m)	Ancho (m)	Area (m2)	Volumen (m3)	Totales
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS									
01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < ó = 1.2m	m3								43.73
	VC 1									
	Eje 5		2.00		1.40	5.53	0.25	1.00	3.87	
	Eje 3		2.00		1.40	5.53	0.25	1.00	3.87	
	Eje 2		2.00		1.40	10.57	0.25	1.00	7.40	
	Eje 1		2.00		1.40	10.57	0.25	1.00	7.40	
	Eje C		1.00		1.40	7.53	0.25	1.00	2.64	
	Eje H		1.00		1.40	7.53	0.25	1.00	2.64	
	VC 2		2.00		1.40	5.43	0.25	1.00	3.80	
	VC 3		2.00		1.40	5.43	0.25	1.00	3.80	
	Eje 4		1.00		1.40	7.50	0.25	1.00	2.63	
	Eje A		1.00		1.40	7.50	0.25	1.00	2.63	
	Eje J		1.00		1.40	7.50	0.25	1.00	2.63	
	VC 4		1.00		1.40	8.75	0.25	1.00	3.06	
01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < ó = 1.8m	m3								297.41
	Z-1		4.00		1.50	1.00	1.00	13.55	81.30	
	Z-2		4.00		1.50	1.00	1.00	13.55	81.30	
	Z-3		2.00		1.50	1.00	1.00	7.65	22.95	
	Z-4		2.00		1.50	1.00	1.00	11.93	35.79	
	Z-5		1.00		1.50	1.00	1.00	26.86	40.29	
	Z-6		1.00		1.50	1.00	1.00	23.85	35.78	

01.01.03	Relleno compactado con equipo livano		m3									213.12
	VC 1	Eje 5		2.00		0.80	5.53	0.25	1.00	2.21		
		Eje 3		2.00		0.80	5.53	0.25	1.00	2.21		
		Eje 2		2.00		0.80	10.57	0.25	1.00	4.23		
		Eje 1		2.00		0.80	10.57	0.25	1.00	4.23		
		Eje C		1.00		0.80	7.53	0.25	1.00	1.51		
		Eje H		1.00		0.80	7.53	0.25	1.00	1.51		
	VC 2	Eje 5		2.00		0.80	5.43	0.25	1.00	2.17		
	VC 3	Eje 4		2.00		0.80	5.43	0.25	1.00	2.17		
		Eje A		1.00		0.80	7.50	0.25	1.00	1.50		
		Eje J		1.00		0.80	7.50	0.25	1.00	1.50		
	VC 4	Eje 3		1.00		0.70	8.75	0.25	1.00	1.53		
	Z-1			4.00		0.95	1.00	1.00	13.55	51.49		
	Z-2			4.00		0.95	1.00	1.00	13.55	51.49		
	Z-3			2.00		0.95	1.00	1.00	7.65	14.54		
	Z-4			2.00		0.95	1.00	1.00	11.93	22.67		
	Z-5			1.00		0.95	1.00	1.00	26.86	25.52		
	Z-6			1.00		0.95	1.00	1.00	23.85	22.66		
01.01.04	Carguo de material con equipo		m3									160.01
	General										128.01	
	General										32.00	
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE											
01.02.01	SOLADOS											
01.02.01.01	Concreto f'c =100 kg/cm2 cemento tipo I – Manual		m3									1.56
	VC 1	Eje 5		2.00		0.05	5.53	0.25	1.00	0.14		
		Eje 3		2.00		0.05	5.53	0.25	1.00	0.14		
		Eje 2		2.00		0.05	10.57	0.25	1.00	0.26		
		Eje 1		2.00		0.05	10.57	0.25	1.00	0.26		
		Eje C		1.00		0.05	7.53	0.25	1.00	0.09		
		Eje H		1.00		0.05	7.53	0.25	1.00	0.09		
	VC 2	Eje 5		2.00		0.05	5.43	0.25	1.00	0.14		
	VC 3	Eje 4		2.00		0.05	5.43	0.25	1.00	0.14		
		Eje A		1.00		0.05	7.50	0.25	1.00	0.09		
		Eje J		1.00		0.05	7.50	0.25	1.00	0.09		
	VC 4	Eje 3		1.00		0.05	8.75	0.25	1.00	0.11		
01.02.02	SUBZAPATA											
01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.		m3									9.91
	Z-1			4.00		0.05	1.00	1.00	13.55	2.71		
	Z-2			4.00		0.05	1.00	1.00	13.55	2.71		
	Z-3			2.00		0.05	1.00	1.00	7.65	0.77		
	Z-4			2.00		0.05	1.00	1.00	11.93	1.19		
	Z-5			1.00		0.05	1.00	1.00	26.86	1.34		
	Z-6			1.00		0.05	1.00	1.00	23.85	1.19		
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO											
01.03.01	ZAPATAS											
01.03.01.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2		kg		1.00	PESO	#####				6,909.59	6,909.59
01.03.01.02	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado		m3									109.05
	Z-1			4.00		0.55	1.00	1.00	13.55	29.81		
	Z-2			4.00		0.55	1.00	1.00	13.55	29.81		
	Z-3			2.00		0.55	1.00	1.00	7.65	8.42		
	Z-4			2.00		0.55	1.00	1.00	11.93	13.12		
	Z-5			1.00		0.55	1.00	1.00	26.86	14.77		
	Z-6			1.00		0.55	1.00	1.00	23.85	13.12		
01.03.02	VIGA DE CIMENTACION											
01.03.02.01	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2		kg		1.00	PESO	#####				2,262.92	2,262.92
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado normal		m2									151.67
	VC 1	Eje 5		2.00		0.60	5.53	2.00	1.00	13.27		
		Eje 3		2.00		0.60	5.53	2.00	1.00	13.27		
		Eje 2		2.00		0.60	10.57	2.00	1.00	25.37		
		Eje 1		2.00		0.60	10.57	2.00	1.00	25.37		
		Eje C		1.00		0.60	7.53	2.00	1.00	9.04		
		Eje H		1.00		0.60	7.53	2.00	1.00	9.04		
	VC 2	Eje 5		2.00		0.60	5.43	2.00	1.00	13.03		
	VC 3	Eje 4		2.00		0.60	5.43	2.00	1.00	13.03		
		Eje A		1.00		0.60	7.50	2.00	1.00	9.00		
		Eje J		1.00		0.60	7.50	2.00	1.00	9.00		
	VC 4	Eje 3		1.00		0.70	8.75	2.00	1.00	12.25		
01.03.02.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado		m3									18.96
	VC 1	Eje 5		2.00		0.60	5.53	0.25	1.00	1.66		
		Eje 3		2.00		0.60	5.53	0.25	1.00	1.66		
		Eje 2		2.00		0.60	10.57	0.25	1.00	3.17		
		Eje 1		2.00		0.60	10.57	0.25	1.00	3.17		
		Eje C		1.00		0.60	7.53	0.25	1.00	1.13		
		Eje H		1.00		0.60	7.53	0.25	1.00	1.13		
	VC 2	Eje 5		2.00		0.60	5.43	0.25	1.00	1.63		
	VC 3	Eje 4		2.00		0.60	5.43	0.25	1.00	1.63		
		Eje A		1.00		0.60	7.50	0.25	1.00	1.13		
		Eje J		1.00		0.60	7.50	0.25	1.00	1.13		
	VC 4	Eje 3		1.00		0.70	8.75	0.25	1.00	1.53		

272

273

01.03.05.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	1.00	1.00	0.50	5.65	0.25	1.00	0.71	120.60
	1er piso	V1	1.00	1.00	0.50	5.30	0.25	1.00	0.66	
	1er piso	V2	1.00	1.00	0.50	5.30	0.25	1.00	0.66	
	1er piso	V3	1.00	1.00	0.50	5.30	0.25	1.00	0.66	
	1er piso	V4	1.00	1.00	0.50	5.65	0.25	1.00	0.71	
	1er piso	V5	1.00	1.00	0.50	5.30	0.25	1.00	0.66	
	1er piso	V6	1.00	1.00	0.30	23.90	0.25	1.00	1.79	
	1er piso	V7	1.00	1.00	0.30	23.90	0.25	1.00	1.79	
	1er piso	V8	1.00	1.00	0.30	23.90	0.25	1.00	1.79	
	1er piso	V9	1.00	1.00	0.50	5.65	0.25	1.00	0.71	
	1er piso	V10	1.00	1.00	0.50	13.10	0.25	1.00	1.64	
	1er piso	V11	1.00	1.00	0.50	5.30	0.25	1.00	0.66	
	1er piso	V12	1.00	1.00	0.50	7.13	0.25	1.00	0.89	
	1er piso	V13	1.00	1.00	0.50	13.12	0.25	1.00	1.64	
	1er piso	V14	1.00	1.00	0.50	12.68	0.25	1.00	1.59	
	1er piso	V15	1.00	1.00	0.50	12.68	0.25	1.00	1.59	
	1er piso	V16	1.00	1.00	0.50	13.12	0.25	1.00	1.64	
	1er piso	V17	1.00	1.00	0.50	7.13	0.25	1.00	0.89	
	1er piso	V18	1.00	1.00	0.50	2.97	0.25	1.00	0.37	
	1er piso	V19	2.00	1.00	0.00	44.10	0.25	1.00	0.00	
	2do a 6to piso	V1	1.00	5.00	0.50	5.65	0.25	1.00	3.53	
	2do a 6to piso	V2	1.00	5.00	0.50	5.30	0.25	1.00	3.31	
	2do a 6to piso	V3	1.00	5.00	0.50	3.00	0.25	1.00	1.88	
	2do a 6to piso	V4	1.00	5.00	0.50	5.65	0.25	1.00	3.53	
	2do a 6to piso	V5	1.00	5.00	0.50	5.30	0.25	1.00	3.31	
	2do a 6to piso	V6	1.00	5.00	0.30	23.90	0.25	1.00	8.96	
	2do a 6to piso	V7	1.00	5.00	0.30	23.90	0.25	1.00	8.96	
	2do a 6to piso	V8	1.00	5.00	0.30	23.90	0.25	1.00	8.96	
	2do a 6to piso	V9	1.00	5.00	0.50	5.65	0.25	1.00	3.53	
	2do a 6to piso	V10	1.00	5.00	0.50	13.10	0.25	1.00	8.19	
	2do a 6to piso	V11	1.00	5.00	0.50	5.30	0.25	1.00	3.31	
	2do a 6to piso	V12	1.00	5.00	0.50	7.13	0.25	1.00	4.46	
	2do a 6to piso	V13	1.00	5.00	0.50	13.12	0.25	1.00	8.20	
	2do a 6to piso	V14	1.00	5.00	0.50	12.68	0.25	1.00	7.93	
	2do a 6to piso	V15	1.00	5.00	0.50	12.68	0.25	1.00	7.93	
	2do a 6to piso	V16	1.00	5.00	0.50	13.12	0.25	1.00	8.20	
	2do a 6to piso	V17	1.00	5.00	0.50	7.13	0.25	1.00	4.46	
	2do a 6to piso	V18	1.00	5.00	0.50	2.97	0.25	1.00	1.86	
	2do a 6to piso	V19	2.00	5.00	0.00	44.10	0.25	1.00	0.00	
01.03.06	LOSAS MACIZAS									
01.03.06.01	Acero de refuerzo f' y 4200 kg/cm2	kg		6.00	161.35				968.11	968.11
01.03.06.02	Encofrado y desencofrado normal	m2								65.28
	1er piso									
	1er piso	LM	hall block	1.00	1.00	1.00	1.00	10.88	10.88	
	2do a 6to piso									
	2do a 6to piso	LM	hall block a	1.00	5.00	1.00	1.00	10.88	54.40	
01.03.06.03	Concreto f'c =210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3								13.06
	1er piso									
	1er piso	LM	hall block	1.00	1.00	0.20	1.00	10.88	2.18	
	2do a 6to piso									
	2do a 6to piso	LM	hall block a	1.00	5.00	0.20	1.00	10.88	10.88	

PRESUPUESTO (DERIVA 1%)

PROYECTO: EDIFICIÓN MULTIFAMILIAR TERRA - HUARANGUILLO
CLIENTE: ALQAMARI E.I.R.L.
LUGAR: CAYMA - AREQUIPA

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
01	PRESUPUESTO ESTRUCTURA CON DISTORSIÓN 1%					
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					19492.87
01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < ó = 1.2m	m3	43.73	14.61	638.66	
01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < ó = 1.8m	m3	277.97	15.58	4329.57	
01.01.03	Relleno compactado con equipo liviano	m3	213.12	65.19	13893.38	
01.01.04	Carguo de material con equipo	m3	135.71	4.65	631.26	
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
01.02.01	SOLADOS					4014.11
01.02.01.01	Concreto f'c = 100 kg/cm2 cemento tipo I – Manual	m3	1.56	447.07	698.16	
01.02.02	SUBZAPATA					
01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.	m3	9.27	357.88	3315.95	
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
01.03.01	ZAPATAS					99669.06
01.03.01.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	6475.65	7.25	46924.01	
01.03.01.02	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	101.92	517.51	52745.05	
01.03.02	VIGA DE CIMENTACION					35076.78
01.03.02.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	2262.92	7.25	16397.62	
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	151.67	58.47	8868.04	
01.03.02.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	18.96	517.51	9811.12	
01.03.03	COLUMNAS					372573.62
01.03.03.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	28006.65	7.25	202942.52	
01.03.03.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1527.22	58.47	89297.77	
01.03.03.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	155.23	517.51	80333.33	
01.03.04	LOSAS ALIGERADAS					235957.36
01.03.04.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	5972.79	7.25	43280.19	
01.03.04.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1415.76	58.47	82780.52	
01.03.04.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	125.68	517.51	65041.64	
01.03.04.04	Ladrillo de arcilla para techo aligerado 30x30x15 cm	und	11892.38	3.77	44854.91	
01.03.05	VIGAS					322518.60
01.03.05.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	25937.88	7.25	187951.76	
01.03.05.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	1241.07	58.47	72566.36	
01.03.05.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	119.81	517.51	62000.48	
01.03.06	LOSAS MACIZAS					17588.79
01.03.06.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg	968.11	7.25	7015.17	
01.03.06.02	Encofrado y desencofrado normal	m2	65.28	58.47	3816.98	
01.03.06.03	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I – Premezclado	m3	13.06	517.51	6756.64	
COSTO DIRECTO						S/1,106,891.19
GASTOS GENERALES						10.00% S/110,689.12
UTILIDAD						10.00% S/110,689.12
SUBTOTAL						S/1,328,269.43
IGV						18.00% S/239,088.50
PRESUPUESTO TOTAL						S/1,567,357.93

ITEM	DESCRIPCIÓN	und	Cant	# Piso	Altura (m)	Long. (m)	Ancho (m)	Area (m2)	Volumen (m3)	Totales
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS									
01.01.01	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para viga de cimentación h < ó = 1.2m	m3								43.73
	VC 1									
	Eje 5		2.00		1.40	5.53	0.25	1.00	3.87	
	Eje 3		2.00		1.40	5.53	0.25	1.00	3.87	
	Eje 2		2.00		1.40	10.57	0.25	1.00	7.40	
	Eje 1		2.00		1.40	10.57	0.25	1.00	7.40	
	Eje C		1.00		1.40	7.53	0.25	1.00	2.64	
	Eje H		1.00		1.40	7.53	0.25	1.00	2.64	
	VC 2		2.00		1.40	5.43	0.25	1.00	3.80	
	VC 3		2.00		1.40	5.43	0.25	1.00	3.80	
	Eje A		1.00		1.40	7.50	0.25	1.00	2.63	
	Eje J		1.00		1.40	7.50	0.25	1.00	2.63	
	VC 4		1.00		1.40	8.75	0.25	1.00	3.06	
01.01.02	Excavación c/equipo de zanjas en material suelto para zapatas h < ó = 1.8m	m3								277.97
	Z-1		4.00		1.50	1.00	1.00	10.31	61.86	
	Z-2		4.00		1.50	1.00	1.00	13.55	81.30	
	Z-3		2.00		1.50	1.00	1.00	7.65	22.95	
	Z-4		2.00		1.50	1.00	1.00	11.93	35.79	
	Z-5		1.00		1.50	1.00	1.00	26.86	40.29	
	Z-6		1.00		1.50	1.00	1.00	23.85	35.78	
01.01.03	Relleno compactado con equipo liviano	m3								213.12
	VC 1		2.00		0.80	5.53	0.25	1.00	2.21	
	Eje 5		2.00		0.80	5.53	0.25	1.00	2.21	
	Eje 3		2.00		0.80	10.57	0.25	1.00	4.23	
	Eje 2		2.00		0.80	10.57	0.25	1.00	4.23	
	Eje 1		1.00		0.80	7.53	0.25	1.00	1.51	
	Eje C		1.00		0.80	7.53	0.25	1.00	1.51	
	Eje H		2.00		0.80	5.43	0.25	1.00	2.17	
	VC 2		2.00		0.80	5.43	0.25	1.00	2.17	
	VC 3		2.00		0.80	5.43	0.25	1.00	2.17	
	Eje 4		1.00		0.80	7.50	0.25	1.00	1.50	
	Eje A		1.00		0.80	7.50	0.25	1.00	1.50	
	Eje J		1.00		0.70	8.75	0.25	1.00	1.53	
	VC 4		4.00		0.95	1.00	1.00	13.55	51.49	
	Z-1		4.00		0.95	1.00	1.00	13.55	51.49	
	Z-2		2.00		0.95	1.00	1.00	7.65	14.54	
	Z-3		2.00		0.95	1.00	1.00	11.93	22.67	
	Z-4		1.00		0.95	1.00	1.00	26.86	25.52	
	Z-5		1.00		0.95	1.00	1.00	23.85	22.66	
	Z-6									
01.01.04	Carguo de material con equipo	m3								135.71
	General								108.57	
	General								27.14	
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE									
01.02.01	SOLADOS									
01.02.01.01	Concreto f'c = 100 kg/cm2 cemento tipo I - Manual	m3								1.56
	VC 1		2.00		0.05	5.53	0.25	1.00	0.14	
	Eje 5		2.00		0.05	5.53	0.25	1.00	0.14	
	Eje 3		2.00		0.05	10.57	0.25	1.00	0.26	
	Eje 2		2.00		0.05	10.57	0.25	1.00	0.26	
	Eje 1		1.00		0.05	7.53	0.25	1.00	0.09	
	Eje C		1.00		0.05	7.53	0.25	1.00	0.09	
	Eje H		2.00		0.05	5.43	0.25	1.00	0.14	
	VC 2		2.00		0.05	5.43	0.25	1.00	0.14	
	VC 3		2.00		0.05	5.43	0.25	1.00	0.14	
	Eje 4		1.00		0.05	7.50	0.25	1.00	0.09	
	Eje A		1.00		0.05	7.50	0.25	1.00	0.09	
	Eje J		1.00		0.05	8.75	0.25	1.00	0.11	
	VC 4									
01.02.02	SUBZAPATA									
01.02.02.01	Concreto 1:10 (C:H) + 30% P.G.	m3								9.27
	Z-1		4.00		0.05	1.00	1.00	10.31	2.06	
	Z-2		4.00		0.05	1.00	1.00	13.55	2.71	
	Z-3		2.00		0.05	1.00	1.00	7.65	0.77	
	Z-4		2.00		0.05	1.00	1.00	11.93	1.19	
	Z-5		1.00		0.05	1.00	1.00	26.86	1.34	
	Z-6		1.00		0.05	1.00	1.00	23.85	1.19	
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO									
01.03.01	ZAPATAS									
01.03.01.01	Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm2	kg		1.00	PESO	#####			6,475.65	6,475.65
01.03.01.02	Concreto f'c = 210 kg/cm2 cemento tipo I - Premezclado	m3								101.92
	Z-1		4.00		0.55	1.00	1.00	10.31	22.68	
	Z-2		4.00		0.55	1.00	1.00	13.55	29.81	
	Z-3		2.00		0.55	1.00	1.00	7.65	8.42	
	Z-4		2.00		0.55	1.00	1.00	11.93	13.12	
	Z-5		1.00		0.55	1.00	1.00	26.86	14.77	
	Z-6		1.00		0.55	1.00	1.00	23.85	13.12	

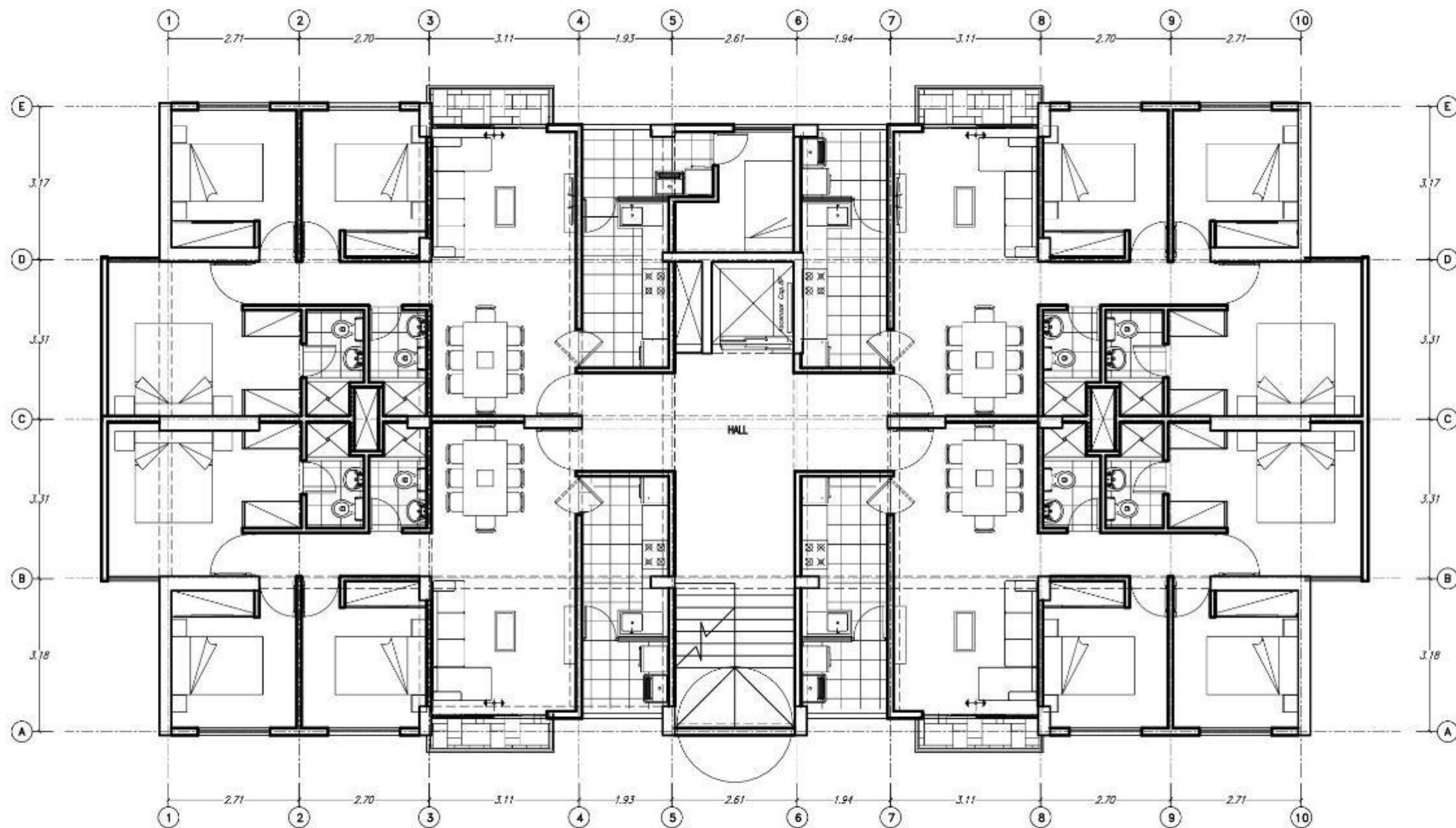
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		
41		
42		
43		
44		
45		
46		
47		
48		
49		
50		
51		
52		
53		
54		
55		
56		
57		
58		
59		
60		
61		
62		
63		
64		
65		
66		
67		
68		
69		
70		
71		
72		
73		
74		
75		
76		
77		
78		
79		
80		
81		
82		
83		
84		
85		
86		
87		
88		
89		
90		
91		
92		
93		
94		
95		
96		
97		
98		
99		
100		
101		
102		
103		
104		
105		
106		
107		
108		
109		
110		
111		
112		
113		
114		
115		
116		
117		
118		
119		
120		
121		
122		
123		
124		
125		
126		
127		
128		
129		
130		
131		
132		
133		
134		
135		
136		
137		
138		
139		
140		
141		
142		
143		
144		
145		
146		
147		
148		
149		
150		
151		
152		
153		
154		
155		
156		
157		
158		
159		
160		
161		
162		
163		
164		
165		
166		
167		
168		
169		
170		
171		
172		
173		
174		
175		
176		
177		
178		
179		
180		
181		
182		
183		
184		
185		
186		
187		
188		
189		
190		
191		
192		
193		
194		
195		
196		
197		
198		
199		
200		
201		
202		
203		
204		

[illegible]

ANEXO 4: PLANOS DE ARQUITECTURA DEL PROYECTO
“CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR TERRA-
HUARANGUILLO”



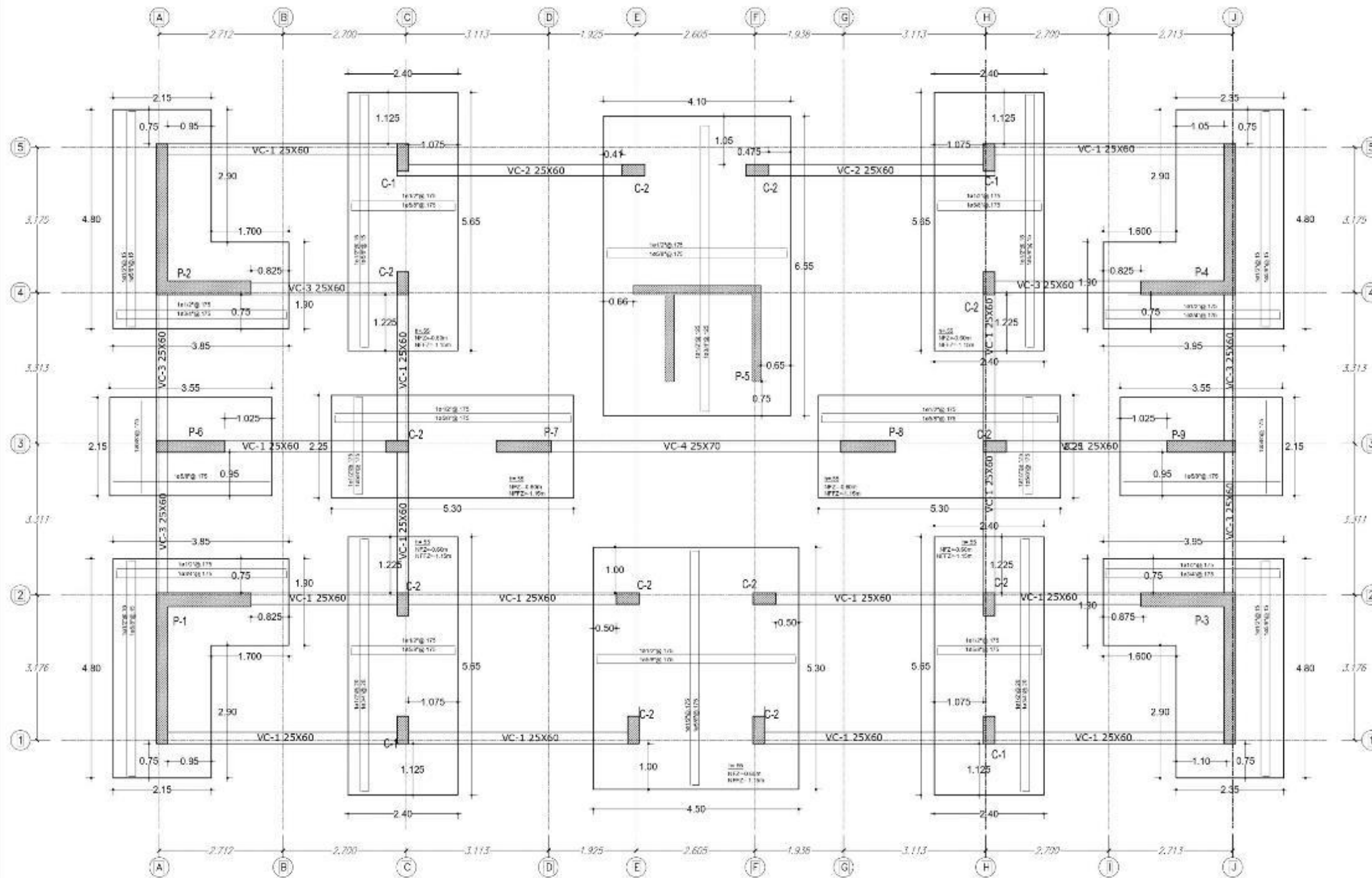


PLANTA TIPICA 1er y 6to PISO
Esc. 1/100

PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	FECHA	2010	HOJA	01
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GARCIA	PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	HOJA	01
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	HOJA	01
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	HOJA	01
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE LA PAZ, BOLIVIA	HOJA	01

ANEXO 5: PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO
“CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR TERRA-
HUARANGUILLO”





CIMENTACIONES

ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES GENERALES

$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, del 1er Nivel @ Azotea.
 $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ Cimentación (Impermeabilizar)
 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

S/C= indicadas

RECUBRIMIENTOS

Columnas - Vigas = 4.0cm
 Aligerado - Losas - Vigas chatas = 2.0cm
 Zapatas = 8.0cm

ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO

$f'm=65 \text{ kg/cm}^2$
 Unidad de albañilería: Tipo Mecanizado
 Tipo de mortero = 1:4 (Cemento: Arena)

NORMAS UTILIZADAS

E.020 CARGAS

E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE

E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

E.060 CONCRETO ARMADO

E.070 ALBAÑILERIA

E.090 ESTRUCTURAS METALICAS

SISMO X-X

Z=0.35 U=1.00
 S=1.15 $T_p=0.8s$ $T_l=2.0s$

Sistema Estructural

Sismorresistente:

Muros Estructurales

C = 2.5

Hn = 26.5 m

Ci = 60

T = 0.44 s

R = 6.0(0.75)

Δ último nivel = 5.83cm

δ relativo = 0.0051

SISMO Y-Y

Z=0.35 U=1.00
 S=1.15 $T_p=0.8s$ $T_l=2.0s$

Sistema Estructural

Sismorresistente:

Muros estructurales

C = 2.5

Hn = 26.5 m

Ci = 60

T = 0.44 s

R = 6.0(0.75)

Δ último nivel = 5.19cm

δ relativo = 0.0070

ESTUDIO DE SUELOS

$\sigma(Z, \text{Aisladas}) = 1.80 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma(Z, \text{Corridas}) = 1.80 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma(M, \text{Contención}) = 1.80 \text{ kg/cm}^2$

Profundidad de Desplante

Df (Zapatas) = 1.50 m

Df (M. Contención) = 1.50 m

Asentamiento Máximo Permitido = 1.42cm

TIPO DE CIMENTACIONES

- Cimientos Corridos

- Zapatas Aisladas

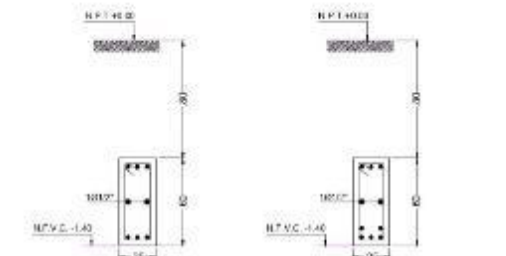
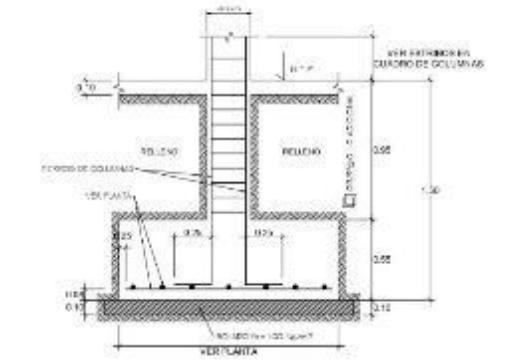
- Zapatas Corridas

- Zapatas conectadas

ESTRATO DE APOYO

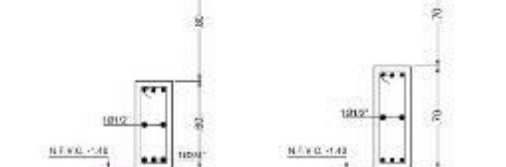
E1-Arenas limosa, medianamente compacto, con humedad media.

E2-Tufo volcánico (puzonala) de color rosáceo, húmeda, compacto, con la presencia de gravas y fragmentos de pomez en forma esporádica.



6Ø5/8"+2Ø1/2"
 25x 60
 VIGA VC-1
 1 Ø3/8"
 1@.05,6@.10,4@.15,
 rsto@.20 c/e

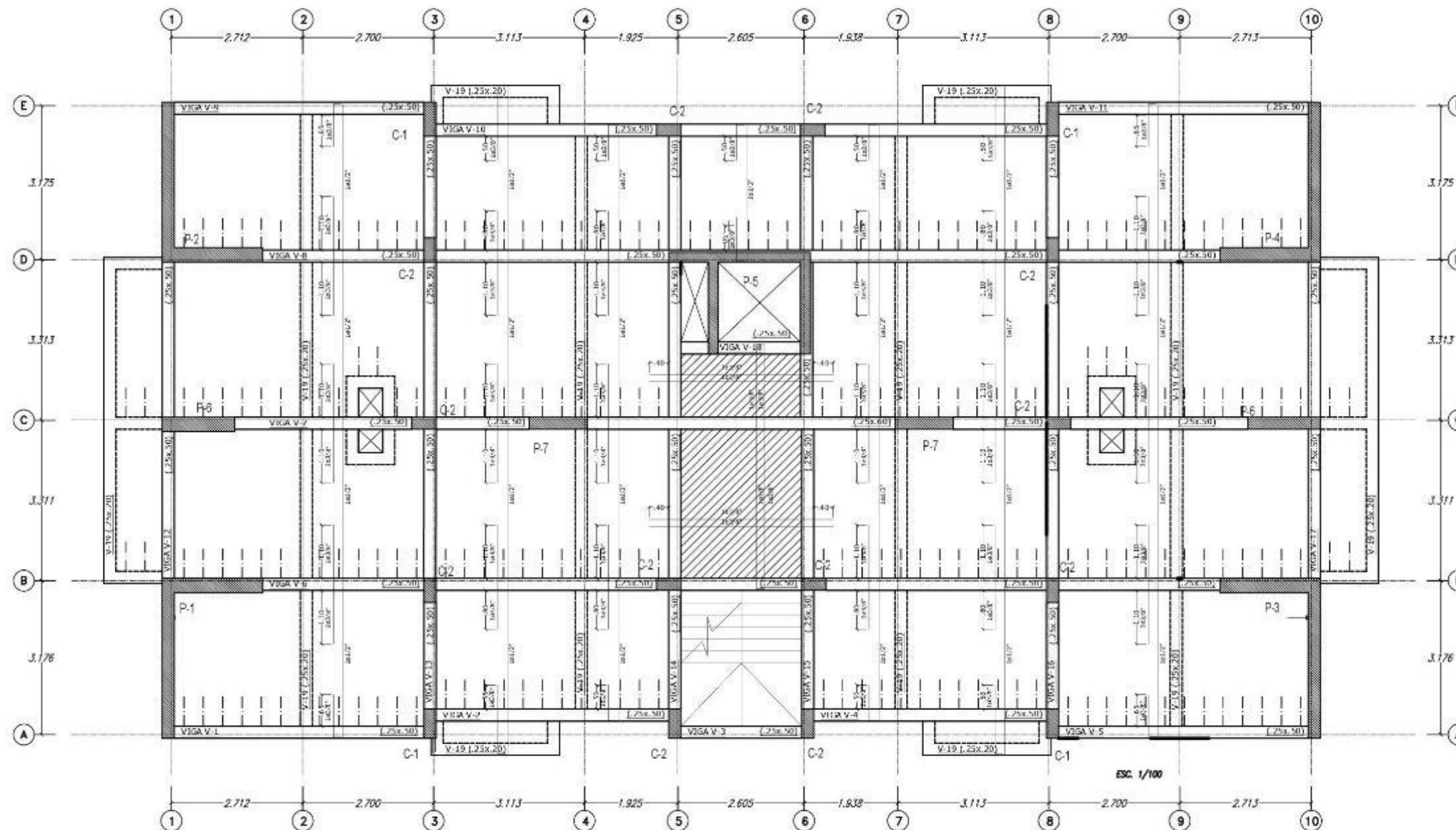
8Ø5/8"+2Ø1/2"
 25x 60
 VIGA VC-2
 1 Ø3/8"
 1@.05,6@.10,4@.15,
 rsto@.20 c/e



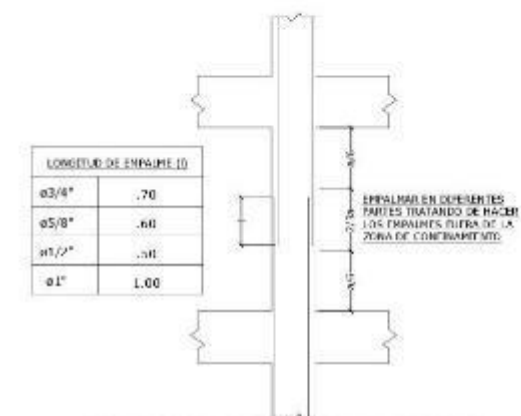
3Ø3/4"+3Ø5/8"+2Ø1/2"
 25x.60
 VIGA VC-3
 1 Ø3/8"
 1@.05,6@.10,4@.15,
 rsto@.20 c/e

6Ø5/8"+2Ø1/2"
 25x.70
 VIGA VC-1
 1 Ø3/8"
 1@.05,8@.10,4@.15,
 rsto@.20 c/e

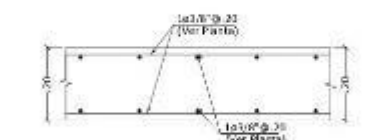
PROYECTO	ALCANTARILLADO	PROYECTANTE	REVISOR	FECHA
CLIENTE	COMITÉ DE DESARROLLO URBANO	PROYECTO	REVISOR	FECHA
UBICACIÓN	PARQUE INDUSTRIAL	PROYECTO	REVISOR	FECHA
PROYECTO	ALCANTARILLADO	PROYECTO	REVISOR	FECHA



ENCOFRADO 1er a 6to PISO

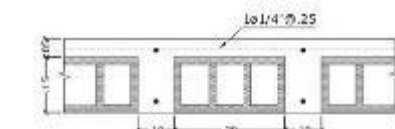


DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

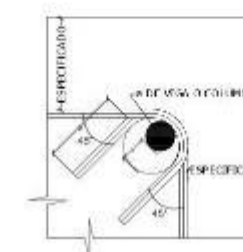


DETALLE LOSA MACIZA

(Los aceros de la losa maciza están especificados en planta. Para ambas direcciones deberán estar espaciados como mínimo a 0.20m.)



DETALLE DE ALIGERADO
h=.20



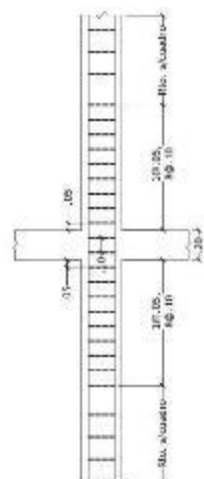
Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

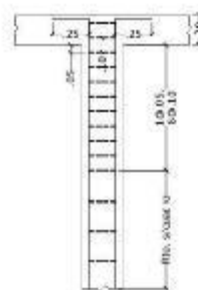
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	C-1	C-2
1°	.75x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.75x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20
2°	.75x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.75x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20
3°	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20
4°	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20
5°	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20
6°	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20	.25x.50 8ø1" 2[3ø3/8" 1@.052] 10ø.10, Rto. @.20

Notas: Para el trazo de cimentación ver plano de Arquitectura, debidamente compatibilizado con Estructuras.
Ver confinamiento de estribos en detalles: Anclaje, Refuerzo Transversal y Remate de columnas y placas.



ENCUENTRO DE COLUMNAS
ESC:1/25



REMATO DE COLUMNAS
ESC:1/25

LONGITUD DE EMPALME (L)	
ø1/2"	.50
ø5/8"	.60
ø1/4"	.70
ø1"	1.00



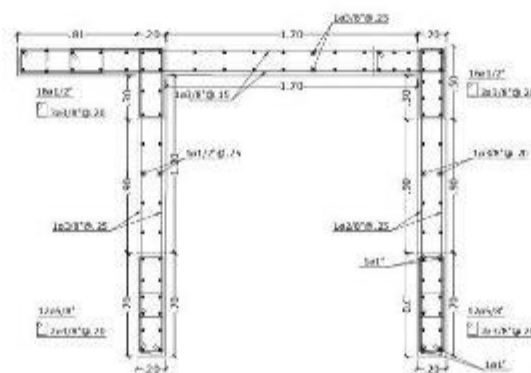
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



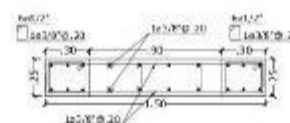
C-1
Del 1° Nivel @ 6° Nivel



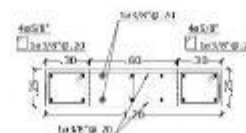
C-2
Del 1° Nivel @ 6° Nivel



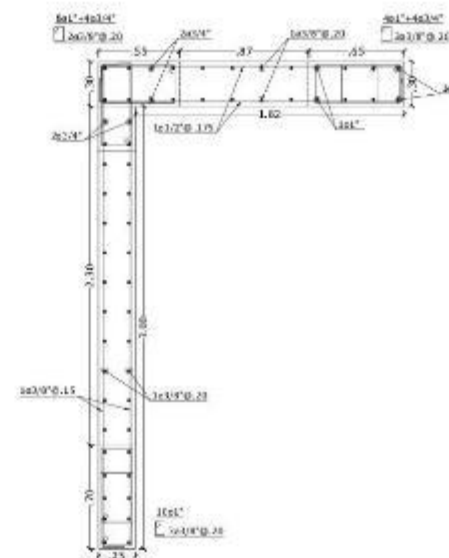
PLACA-5
Del 1er @ 6to Nivel



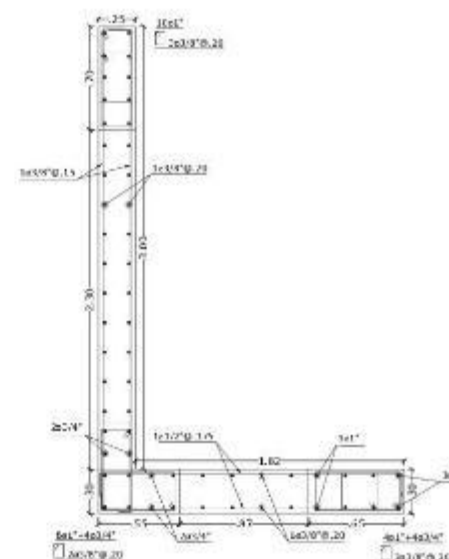
PLACA-6
Del 1er @ 6to Nivel



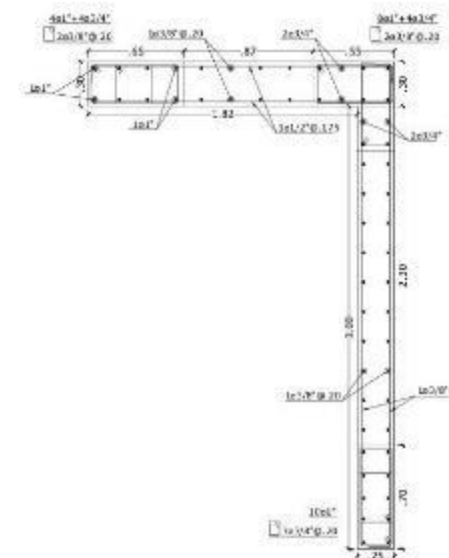
PLACA-7
Del 1er @ 6to Nivel



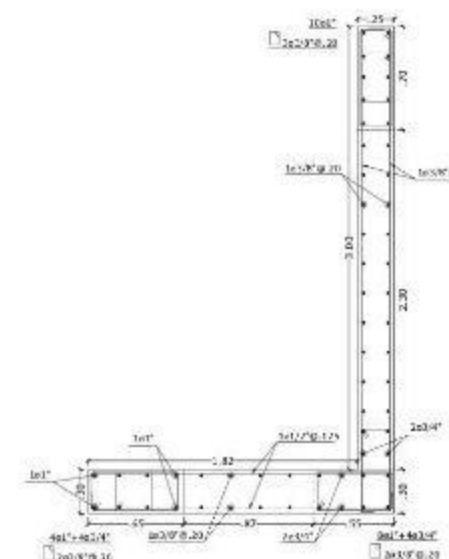
PLACA-2
Del 1er @ 6to Nivel



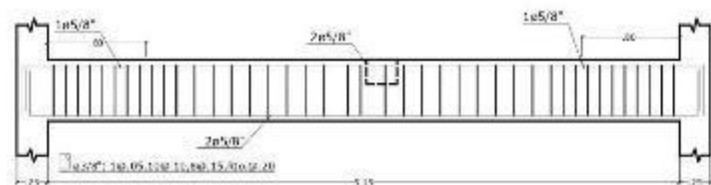
PLACA-1
Del 1er @ 6to Nivel



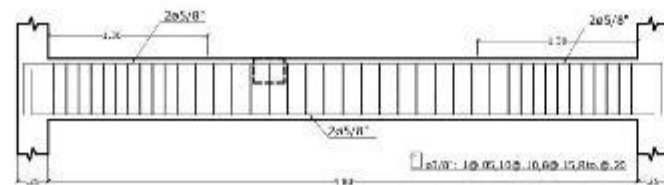
PLACA-4
Del 1er @ 6to Nivel



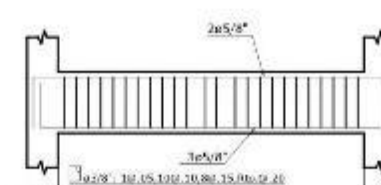
PLACA-3
Del 1er @ 6to Nivel



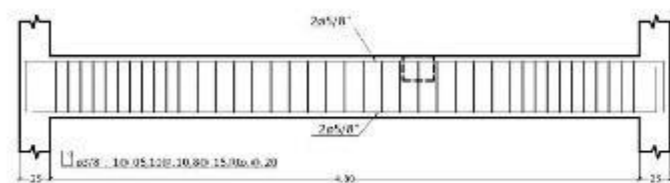
VIGA V-1 (.25x.50)



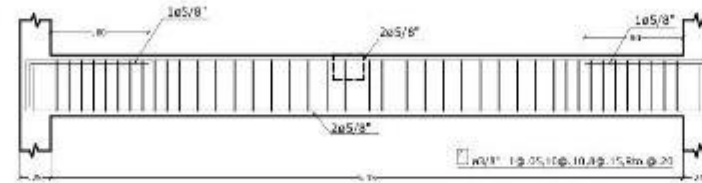
VIGA V-4 (.25x.50)



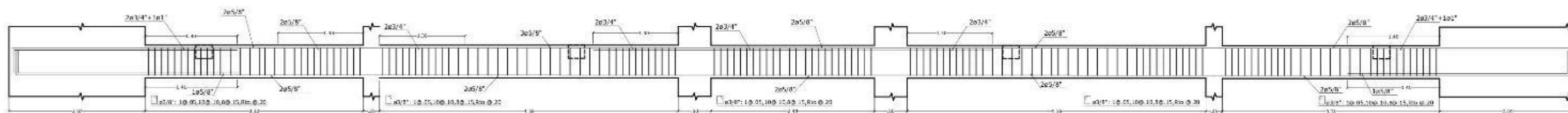
VIGA V-3 (.25x.50)



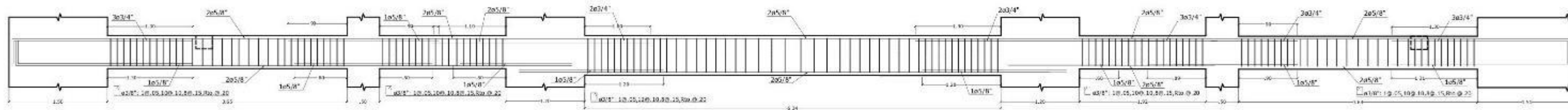
VIGA V-2 (.25x.50)



VIGA V-5 (.25x.50)

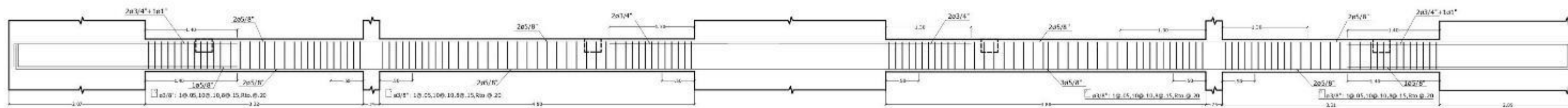


VIGA V-6 (.25x.50)



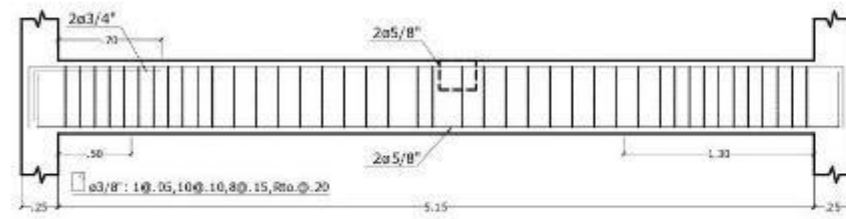
VIGA V-7 (.25x.50)

(.25x.60)

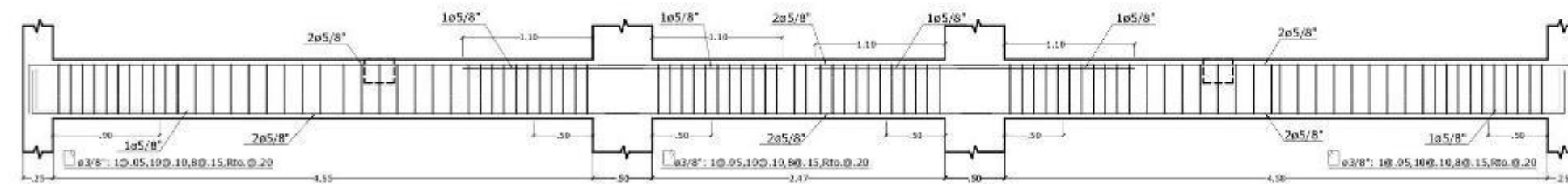


VIGA V-8 (.25x.50)

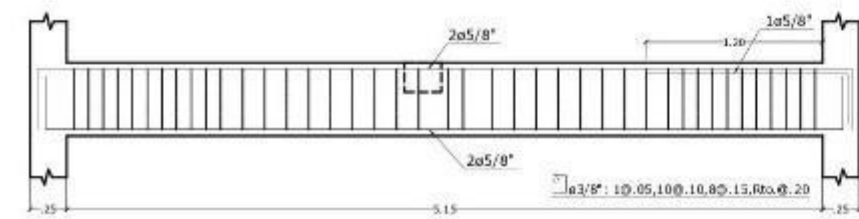
PROYECTO	ALUMINIO	FECHA	20/05/2018
CLIENTE	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018
PROYECTO	ESTUDIO DE VIABILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN DE ALUMINIO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA GUAYANA FRANCESA	FECHA	20/05/2018



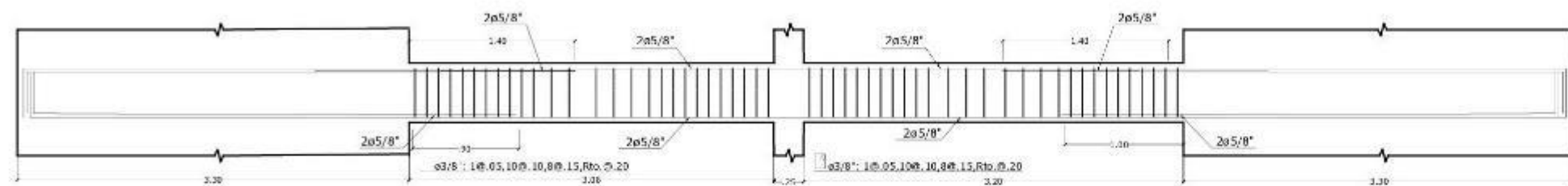
VIGA V-9 (.25x.50)



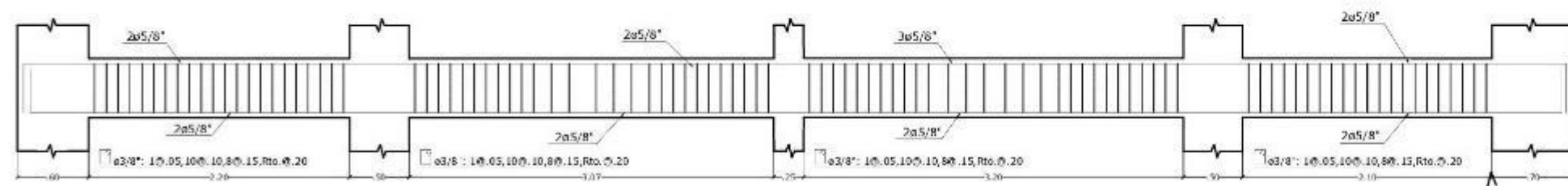
VIGA V-10 (.25x.50)



VIGA V-11 (.25x.50)

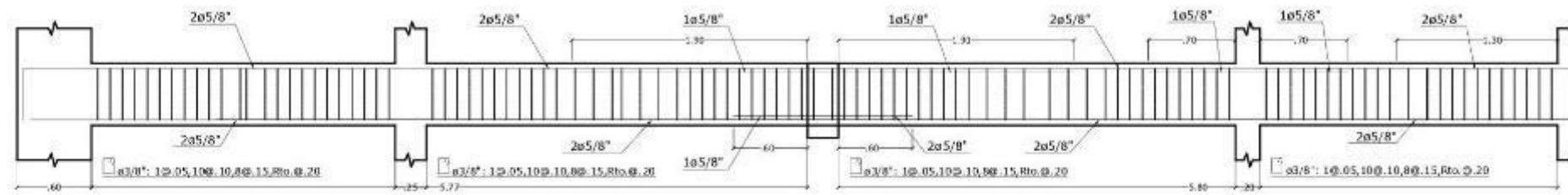


VIGA V-12 (.25x.50)

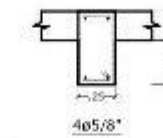


VIGA V-13 (.25x.50)

PROYECTO: ALUMINIO A.C.B.	FECHA: 10/05/2017	HOJA: 1	DE: 1
CLIENTE: COMISIÓN DE ASesoría ALICIA P. MORALES	PARTE: DETALLE DE VIGAS	FECHA: 10/05/2017	DE: 1
DISEÑO: ALICIA P. MORALES			
VERIFICACIÓN: ALICIA P. MORALES			
APROBACIÓN: ALICIA P. MORALES			

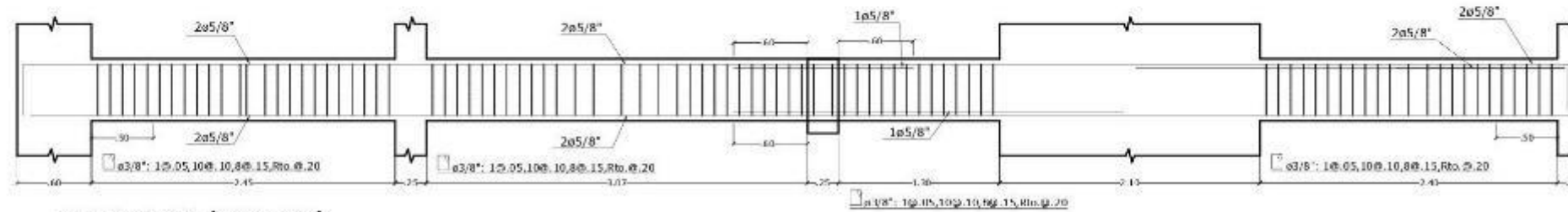


VIGA V-14 (.25x.50)

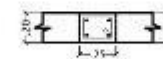


1ø3/8": 1ø.05, Rto.ø.10

VIGA V-18
(.25x.50)

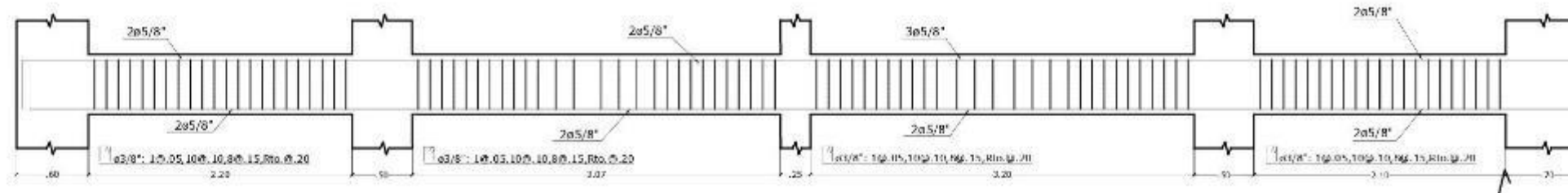


VIGA V-15 (.25x.50)

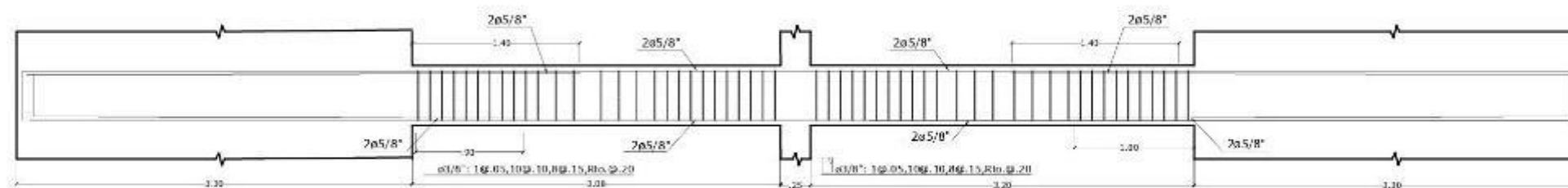


4ø5/8"
1ø3/8": 1ø.05, 8ø.10, Rto.ø.15

VIGA V-19
(.25x.20)



VIGA V-16 (.25x.50)



VIGA V-17 (.25x.50)

PROYECTO	ALQUILER DE VEHICULO	FECHA DE ELABORACION	15/05/2023	FECHA DE APROBACION	15/05/2023
CLIENTE	COMUNIDAD DE VECINOS DE LA ZONA	PROYECTO	DETALLE DE VIGAS	FECHA DE APROBACION	15/05/2023
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GARCIA	PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GARCIA	FECHA DE APROBACION	15/05/2023
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GARCIA	PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GARCIA	FECHA DE APROBACION	15/05/2023